



UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**Rafael Alves de Castro**

**Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua  
Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço**

**Rio de Janeiro**

**2006**

**Rafael Alves de Castro**

**Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua  
Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço**

**Dissertação apresentada como requisito parcial  
para obtenção do grau de Mestre, ao Programa  
de Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade do Estado do Rio de Janeiro.**

**Orientador: Prof. José Guilherme Santos da Silva**

**Co-orientador: Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima**

**Rio de Janeiro**

**2006**

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ/REDE SIRIUS/NPROTEC

C355 Castro, Rafael Alves de.  
Modelagem computacional de ligações semi-rígidas e sua influência na resposta dinâmica não-linear de pórticos de aço / Rafael Alves de Castro. – 2006.  
117 f. : il.

Orientador : José Guilherme Santos da Silva  
Co-orientador: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima  
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia de estruturas – Teses. 2. Aço – Estruturas – Teses. 3. Modelagem (computação) – Teses. 4. Engenharia civil – Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. IV. Título.

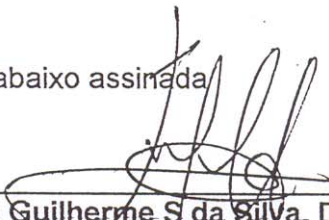
CDU 624

# Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço

**Rafael Alves de Castro**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Estruturas.

Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada

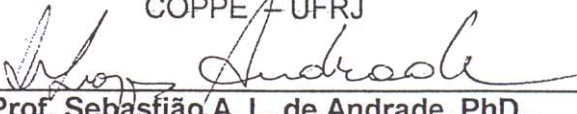
  
\_\_\_\_\_  
**Prof. José Guilherme S da Silva, DSc. – Presidente**  
Departamento de Engenharia Mecânica –UERJ

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Luciano Rodrigues O. de Lima, DSc.**

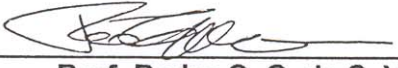
Departamento de Estruturas e Fundações –UERJ

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Eduardo de Miranda Batista, DSc.**

COPPE – UFRJ

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Sebastião A. L. de Andrade, PhD**

Departamento de Estruturas e Fundações –UERJ

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Pedro C. G. da S. Vellasco, PhD**  
Departamento de Estruturas e Fundações –UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro  
Março de 2006.

Aos meus pais e ao meu irmão, pelo carinho e incentivo ao meu trabalho.

## **Agradecimentos**

A toda minha família, que apesar de estar longe se faz tão presente.

Aos professores e funcionários da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, em especial aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e aos funcionários do LABBAS, que tanto lutaram para que este sonho fosse possível.

Ao Prof. José Guilherme e ao Prof. Luciano por toda a ajuda e interesse, e pelas palavras sempre otimistas nas horas mais difíceis.

Aos amigos Marcel Isandro, Paulo, Rodrigo, Michelle, Dimitrius, Ricardo, Márcio, Silvia, Pedro e Luiz pelos momentos em que passamos juntos nos fortalecendo, quando tudo era novo e as dificuldades eram tantas.

A CAPES – Coordenação de aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pelo apoio financeiro.

## Resumo

Castro, Rafael Alves de. **Modelagem Computacional de Ligações Semi- Rígidas e sua Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço**. Rio de Janeiro, 2006. 117p. (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

A comunidade científica tem conhecimento de que uma das etapas mais relevantes no projeto de estruturas de aço e mistas, diz respeito a uma avaliação precisa sobre os modelos estruturais que representam o comportamento real das ligações viga-coluna. Este assunto tem sido objeto de vários trabalhos de pesquisa nas ultimas décadas. Na prática corrente do projeto de estruturas de aço, a grande maioria das ligações viga-coluna é representada por modelos flexíveis (rótulas) ou rígidos (engastes). Contudo, na maior parte dos casos práticos, essas ligações assumem um comportamento intermediário, ou seja, semi-rígido. Um outro ponto importante acerca do assunto diz respeito à avaliação da resposta dinâmica de estruturas de aço com a consideração pertinente do efeito das ligações, especialmente, no que tange as semi-rígidas, já que a maioria dos trabalhos de pesquisa concentra-se apenas no estudo da resposta estática dos modelos. Assim sendo, esta investigação apresenta uma contribuição inicial no que tange ao emprego de elementos que representem mais fielmente os efeitos das ligações estruturais na análise dinâmica de estruturas de aço, evidentemente, com a consideração do efeito de semi-rigidez dessas ligações. Desta forma, este trabalho de pesquisa propõe o uso de um modelo mecânico com elementos de mola rotacionais não-lineares, objetivando simular adequadamente o efeito das ligações viga-coluna especificamente em pórticos de aço. Inicialmente, foi feita uma calibração do modelo computacional desenvolvido, comparando os resultados obtidos mediante o uso do modelo de mola rotacional com os dados obtidos na literatura técnica sobre o assunto. Na seqüência, desenvolve-se uma análise paramétrica extensa, com a inclusão de todos os efeitos mencionados no parágrafo anterior, de forma a avaliar mais detalhadamente a resposta dinâmica dos pórticos de aço, deslocamentos e esforços, com base no estudo de um edifício residencial de quatro pavimentos.

**Palavras-chave:** Análise Dinâmica, Estruturas de Aço, Ligações Semi-Rígidas, Pórticos de Aço, Modelagem Computacional.

## Abstract

The scientific community has realized that one of the most relevant stages in the design of steel and composite structures concerns to an accurate evaluation about the structural models that represent the actual behaviour of the beam-to-column connections. This issue has been the subject of many studies over the last decade. In the current design of steel structures, most of the beam-to-column connections are represented by pinned or rigid models. However, in most of the current cases, the connections have an intermediate behaviour between these two cases, Another important issue about the correct evaluation of the dynamic response of steel structures it's about the consideration of the effects of the joints, especially of the semi-rigid joints, since most of the studies consider only a static analysis of the models. Therefore, this dissertation has proposed the use of a mechanical model of rotational springs with a nonlinear behaviour, objectifying a proper simulation of the beam-to-column effects in steel frames. The numeric results were obtained along the present study, and calibrated based on many computer models available on the literature. On the sequence, a large parametric analysis is developed, including all the effects mentioned before, objectifying evaluate more precisely the dynamic response of the steel frames (displacements and forces), based on the static and dynamic response of a four storey edifice.

**Key-words:** Dynamic Analysis, Steel Structures, Semi-Rigid Joints, Steel Frames  
Computational Model



# Sumário

<b>1. Introdução .....</b>	<b>18</b>
1.1. Generalidades .....	18
1.2. Situação do Assunto.....	18
1.3. Objetivos e Motivação .....	20
1.4. Escopo do Trabalho.....	21
<b>2. Ligações Viga-Coluna .....</b>	<b>23</b>
2.1. Introdução.....	23
2.2. Classificação das Ligações Segundo o Eurocode 3 [13].....	25
2.2.1. Classificação Quanto a Rigidez à Rotação.....	25
2.2.1.1. Ligações Nominalmente Rotuladas .....	25
2.2.1.2. Ligações Rígidas.....	26
2.2.1.3. Ligações Semi-Rígidas .....	27
2.2.2. Classificação Quanto à Resistência.....	27
2.2.2.1. Ligações Nominalmente Rotuladas .....	27
2.2.2.2. Ligações Completamente Resistentes.....	28
2.2.2.3. Ligações Parcialmente Resistentes .....	28
2.3. Critérios de Análise e Dimensionamento.....	28
2.4. Tipos de Ligações.....	30
2.5. Modelagem Computacional das Ligações Semi-Rígidas .....	31
2.5.1. Representação Matemática .....	32
2.5.2. Modelagem Numérica .....	33
2.5.3. Modelagem Experimental.....	33
2.6. Análise e Dimensionamento das Ligações Segundo o Eurocode [13].....	33
2.6.1. Introdução .....	33
2.6.2. Método das Componentes .....	35
2.6.2.1. Determinação da Resistência e da Rigidez à Rotação da Ligação.....	36
<b>3. Modelagem Numérica-Computacional .....</b>	<b>39</b>
3.1. Introdução.....	39
3.2. Modelo em Elementos Finitos .....	39
3.3. Hipóteses Simplificadoras .....	40
3.4. Modelagem das Ligações Viga-Coluna no Programa ANSYS [24] .....	41
3.5. Elemento de Mola Rotacional.....	41

3.6. Tipos de Análise .....	42
3.7. Modelos Estruturais .....	43
3.7.1. Modelo de Viga Bi-engastada .....	43
3.7.2. Pórtico Plano do Tipo “L-Shape” .....	44
3.7.3. Modelo Proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [65].....	45
3.7.4. Modelo Proposto por Sekulovic et al[33].....	46
3.7.5. Modelo Proposto por Vogel [31].....	46
3.7.6. Modelo Proposto por Kameshki [59] .....	48
3.7.7. Modelo Estrutural de um Edifício de 4 Pavimentos [65] .....	49
3.7.8. Propriedades Físicas da Edificação.....	55
3.7.9. Propriedades Geométricas dos Pórticos.....	55
3.7.10. Regulamentação Utilizada .....	56
3.7.11. Carregamentos.....	56
3.7.11.1. Cargas permanentes.....	57
3.7.11.2. Cargas variáveis.....	57
3.7.11.3. Combinações de Carga.....	57
3.7.11.4. Cargas atuantes na estrutura.....	58
<b>4. Análise de Autovalores e Autovetores .....</b>	<b>60</b>
4.1. Introdução.....	60
4.2. Modelo Proposto por Vogel [31] .....	60
4.3. Modelo Proposto por Kameshki [59].....	67
<b>5. Calibração do Modelo Computacional Desenvolvido .....</b>	<b>75</b>
5.1. Generalidades .....	75
5.2. Viga Bi-engastada .....	75
5.3. Modelo Proposto por Steenhuis,Weynand e Gresnight [65].....	78
5.4. Pórtico Plano do tipo “L-Shape”.....	79
5.5. Modelo Proposto por Sekulovic et al [33] .....	82
5.6. Modelo Proposto por Vogel [31] .....	86
<b>6. Avaliação da Resposta Dinâmica de um Edifício Residencial de Quatro Pavimentos .....</b>	<b>90</b>
6.1. Introdução.....	90
6.2. Análise de Autovalores .....	90
6.3. Carregamentos .....	92
6.4. Análise Estática .....	94

6.5. Análise Dinâmica .....	97
<b>7. Considerações Finais.....</b>	<b>105</b>
7.1. Introdução.....	105
7.2. Conclusões Alcançadas .....	105
7.3. Sugestões Para Trabalhos Futuros .....	107
Referências Bibliográficas .....	109

## Lista de Figuras

Figura 2.1 – Classificação das ligações quanto à rigidez .....	26
Figura 2.2 – Classificação das ligações quanto à resistência .....	28
Figura 2.3 – Alguns tipos de ligações comumente utilizadas .....	31
Figura 2.4 – Algumas representações matemáticas da curva momento versus rotação .....	32
Figura 2.5 – Diagrama aproximado Força x Deslocamento representativo do comportamento de uma componente genérica .....	34
Figura 2.6 – Modelagem da ligação por zonas críticas[34] .....	35
Figura 2.7 – Modelo mecânico dos componentes de uma ligação viga-coluna .....	36
Figura 2.8 – Rigidez à rotação como função do momento aplicado.....	38
Figura 3.1 – Elemento finito BEAM23 implementado no programa ANSYS [24] .....	39
Figura 3.2 – Elemento finito LINK1 implementado no programa ANSYS [24].....	40
Figura 3.3 – Modelos de ligações .....	41
Figura 3.4 – Curva momento versus rotação multilinear .....	42
Figura 3.5 – Algoritmo utilizado para simular o fen.....	43
Figura 3.5 – Viga Bi-engastada.....	43
Figura 3.6 – Pórtico plano do tipo “L-Shape” .....	44
Figura 3.7 – Modelo proposto por Steenhuis,Weynand e Gresnight [65].....	45
Figura 3.8 – Modelo proposto por Sekulovic et al[33].....	46
Figura 3.9 – Modelo proposto por Vogel[31].....	47
Figura 3.10 – Modelo proposto por Kameshki[59] .....	48
Figura 3.11 – Planta baixa do pavimento tipo.....	50
Figura 3.12 – Corte vertical do edifício. ....	50
Figura 3.13 – Plano das vigas do pavimento tipo .....	51
Figura 3.14 – Plano das vigas da cobertura .....	51
Figura 3.15 – Planta de localização dos pórticos da estrutura. ....	52
Figura 3.16 – Esquema estrutural dos grupos I e II sem contraventamentos .....	52
Figura 3.17 – Esquema estrutural dos grupos III e IV sem contraventamentos.....	53
Figura 3.18 – Esquema estrutural dos grupos I e II com contraventamentos .....	53
Figura 3.19 – Esquema estrutural dos grupos III e IV com contraventamentos.....	54
Figura 3.20 – Plano das vigas e seção da caixa d'água.....	54
Figura 3.21 – Ponto de aplicação das cargas nos grupos de pórticos I e II .....	58
Figura 3.22–Ponto de aplicação das cargas nos grupos de pórticos III e IV.....	59
Figura 4.1 – Variação da primeira freqüência natural do modelo .....	62
Figura 4.2 – Variação da segunda freqüência natural do modelo .....	62
Figura 4.3 – Variação da terceira freqüência natural do modelo .....	62
Figura 4.4 – Variação da quarta freqüência natural do modelo.....	63
Figura 4.5 – Variação da quinta freqüência natural do modelo .....	63

Figura 4.6 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.....	64
Figura 4.7 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.....	64
Figura 4.8 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.....	65
Figura 4.9 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico contraventado.....	65
Figura 4.10 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico contraventado.....	66
Figura 4.11 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico contraventado.....	66
Figura 4.12 – Variação da primeira frequência natural do modelo.....	69
Figura 4.13 – Variação da segunda frequência natural do modelo.....	69
Figura 4.14 – Variação da terceira frequência natural do modelo.....	69
Figura 4.15 – Variação da quarta frequência natural do modelo.....	70
Figura 4.16 – Variação da quinta frequência natural do modelo.....	70
Figura 4.17 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.....	71
Figura 4.18 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.....	71
Figura 4.19 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.....	72
Figura 4.20 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico contraventado.....	72
Figura 4.21 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico contraventado.....	73
Figura 4.22- Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico contraventado.....	73
Figura 5.1- Estado de carregamento da viga.....	75
Figura 5.2 – Análise estática não-linear geométrica (segunda ordem) do modelo de viga bi-engastada.....	76
Figura 5.3- Frequências naturais obtidas para o modelo de viga bi-engastada.....	77
Figura 5.4 – Deslocamento no meio do vão da viga bi-engastada.....	77
Figura 5.5 – Estado de carregamento , deformação e diagrama de momentos fletores [65].....	78
Figura 5.6 – Curva momento <i>versus</i> rotação adotada para o modelo “L-Shape”.....	79
Figura 5.7 – Estado de carregamento do modelo “L-Shape”.....	80
Figura 5.8 – Modos de vibração obtidos para o pórtico “L-Shape”- Modelo rígido.....	80
Figura 5.9 – Modos de vibração obtidos para o pórtico “L-Shape”- Modelo semi-rígido.....	81
Figura 5.10 – Resultados obtidos para o modelo “L-Shape”.....	81
Figura 5.11 – Curva momento <i>versus</i> rotação utilizada no modelo proposto por Sekulovic et al.....	82

Figura 5.12 – Carga aplicada no modelo de pórtico de 2 pavimentos.....	83
Figura 5.13 – Deslocamento horizontal em função do tempo do nó A.....	83
Figura 5.14–Curva momento versus rotação do nó A .....	84
Figura 5.15 – Pulso aplicado no modelo de pórtico de 2 pavimentos .....	84
Figura 5.16 – Local de aplicação das cargas estáticas .....	85
Figura 5.17 – Deslocamento horizontal do ponto A.....	85
Figura 5.18 – Curva momento versus rotação do pórtico de seis pavimentos.....	86
Figura 5.19 – Ponto de aplicação das cargas no modelo proposto por Vogel .....	87
Figura 5.20 – Deslocamento horizontal no ponto A para $\omega=6,911$ rad/s.....	87
Figura 5.21 – Deslocamento horizontal no ponto A para $\omega=10,116$ rad/s.....	88
Figura 5.22 – Deslocamento horizontal no ponto A para $\omega=18,095$ rad/s.....	88
Figura 5.23 – Deslocamento horizontal no ponto A para $\omega=27,143$ rad/s.....	88
Figura 6.1 – Ligação de referência utilizada por Carvalho [34] .....	91
Figura 6.2 – Curva momento versus rotação utilizada por Carvalho [34].....	91
Figura 6.3 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo I.....	93
Figura 6.4 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo II.....	93
Figura 6.5 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo III.....	93
Figura 6.6 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo IV.....	93
Figura 6.7 – Localização dos deslocamentos e esforços obtidos na análise estática.....	95
Figura 6.8 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo I .....	97
Figura 6.9 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo II .....	98
Figura 6.10 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo III .....	98
Figura 6.11 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo IV .....	98
Figura 6.12 – Fator de amplificação das reações de apoio horizontais do Grupo I .....	100
Figura 6.13 – Fator de amplificação das reações de apoio verticais do Grupo I.....	101
Figura 6.14 – Fator de amplificação dos momentos nos apoios do Grupo I .....	101
Figura 6.15 – Fator de amplificação das reações de apoio horizontais pórticos do grupo II .....	102
Figura 6.16 – Fator de amplificação dos momentos nas reações de apoio verticais dos pórticos do grupo II .....	102
Figura 6.17 – Fator de amplificação dos momentos nos apoios dos pórticos do grupo II.....	103

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Variação no detalhe do nó e economia nos custos de fabricação[65] .....	24
Tabela 2.2 – Critérios de projeto para ligações .....	30
Tabela 2.3 uma – Identificação das componentes da ligação .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Tabela 2.4 – Coeficiente modificador de rigidez, $\eta$ .....	37
Tabela 3.1 – Propriedades físicas e geométricas da viga bi-engastada .....	43
Tabela 3.2 – Propriedades físicas e geométricas do pórtico plano tipo “L-Shape” .....	45
Tabela 3.3 – Propriedades físicas e geométricas do modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight[65] .....	45
Tabela 3.4 – Propriedades físicas do modelo proposto por Sekulovic et al .....	46
Tabela 3.5 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Sekulovic et al .....	46
Tabela 3.6 – Propriedades físicas do modelo proposto por Vogel .....	47
Tabela 3.7 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Vogel .....	47
Tabela 3.8 – Propriedades físicas do modelo proposto por Kameshki[59] .....	48
Tabela 3.9 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Kameshki[59] .....	49
Tabela 3.10 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo I .....	55
Tabela 3.11 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo II .....	55
Tabela 3.12 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo III .....	56
Tabela 3.13 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo IV .....	56
Tabela 3.14 – Combinações de Carga segundo o Eurocode 3 .....	58
Tabela 3.15 – Valores das cargas aplicadas ao grupo de pórticos .....	59
Tabela 4.1 - Freqüências naturais do modelo de Vogel [31]. Pórtico sem contraventamentos .....	60
Tabela 4.2 Freqüências naturais do modelo de Vogel [31]. Pórtico com contraventamentos .....	61
Tabela 4.3 – Freqüências naturais do modelo proposto por Kameshki, pórtico sem contraventamentos .....	67
Tabela 4.4 - Freqüências naturais do modelo proposto por Kameshki, pórtico com contraventamentos .....	68
Tabela 5.1 - Freqüências naturais obtidas para o modelo de viga bi-engastada .....	77
Tabela 5.2 – Resultados obtidos para o modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight[65] ..	78
Tabela 5.3 – Freqüências naturais obtidas para o modelo “L-Shape” .....	80
Tabela 5.4 - Freqüências obtidas para o modelo proposto por Sekulovic et al [33] .....	83
Tabela 6.1 – Valores obtidos para a freqüência fundamental dos grupos de pórticos .....	91
Tabela 6.2 – Valores dos carregamentos e da freqüência de excitação para os grupos de pórticos ..	94
Tabela 6.3 – Deslocamentos obtidos para os grupos de pórticos .....	97
Tabela 6.4 – Reações de apoio (esforços e momentos) obtidos para os grupos de pórticos .....	96

## Lista de Símbolos

$A$	área total da seção transversal do perfil da coluna
$b_f$	largura da mesa da coluna
$B_{t,Rd}$	resistência de um parafuso à tração
$E$	módulo de elasticidade
$f_y$	tensão de escoamento do material
$h_i$	distância da linha de parafusos ao centro de compressão
$h_r$	distância entre a linha de parafusos $i$ ao centro de compressão
$k_1$	coeficiente de rigidez da alma da coluna ao corte – componente 1
$k_2$	coeficiente de rigidez da alma da coluna à compressão – componente 2
$k_3$	coeficiente de rigidez da alma da coluna à tração – componente 3
$k_4$	coeficiente de rigidez da alma da coluna à flexão – componente 4
$k_5$	coeficiente de rigidez da placa de extremidade à flexão – componente 5
$k_7$	coeficiente de rigidez da mesa da viga à compressão – componente 7
$k_8$	coeficiente de rigidez da alma da viga à tração – componente 8
$k_{10}$	coeficiente de rigidez de um parafuso à tração
$k_{eq}$	rigidez equivalente das molas associadas em paralelo
$k_{eff,r}$	rigidez efetiva das molas associadas em série
$M_{j,Rd}$	momento resistente





“Nada tem um fim, apenas um novo começo”.

Rafael Alves de Castro

# 1. Introdução

## 1.1. Generalidades

A comunidade científica tem conhecimento de que uma das etapas mais relevantes no projeto de estruturas de aço e mistas, diz respeito a uma avaliação precisa sobre os modelos estruturais que representam o comportamento real das ligações viga-coluna, já que na prática corrente de projeto, as ligações viga-coluna são consideradas como sendo perfeitamente flexíveis (rotuladas) ou infinitamente rígidas.

Sabe-se ainda que, na maior parte dos casos práticos, essas ligações assumem um comportamento intermediário, ou seja, semi-rígido. Este comportamento semi-rígido pode ser caracterizado com base em grandezas associadas ao projeto de uma ligação, tais como: resistência à flexão, rigidez inicial e capacidade de rotação.

Um outro ponto relevante acerca do assunto diz respeito à análise dinâmica de pórticos de aço com a consideração pertinente do efeito das ligações, principalmente, no que tange às ligações semi-rígidas, já que a grande maioria das investigações concentra-se sobre o comportamento estático dos modelos estruturais, o que nem sempre é suficiente para uma análise mais realista desses modelos.

## 1.2. Situação do Assunto

Neste item da dissertação, pretende-se descrever, de forma resumida, alguns trabalhos de pesquisa relevantes que possuem relação com o tema em estudo no presente trabalho.

Em 1986, Chen & Lui [1] propõem um método analítico, baseado em elementos finitos para se determinar-se esforços e deslocamentos atuantes na estrutura considerando-se os efeitos de não linearidade geométrica e não linearidade da ligação.

No ano de 1990, Nander e Astaneh [2] montam em laboratório, e estudam o comportamento dinâmico de um pórtico de três barras, quando este era submetido a deslocamentos de base de diferentes frequências de excitação e concluem que, conforme se aumentava-se a rigidez das ligações do pórtico, o esforço cisalhante atuante na base da

estrutura aumentava, mas que o deslocamento translacional vertical sofrido pelo pórtico não crescia na mesma proporção.

Em 1994, Elnashai e Elgazhouli [3] estudam o comportamento de pórticos semi-rígidos de aço contraventados sob o efeito de cargas sísmicas e concluem que pórticos semi-rígidos apresentavam deslocamentos menores que os modelos considerados flexíveis e esforços atuantes menores do que nos modelos considerados rígidos. Desta forma, concluem que pórticos semi-rígidos tendem a suportar melhor os efeitos de terremotos do que os pórticos rígidos ou flexíveis.

A partir de 1996, Barsa e Chorean [4] desenvolvem um programa de computador capaz de simular o comportamento estrutural de pórticos de aço considerando os efeitos de segunda ordem, o comportamento semi-rígido da ligação viga-coluna e a não-linearidade do material.

No mesmo ano (1996), Chan & Chui [5] estuda o comportamento estático e dinâmico do modelo proposto por Vogel considerando os efeitos de não-linearidade geométrica e não-linearidade da ligação e concluem que, quando os deslocamentos e esforços atuantes na estrutura tendem a ser maiores quando se aplica no modelo uma carga com frequência de excitação menor que a frequência fundamental do modelo semi-rígido não linear, e menor caso contrário. Para o caso onde a frequência de excitação é igual à frequência fundamental da estrutura, o modelo não entra em ressonância.

Em 1999, Sekulovic e Salatic [6] criam um programa de computador baseado no método dos elementos finitos que calculava esforços e deslocamentos atuantes em estruturas de aço considerando os efeitos de não linearidade geométrica e da ligação. Para simular o comportamento estrutural das ligações viga-coluna, Sekulovic e Salatic recomendaram a utilização de ligações excêntricas constituídas por um elemento de mola rotacional e uma barra de rigidez infinita.

No mesmo ano (1999), Kameshki e Saka [7] utilizam um algoritmo genético para otimizar a curva momento *versus* rotação de uma estrutura de aço e chegam à conclusão de que estruturas dimensionadas com ligações semi-rígidas tendem a ter um peso menor do que onde são utilizadas as ligações flexíveis ou rotuladas.

Em 2000, Seung-Eock Kim e Se Hyu-Choi [8] propuseram a utilização do Método das Forças de Kishi & Chen para simular os efeitos de não linearidade geométrica, da ligação

viga-coluna e do material na resposta dinâmica de pórticos tridimensionais e verificaram que dependendo da rigidez da ligação viga-coluna considerada no dimensionamento o deslocamento translacional horizontal de estruturas longo do tempo variava conforme se variava a rigidez rotacional da ligação viga-coluna.

Em 2003, Nethercort e Sndjer [9] avaliam o comportamento das ligações semi-rígidas através do método da rigidez secante e concluem que este método representar de forma satisfatória o comportamento não-linear das ligações semi-rígidas.

No ano de 2005, Castro *et al* [10] estudam a influência das ligações semi-rígidas na resposta dinâmica de pórticos de estruturas de aço e concluem que pórticos que utilizam ligações viga-coluna com comportamento não linear tendem a suportar melhor cargas harmônicas cíclicas.

Em 2005 Silva *et al* [11] realizam uma análise paramétrica extensa acerca da resposta estática de pórticos de aço, levando em conta o efeito de semi-rigidez das ligações viga-coluna. Para tanto, um modelo de mola translacional linear [12] foi empregado para representar as ligações viga-coluna.

### **1.3. Objetivos e Motivação**

O objetivo inicial deste trabalho é o de propor um modelo computacional que represente de forma satisfatória o comportamento estrutural de ligações viga-coluna, principalmente, as ligações semi-rígidas. Para tanto, adota-se um elemento de mola rotacional não-linear, que permite uma completa avaliação da resposta estática e dinâmica de pórticos de aço e mistos.

Os efeitos de não-linearidade geométrica (efeito de segunda ordem), não linearidade da ligação (elemento de mola rotacional), e, bem como o fenômeno de histerese presente nas ligações viga-coluna são considerados na metodologia de análise desenvolvida neste estudo.

A presente investigação foi desenvolvida em etapas: primeiramente, foi feita uma calibração do modelo computacional proposto nesta dissertação, a partir da realização de uma extensa série de análises numéricas respaldadas e comparadas com resultados encontrados correntemente na literatura técnica pertinente sobre o assunto.

Posteriormente, numa segunda etapa, foram verificadas as modificações, principalmente, no que tange a resposta dinâmica dos diversos modelos de pórticos de aço estudados ao longo do trabalho. Especial atenção foi dada a um edifício residencial de quatro pavimentos, onde são obtidos os fatores de amplificação dinâmicos mediante a aplicação de cargas harmônicas determinísticas.

Uma grande motivação para o desenvolvimento desta dissertação consiste, de forma geral, na análise dinâmica de pórticos de aço com a consideração pertinente do efeito das ligações semi-rígidas. Tradicionalmente, a grande maioria das investigações concentra-se somente sobre o comportamento estático dos modelos estruturais, o que nem sempre é suficiente para uma análise mais realista e confiável desses modelos.

#### **1.4. Escopo do Trabalho**

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, um breve resumo do estado da arte no que tange à modelagem computacional das ligações viga-coluna, especificou os principais objetivos deste trabalho além de apresentar uma pequena descrição do conteúdo de cada capítulo conforme pode ser observado a seguir.

No capítulo dois apresenta-se uma descrição detalhada do método das componentes por se tratar do procedimento mais completo para o projeto e dimensionamento de ligações estruturais em aço.

No capítulo três são apresentadas as considerações e hipóteses simplificadoras no que tange à modelagem numérico-computacional, bem como são apresentados os sistemas estruturais utilizados nessa dissertação.

No capítulo quatro são comparados os resultados obtidos na análise de autovalores (frequências naturais) e autovalores (modos de vibração) obtidos mediante o emprego do modelo computacional com os obtidos mediante o uso de mola translacional.

No capítulo cinco é feita a calibração do modelo computacional, comparando-se os resultados obtidos mediante o uso do modelo proposto com os que se encontram disponíveis na literatura técnica sobre o assunto.

No capítulo seis é verificada a resposta dinâmica dos grupos de pórticos que constituem a estrutura de um edifício residencial de quatro pavimentos.

Finalmente no capítulo sete, são tecidas as considerações finais com as principais conclusões obtidas além de algumas propostas para trabalhos futuros.

## 2. Ligações Viga-Coluna

### 2.1. Introdução

Os modelos simplificados utilizados na prática de projeto são eficientes para algumas estruturas com poucos elementos estruturais e sob o efeito de cargas de pequena magnitude, mas em outros casos, a correta avaliação das ligações da estrutura requer que o comportamento semi-rígido da ligação seja considerado.

O comportamento real (semi-rígido) das ligações permite um dimensionamento mais correto e pode conduzir a economias significativas. Ao considerar este comportamento real nos projetos executados inicialmente com ligações flexíveis uma redução significativa nas flechas das vigas e uma diminuição do comprimento de flambagem das colunas, além de diminuir os deslocamentos laterais da estrutura.

Por outro lado ao se admitir que as ligações são infinitamente rígidas, introduzem-se erros no cálculo das estruturas, em geral contra a segurança. Aliado a este fato o controle de rigidez de uma ligação semi-rígida permite uma melhor distribuição de momentos na viga gerando com isto uma economia significativa no custo global da estrutura.

O comportamento dos elementos de ligação tem sido objeto de estudo ao longo dos últimos anos, no sentido de se desenvolver modelos capazes de caracterizar completamente a resposta de ligações para vários tipos de solicitação [1 - 54].

Com a avaliação de novos conceitos de projetos semi-rígidos, tem-se a possibilidade de dimensionar as estruturas de aço de forma mais racional e diminuindo os custos, pois há grande liberdade de detalhamento de ligações dentro dos limites extremos: rígida e flexível. Em geral, qualquer rigidez para uma determinada ligação pode ser conseguida para atender o comportamento estrutural desejado.

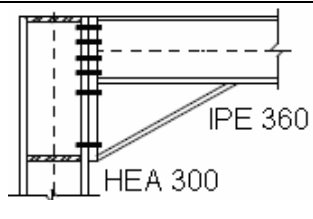
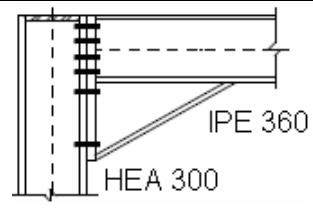
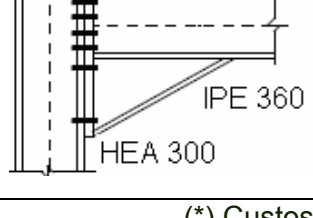
Um dos critérios para se ter uma economia nas estruturas é através da otimização do detalhamento de ligações. O Eurocode 3 [55] impõe limites para que a ligação seja considerada rígida, de acordo com as características dos elementos constituintes da mesma. Através do Eurocode 3 [55] pode-se classificar a ligação a partir da determinação



do momento fletor resistente e da rigidez inicial da ligação. Para se otimizar um nó da estrutura, seu detalhe pode ser modificado passo a passo alterando a sua configuração geométrica sem modificar sua característica de nó.

A variação do detalhamento pode ser feita, por exemplo, diminuindo o número de parafusos ou até eliminando chapas de enrijecimento desnecessárias. A ligação, apesar de ter uma representação pequena no peso final da construção, representa uma considerável parcela nos custos de fabricação e montagem da estrutura. Uma tentativa de avaliação dos custos de fabricação foi investigada por Steenhuis, Weynand e Gresnight [33] a partir de variação de detalhes de um mesmo nó rígido. Os resultados estão apresentados na Tabela 2.1, onde  $M_{j,Rd}$  representa o momento de cálculo da ligação e  $S_{j,ini}$  é a rigidez inicial da ligação à rotação

**Tabela 2.1 – Variação no detalhe do nó e economia nos custos de fabricação [33]**

Variação do detalhe	$M_{j,Rd}$ (kN)	$S_{j,ini}$ (kNm/rad)	Classificação	Custos de Fabricação	Economia (%) <sup>(*)</sup>
	281,6	144.971	Rígido	100%	-
	255,0	92.706	Rígido	87%	13
	250,6	89.022	Rígido	73%	27
(*) Custos de fabricação do nó relativos à primeira configuração					

Observando-se a Tabela 2.1 pode-se verificar que mesmo com a retirada de diversos elementos da ligação o nó ainda pode ser considerado como sendo rígido.

## 2.2. Classificação das Ligações Segundo o Eurocode 3 [55]

Conforme dito anteriormente, tradicionalmente, na análise estrutural, as ligações entre vigas e colunas são supostas infinitamente rígidas (modelagem rígida) ou perfeitamente rotuladas (modelagem flexível). Uma das inovações do Eurocode 3 [55] é permitir uma modelagem semicontínua segundo a qual uma ligação é modelada por uma mola rotacional caracterizada por uma curva momento *versus* rotação não-linear. Dependendo das propriedades do nó envolvidas na análise estrutural, o sistema de classificação pode requerer um ou mais critérios. O Eurocode 3 [55] fornece regras para avaliar a rigidez e a resistência de ligações viga-coluna, tomando partido destas características.

Atualmente, a caracterização da curva momento *versus* rotação de uma ligação baseia-se na avaliação de suas propriedades de resistência à flexão, rigidez à rotação e ductilidade (capacidade de rotação).

### 2.2.1. Classificação Quanto a Rigidez à Rotação

Este tipo de classificação leva em conta a rigidez lateral da estrutura para classificar as ligações, que podem ser classificadas como nominalmente rotuladas, rígidas, ou semi-rígidas.

#### 2.2.1.1. Ligações Nominalmente Rotuladas

São ligações capazes de transferir as forças cortantes e eventualmente forças normais provenientes da viga e da coluna. Além disso, elas devem ser capazes de se deformarem sem o desenvolvimento de momentos significativos, que possam afetar a resistência das colunas a elas conectadas, como mostra a Figura 2.1

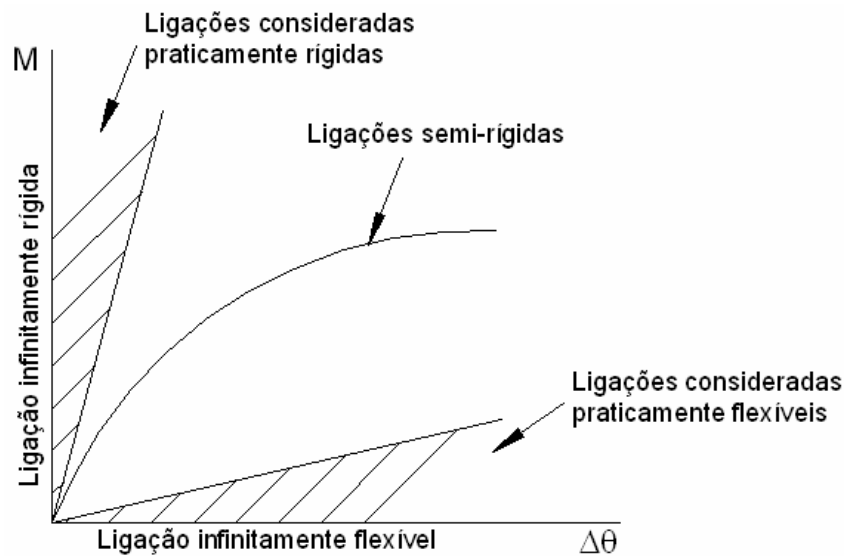


Figura 2.1 – Classificação das ligações quanto à rigidez

Uma ligação deve ser classificada como nominalmente rotulada se:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b} \quad ( 2.1 )$$

Onde:

$S_{j,ini}$  é a rigidez à rotação secante da ligação;

$I_b$  é o momento de inércia da viga conectada;

$L_b$  é o vão da viga conectada.

### 2.2.1.2. Ligações Rígidas

Estas ligações transmitem todos os esforços nela impostos com deformações insignificantes, pois estas não influenciam a distribuição de esforços na estrutura e sua deformação total. Estas deformações podem ser desprezadas, segundo o Eurocode 3 [55], pois as mesmas não reduzem a resistência da estrutura mais que 5% [40] (Figura 2.1).

Uma ligação deve ser classificada como rígida se:

- Para estruturas contraventadas:

$$S_{j,ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b} \quad ( 2.2 )$$

Onde:

$S_j$  é a rigidez à rotação secante da ligação;

$I_b$  é o momento de inércia da viga conectada;

$L_b$  é o vão da viga conectada.

- Para estruturas não contraventadas:

$$S_{j,ini} \geq 25 \frac{EI_b}{L_b} \quad ( 2.3 )$$

Desde que  $K_b/K_c \geq 0,1$

Onde:

$K_b$  é o valor médio de  $I_b/L_b$  para todas as vigas no topo do pavimento;

$K_c$  é o valor médio de  $I_c/L_c$  para todas as colunas do pavimento.

### 2.2.1.3. Ligações Semi-Rígidas

Quando a ligação não atende nem ao critério de ligação rígida ou de rotulada, deve ser classificada como semi-rígida. Estas ligações devem ser projetadas para um grau intermediário de interação entre os elementos da estrutura baseado em sua curva momento *versus* rotação, como mostra a Figura 2.1.

## 2.2.2. Classificação Quanto à Resistência

### 2.2.2.1. Ligações Nominalmente Rotuladas

Segundo este critério uma ligação deve ter capacidade de transmitir os esforços sem desenvolver momentos significativos (Figura 2.2). Por outro lado, sua capacidade de rotação deve ser suficiente para o desenvolvimento de todas as rótulas plásticas necessárias.

Uma ligação deve ser classificada como nominalmente rotulada se:

$$M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor} (M_{Mb,pl,Rd}; M_{c,pl,Rd}) \quad ( 2.4 )$$

Onde:

$M_{j,Rd}$  é o momento resistente de cálculo da ligação;

$M_{b,pl,Rd}$  é o momento resistente de cálculo da viga;

$M_{c,pl,Rd}$ , é o momento resistente de cálculo da coluna.

### 2.2.2.2. Ligações Completamente Resistentes

São ligações em que sua resistência de cálculo é sempre maior que a resistência da viga, Figura 2.2. Sendo assim, a rótula plástica sempre se desenvolve na viga e não na ligação. Neste caso a rotação plástica depende da relação largura/espessura das chapas (placas) da seção da viga. Contudo, pode ocorrer da ligação não ser suficiente para impedir o início do escoamento que pode ocorrer ou na viga ou nos elementos da ligação (parafusos, soldas).

Uma ligação é classificada como completamente resistente se:

- $M_{j,Rd} \geq \text{menor} (M_{b,pl,Rd}; M_{c,pl,Rd})$  para ligações com enrijecimento da coluna;
- $M_{Rd} \geq \text{menor} (M_{b,pl,Rd}; 2 \cdot M_{c,pl,Rd})$  para ligações sem enrijecimento da coluna;[34]

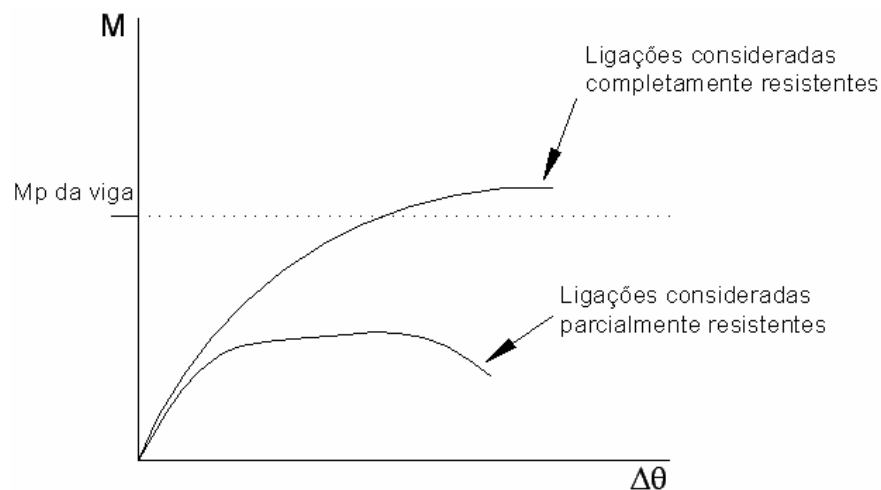


Figura 2.2 – Classificação das ligações quanto à resistência

### 2.2.2.3. Ligações Parcialmente Resistentes

São ligações em que a resistência da ligação é menor que a resistência da viga, como mostra a Figura 2.2, o que leva a rótula plástica a se iniciar na ligação.

## 2.3. Critérios de Análise e Dimensionamento

Todas as ligações devem ter uma resistência de cálculo de forma que os elementos estruturais sejam capazes de satisfazer a todos os critérios de projeto. Assim como no projeto de elementos estruturais (vigas e colunas), o projeto de ligações envolve estados limites que devem ser verificados, para os casos de combinações de cargas, obtidos pela

análise global da estrutura. Nestes esforços devem estar incluídos todos os efeitos admitidos na análise global, como os efeitos de segunda ordem e plastificação quando for o caso, e os efeitos de flexibilidade da ligação no caso de ligações semi-rígidas.

A resistência de uma ligação deve ser avaliada, entre outros aspectos, pela capacidade de resistência de cada parafuso ou solda.

Com relação às propriedades das ligações envolvidas na análise estrutural, as seguintes observações com relação à modelagem dos nós devem consideradas:

- a) a análise elástica deve ser baseada em uma curva momento *versus* rotação linear;
- b) a análise rígido-plástica deve ser baseada no momento resistente de projeto da ligação, onde esta deve desenvolver uma suficiente capacidade de rotação;
- c) a análise elasto-plástica deve ser baseada em uma análise considerando-se não linear da curva momento *versus* rotação, caracterizada por três propriedades estruturais: resistência à flexão, rigidez à rotação e capacidade de rotação.

Tais observações estão ligadas ao tipo de análise escolhida para toda a estrutura, ou seja, que a hipótese adotada na análise global da estrutura e dos seus membros deve ser consistente com o tipo de comportamento considerado para as ligações.

Dependendo das ligações, os sistemas estruturais podem ser classificados como:

- Simples: os nós são assumidos como incapazes de transmitir momentos, permitindo rotação livre;
- Contínuas: todos os extremos dos membros (vigas, colunas) que convergem em um nó são sujeitos à mesma rotação e aos mesmos deslocamentos, isto é, o comportamento da ligação não é levado em consideração.
- Semicontínuas: o cálculo é baseado na deformação característica dos nós, sendo necessário considerar o comportamento da ligação.

A Tabela 2.2, tirada do Eurocode 3 [55], mostra que os tipos de ligações desejadas dependem do método de análise global usado para cada tipo de estrutura.

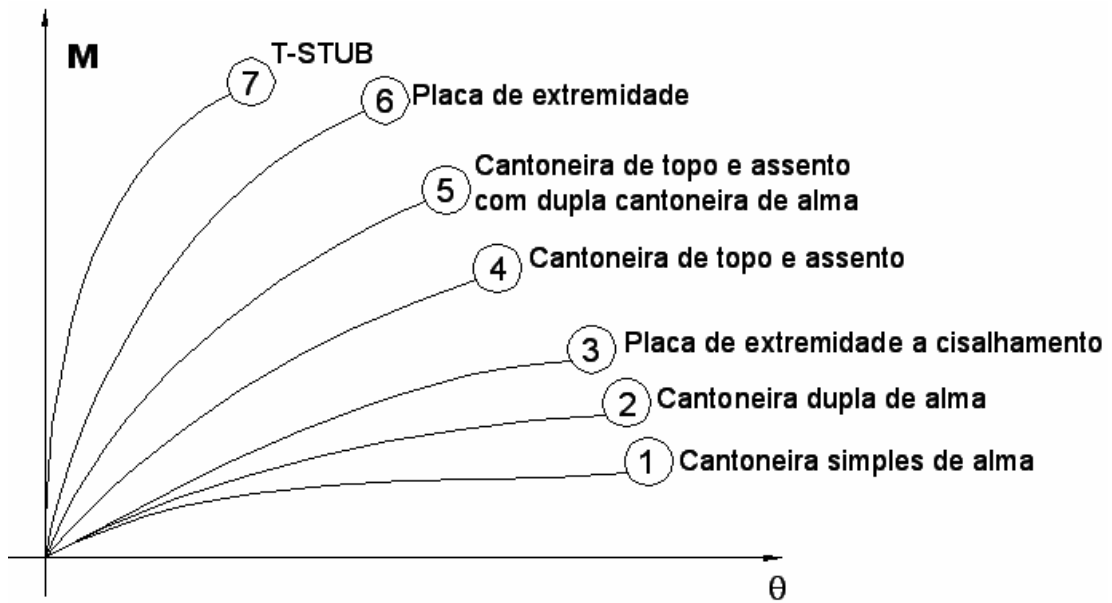
Tabela 2.2 – Critérios de projeto para ligações [55]

Tipo de Estrutura	Método de Análise global	Tipos de Ligação
Simple	Nós rotulados	Rotulada (Resistência ou rigidez)
Contínua	Elástica	Rígida
		Rotulada
	Rígido-Plástica	Resistência total
		Rotulada
	Elasto-Plástica	Resistência total – Rígido
		Rotulada
Semi-Contínua	Elástica	Semi-Rígida
		Rígida
		Rotulada
	Rígido-Plástica	Resistência Parcial
		Resistência Total
		Rotulada
	Elasto-Plástica	Resistência parcial - Semi-rígida
		Resistência parcial - Rígida
		Resistência total - Semi-rígida
		Resistência total - Rígida
		Rotulada

## 2.4. Tipos de Ligações

O comportamento de uma estrutura depende das características dos seus elementos e suas ligações viga-coluna. Desta forma, o detalhamento da ligação deve estar relacionado com as necessidades de rigidez, resistência, ductilidade, facilidade de fabricação e montagem, filosofia de detalhamento da fábrica e criatividade do projetista.

Na Figura 2.3 são mostrados alguns tipos de ligações comumente utilizadas, com suas respectivas curvas momento *versus* rotação. Pode-se notar que há uma infinidade de possibilidades no que se refere ao tipo de ligação, limitadas apenas pela criatividade e bom senso do projetista.



**Figura 2.3 – Alguns tipos de ligações comumente utilizadas**

A caracterização das curvas momento *versus* rotação depende dos seguintes fatores:

- tipo e tamanho dos parafusos;
- distância dos parafusos à face da coluna;
- espessura das cantoneiras e placas de ligação;
- altura da viga e da ligação;
- presença ou não de enrijecedores nas colunas;
- se a ligação é na mesa ou na alma da coluna;
- se a ligação é na mesa ou na alma da viga;
- espessura da mesa ou alma da coluna;
- tensão de escoamento da viga, da coluna e do material dos componentes da ligação.
- etc.

## 2.5. Modelagem Computacional das Ligações Semi-Rígidas

O conhecimento da curva momento *versus* rotação de uma ligação é imprescindível para que sua influência possa ser considerada na análise estrutural. O nível de sofisticação da modelagem do comportamento da ligação adotada depende muito do tipo de análise global estrutural efetuada.

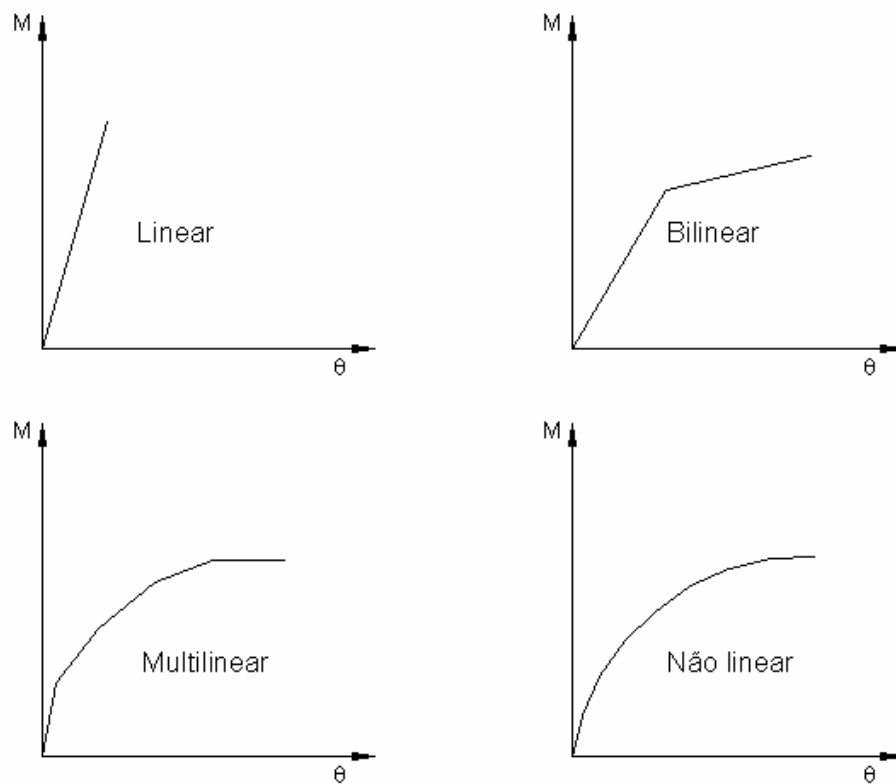
Toda modelagem geralmente é acompanhada por uma representação matemática da curva momento *versus* rotação para que esta possa ser usada como dado de entrada em



programas de análise estrutural. A seguir serão apresentados alguns dos métodos mais utilizados na modelagem das ligações semi-rígidas.

### 2.5.1.Representação Matemática

A representação matemática da curva momento *versus* rotação pode ser feita por diferentes relações. O grau de sofisticação da representação depende da capacidade computacional do programa de computador para análise de estruturas com ligações semi-rígidas, os quais freqüentemente oferecem uma aproximação bilinear, mas também outras representações também podem ser usadas, como mostra a Figura 2.4.



**Figura 2.4 – Algumas representações matemáticas da curva momento versus rotação**

A escolha da representação matemática depende do nível de refinamento desejado para a curva momento *versus* rotação e também da influência deste nível e refinamento na resposta da estrutura. A representação mais simples é a linear que superestima a rigidez da ligação para grandes rotações. Uma melhora significativa é obtida através da representação bilinear, apesar de não ser capaz de considerar mudanças contínuas de rigidez na curva. Esta representação é recomendada pelo Eurocode 3 [55], para análise global elasto-plástica (sem consideração de rigidez pós-limite). Quando se deseja superar estas aproximações, modelos trilineares e multilineares podem ser utilizados. Por fim um alto grau de precisão pode ser obtido por meio do uso de uma curva não linear.

### 2.5.2. Modelagem Numérica

Devido a sua versatilidade, o método dos elementos finitos permite a modelagem de diversos problemas de engenharia. Este método apresenta uma ferramenta adequada para conduzir investigações e realizar a calibração de modelo. Essa técnica parece, em princípio, ser a ferramenta mais satisfatória para avaliar a resposta da ligação. Contudo, tem que ser reconhecido que, apesar do progresso contínuo, algumas das exigências necessárias para uma simulação precisa são ainda hoje insatisfatórias, devido à falta de conhecimento das várias interações complexas entre os diversos elementos da ligação. Alguns dos tipos mais usuais de modelagem numérica podem ser encontrados em Chan & Chui [23]

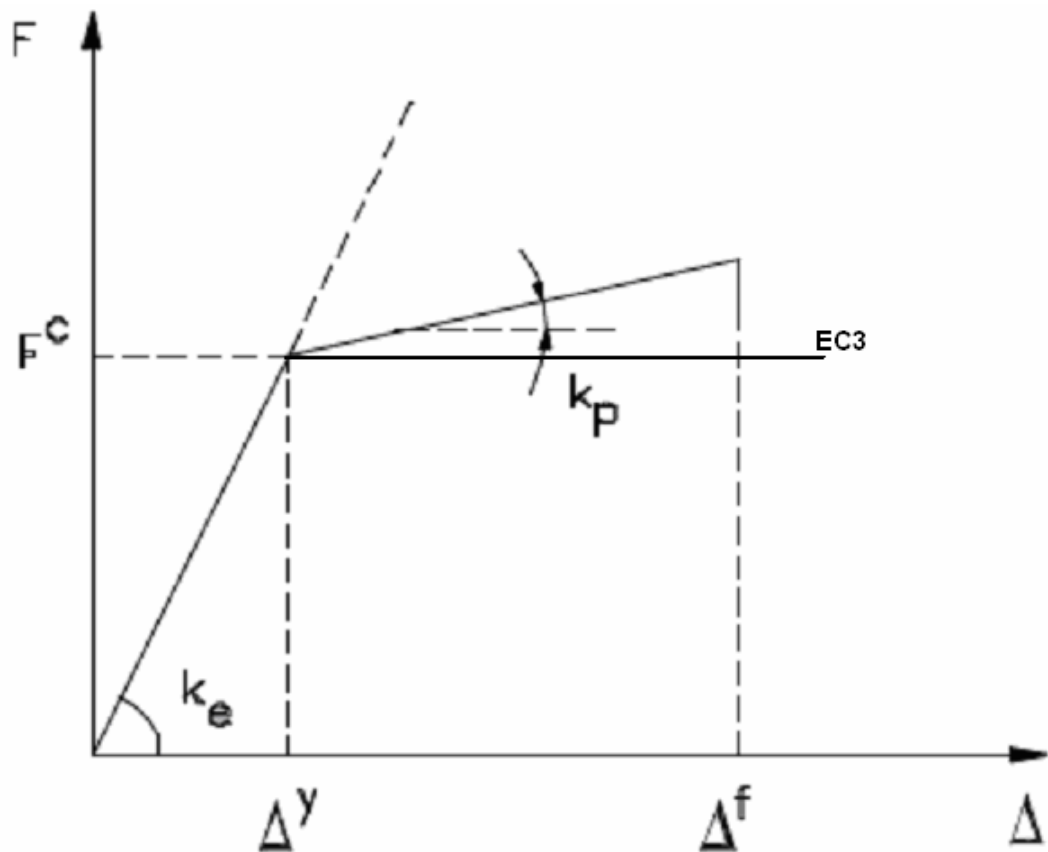
### 2.5.3. Modelagem Experimental

A caracterização do comportamento semi-rígido através da representação matemática da curva momento *versus* rotação da ligação feita pelos modelos propostos deve ser realizada em conjunto com os resultados obtidos com a modelagem experimental. Testes experimentais são necessários para assegurar a representação matemática proposta, avaliar as diferenças nos resultados, calibrá-la e validá-la.

## 2.6. Análise e Dimensionamento das Ligações Segundo o Eurocode [55]

### 2.6.1. Introdução

O Eurocode 3 [55] baseia-se no modelo mecânico (ou modelo dos componentes) no qual a resposta global da ligação depende de cada um de seus elementos. Estes componentes caracterizam-se por uma curva força *versus* deslocamento que pode ser aproximada por uma relação bilinear, como descrito na Figura 2.5. Entretanto, o Eurocode 3 [55] considera que as componentes presentes na ligação não possuem rigidez pós-limite, ou seja, apresentam comportamento elasto-plástico perfeito.



**Figura 2.5 – Diagrama aproximado Força x Deslocamento representativo do comportamento de uma componente genérica**

Onde:

$K_e$  é a rigidez elástica;

$K_p$  é a rigidez plástica;

$F_c$  é a força limite;

$\Delta^y$  é o deslocamento correspondente ao início da plastificação e

$\Delta^f$  é o deslocamento correspondente à ruptura.

O Eurocode 3 [55] propõe modelagem para nós nominalmente rotulados, nós rígidos e nós semi-rígidos. Para nós nominalmente rotulados somente a resistência ao cortante e a capacidade de rotação devem ser verificados. Em nós rígidos devem ser avaliados o momento resistente e o cortante resistente, podendo ser completamente resistente ou parcialmente resistente. No caso de ligações completamente resistentes a capacidade de rotação somente precisa ser avaliada se uma análise global plástica é adotada. Em caso de nós semi-rígidos e/ou parcialmente resistente devem ser verificados a resistência, a rigidez e a capacidade de rotação.

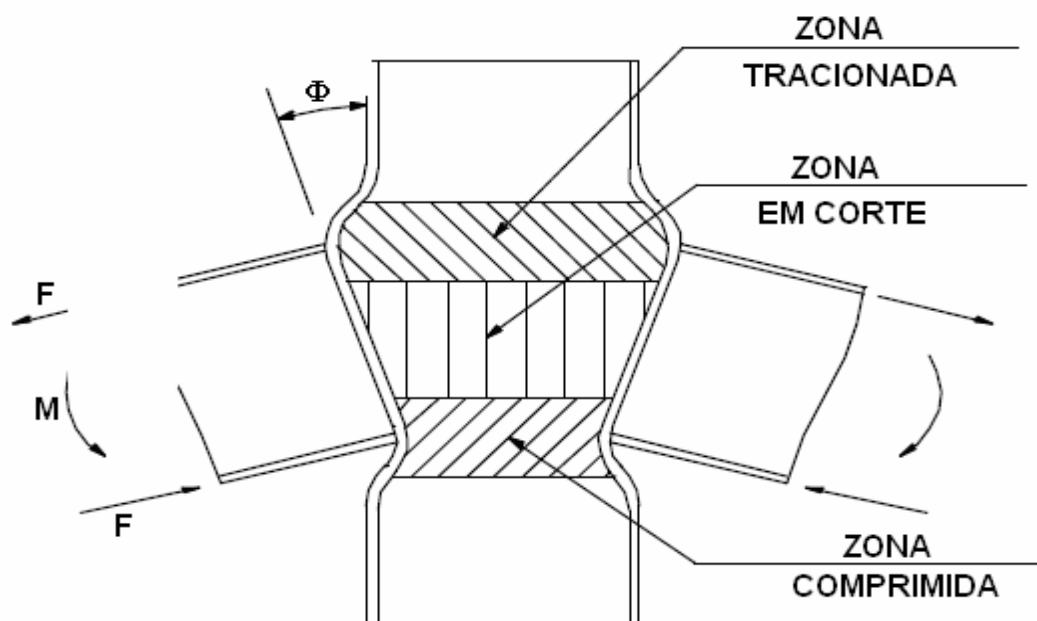
O Eurocode 3 [55] condiciona os seguintes tipos de ligações:

- Nós soldados;
- Nós com placa de extremidade;
- Nós com placas de extremidade à cisalhamento;
- Nós com cantoneiras aparafusadas nas mesas.

Outros tipos de ligações podem ser avaliados se um detalhamento semelhante for utilizado.

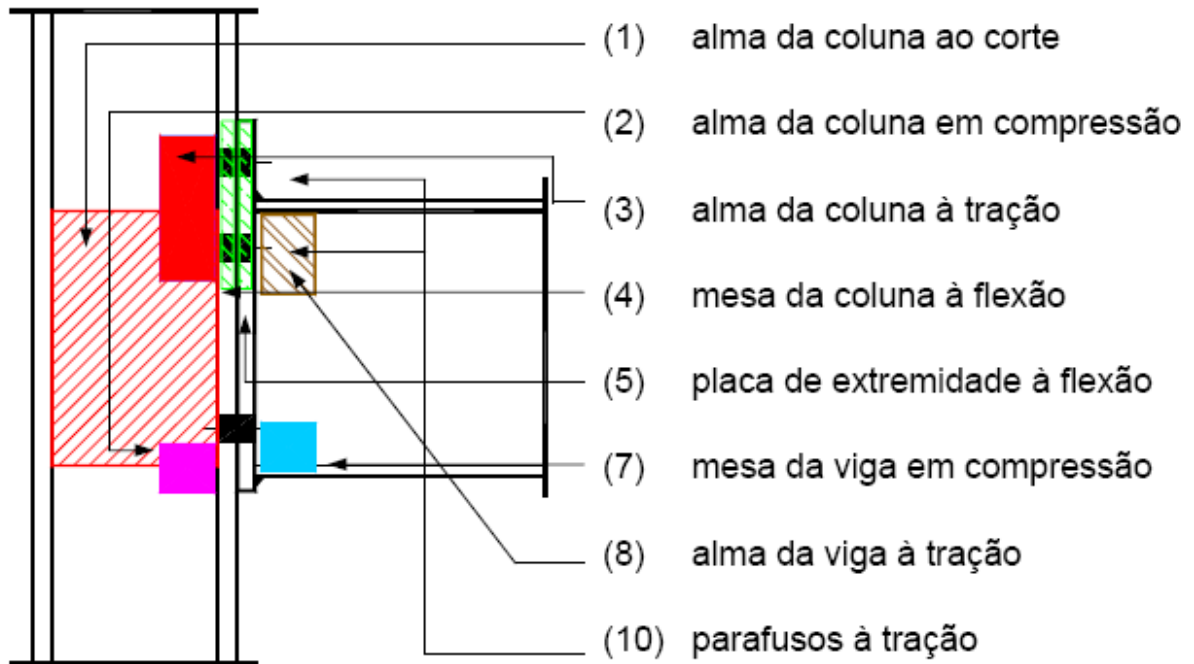
### 2.6.2.Método das Componentes

As ligações em estruturas de aço apresentam diversos tipos de detalhamentos alternativos, pelo que os modelos de análise diferem pela geometria da ligação. No entanto todos os modelos de análise compreendem as mesmas características básicas: uma zona tracionada, uma zona de compressão e uma em corte, como mostra a Figura 2.6.



**Figura 2.6 – Modelagem da ligação por zonas críticas [33]**

Uma ligação analisada na visão dos métodos das componentes pode ser decomposta em elementos ou componentes que reproduzem o comportamento das suas partes, em termos de resistência e deformabilidade. Um exemplo genérico, de acordo com o Eurocode 3 [55], é ilustrado na Figura 2.7.



**Figura 2.7 – Modelo mecânico dos componentes de uma ligação viga-coluna [40]**

Em resumo, pelo método proposto no Eurocode 3 [55], os seguintes passos devem ser seguidos:

- listar as componentes ativas na ligação viga-coluna examinada;
- avaliação da relação força-deslocamento de cada componente e
- montagem dos componentes para avaliação da curva momento *versus* rotação de toda a ligação através de um arranjo de molas em série ou em paralelo.

### 2.6.2.1. Determinação da Resistência e da Rigidez à Rotação da Ligação

Como o Eurocode 3 [55] não considera a ação do esforço normal em conjunto com os esforços de cisalhamento e flexão nas ligações, é imposto para que a norma possa ser usada desde que o esforço normal solicitante não ultrapasse o limite de 5% da resistência plástica à tração ou compressão da seção transversal do elemento conectado [56].

A resistência da ligação será, para o projeto plástico, limitado pela menor das resistências dos componentes em cada linha considerada pelo seu respectivo braço de alavanca:

$$M_{j,Rd} = M_{Pl,Rd} = \sum_{i=1}^{nb} \text{mín}(F_{Rd,i}) * h_i \quad ( 2.5 )$$

Já para o projeto elástico tem-se:

$$M_{j,Ed} = \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad ( 2.6 )$$

A rigidez do modelo obtida é limitada através da substituição dos conjuntos de molas associados em série e/ou em paralelo por molas equivalentes de modo a simplificar o modelo.

A rigidez inicial de uma ligação pode ser obtida, segundo o Eurocode 3 [55], por:

$$S_{j,ini} = \frac{\sum E z^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}} \quad ( 2.7 )$$

Já a rigidez secante é dada por:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad ( 2.8 )$$

Onde:

$k_i$  é a rigidez elástica do componente;

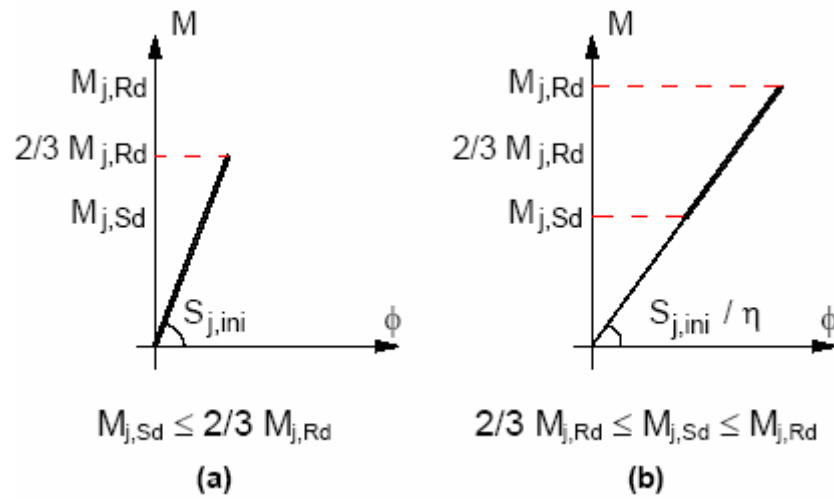
$Z_t$  é o braço de alavanca;

$\mu$  é coeficiente modificador da rigidez, cujos valores são mostrados a seguir na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3 – Coeficiente modificador de rigidez,  $\mu$**

Tipo de ligação	Ligação viga-Coluna	Outros tipos de ligação
Soldada	2	3
Placa de extremidade aparafusada	2	3
Cantoneira de mesa aparafusada	2	3,5

A consideração da rigidez inicial das ligações é verdadeira quando o nível de momento aplicado é pequeno. Numa análise elástica o Eurocode 3 [56], apesar de permitir o uso do valor da rigidez secante  $S_j$ , Figura 2.8.b, indica a utilização da rigidez inicial  $S_{j,ini}$  desde que o valor do momento aplicado na ligação não ultrapasse 2/3 da sua capacidade resistente, Figura 2.8.a.



**Figura 2.8 – Rigidez à rotação como função do momento aplicado [55].**

Este Capítulo apresentou uma breve abordagem sobre a caracterização de ligações viga-coluna em estruturas de aço. O próximo capítulo aborda a modelagem numérica-computacional desenvolvida na presente dissertação.

### 3. Modelagem Numérico-Computacional

#### 3.1. Introdução

Neste capítulo são apresentadas generalidades acerca da modelagem computacional desenvolvida nesta dissertação, bem como, detalhes sobre os sistemas estruturais utilizados na análise. As características físicas e geométricas de todos os modelos são apresentadas. Os sistemas estudados são utilizados correntemente para calibração dos resultados obtidos a partir do desenvolvimento de modelos numérico-computacionais.

#### 3.2. Modelo em Elementos Finitos

No modelo computacional desenvolvido são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS [57]. Nos modelos computacionais desenvolvidos nesta dissertação, as vigas e colunas são simuladas por elementos finitos bidimensionais do tipo viga BEAM23 [57], onde são considerados os efeitos de flexão e compressão e, bem como, efeitos de segunda ordem correspondentes a não-linearidade geométrica. Esse elemento finito possui três graus de liberdade por nó: translação nas direções x e y e rotação em torno do eixo z, conforme mostra a Figura 3.1.

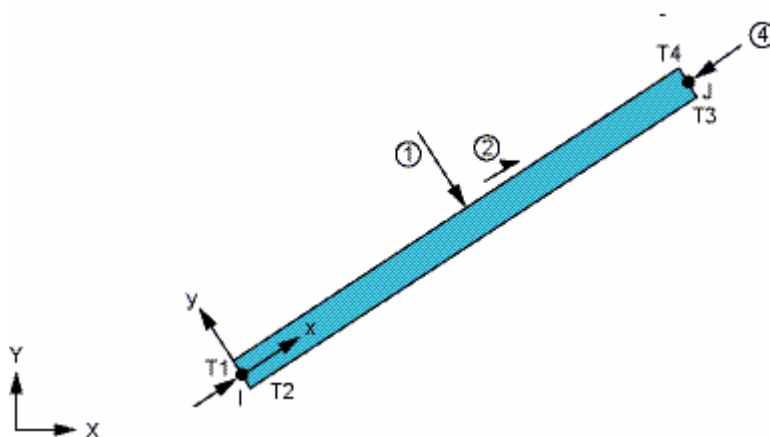


Figura 3.1 – Elemento finito BEAM23 implementado no programa ANSYS [57]



Os elementos de contraventamento dos modelos, quando utilizados, são simulados por elementos finitos unidimensionais do tipo LINK1 [57], onde é considerado apenas o efeito de deformação axial no eixo x. Esse elemento possui apenas um grau de liberdade por nó (translação na direção x), como mostra a Figura 3.2

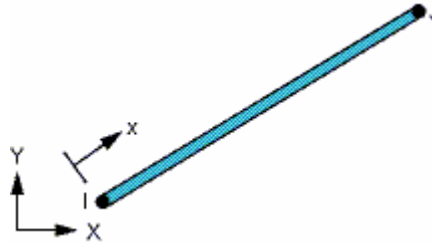


Figura 3.2 – Elemento finito LINK1 implementado no programa ANSYS [57]

### 3.3. Hipóteses Simplificadoras

Objetivando-se a implementação computacional de um modelo matemático, mediante o emprego do método dos elementos finitos, de forma a traduzir mais realisticamente o efeito das ligações viga-coluna em pórticos de aço são adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) assume-se a hipótese clássica de Bernoulli na qual se considera que a seção transversal dos elementos permanece plana e normal ao eixo baricêntrico destes, antes e após as deformações. Os efeitos de empenamento e distorção das seções não são considerados nesta modelagem;
- b) considera-se que as tensões impostas não causam plastificação na seção transversal dos elementos. Todavia, efeitos de segunda ordem são levados em conta na análise;
- c) o material é considerado como possuindo um comportamento elástico e isotrópico. As não-linearidades são provenientes da flexibilidade das ligações viga-coluna e das modificações na geometria do modelo;
- d) considera-se que a rigidez das ligações pode ser aproximada de forma conveniente por funções matemáticas;
- e) o elemento de mola rotacional, representativo das ligações viga-coluna, possui comprimento zero;

- f) postula-se que a curva momento versus rotação utilizada na análise dinâmica de todos os modelos estudados é a mesma utilizada na análise estática [23]

### 3.4. Modelagem das Ligações Viga-Coluna no Programa ANSYS [57]

Cada ligação viga-coluna é criada a partir de uma superposição de nós, sendo que um nó é pertencente à coluna e um outro à viga. A ligação entre esses dois elementos se dá através de um acoplamento entre os referidos nós. Nas ligações flexíveis é realizado acoplamento nas direções X e Y. Nas ligações rígidas o acoplamento é efetuado para as coordenadas X, Y e para as rotações em torno do eixo Z. Nas ligações semi-rígidas, além de se efetuar um acoplamento nas direções X e Y é inserido um elemento de mola rotacional, atribuindo rigidez à cada tipo de ligação em estudo. A Figura 3.3 apresenta desenhos esquemáticos da referida modelagem.

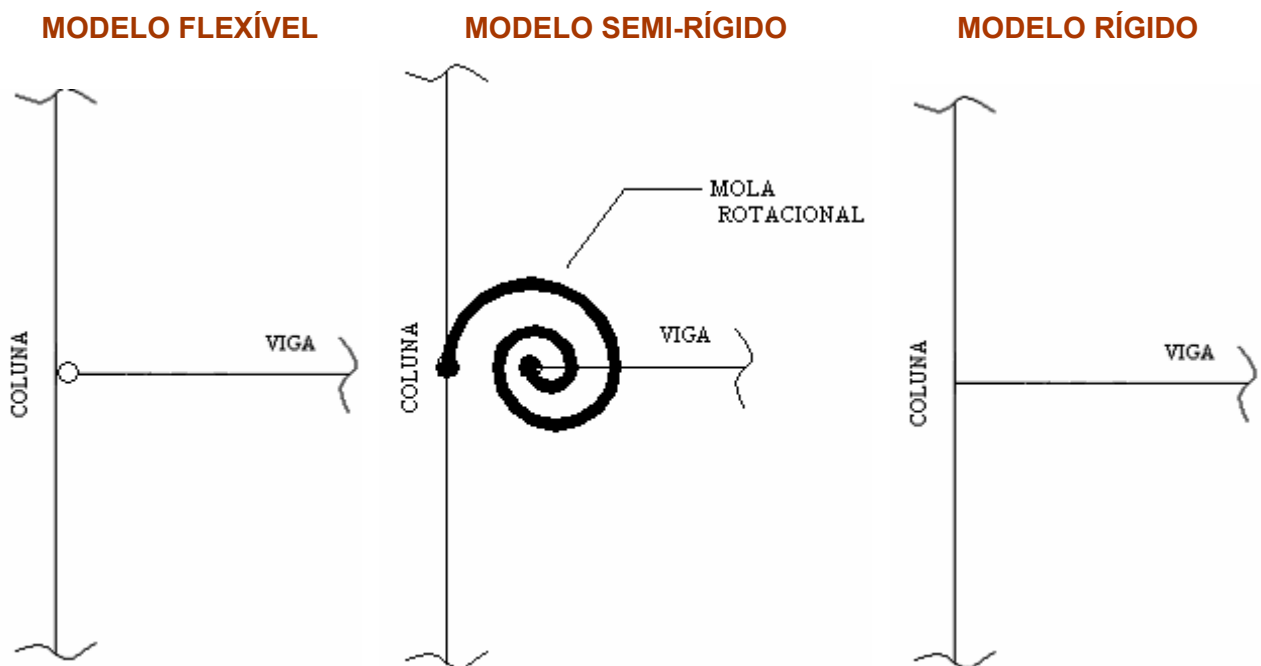
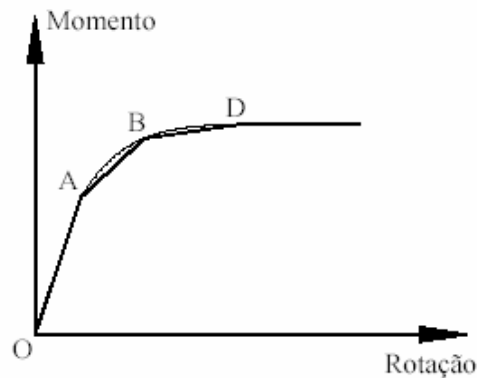


Figura 3.3 – Modelos de ligações viga-coluna.

### 3.5. Elemento de Mola Rotacional

No presente trabalho, as ligações semi-rígidas são simuladas por elementos finitos de mola rotacional, COMBIN39 [57], com base no uso do programa ANSYS [57]. Este elemento em particular incorpora os efeitos de não linearidade geométrica e, bem como, o efeito de histerese. Esses efeitos são investigados em detalhe ao longo do trabalho, no que tange ao comportamento estrutural das ligações semi-rígidas no tocante a pórticos em

estruturas de aço. O comportamento das ligações viga-coluna é representado por meio de uma curva momento *versus* rotação de característica multilinear, como mostra a Figura 3.4.



**Figura 3.4 – Curva momento *versus* rotação multilinear.**

### 3.6. Tipos de Análise

Ao longo do presente estudo foram realizadas análises do tipo estática e dinâmica (lineares e não-lineares). A análise estática (linear e não-linear) é realizada, tradicionalmente, com base na aplicação de cargas concentradas e distribuídas sobre os modelos. A análise dinâmica (linear e não-linear) foi realizada, inicialmente, mediante a obtenção dos autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração) dos sistemas e, em seguida, a resposta dinâmica desses modelos é avaliada.

Evidentemente, ao longo das análises descritas são considerados os efeitos de não linearidade geométrica e de não linearidade do elemento de mola rotacional que simula o efeito das ligações viga-coluna. A não linearidade geométrica dos modelos foi levada em conta na análise considerando-se os efeitos de instabilidade axial [57].

Na análise estática a resposta dos sistemas estruturais foi obtida utilizando o método proposto por Newton-Raphson [57]. No que tange a análise de autovalores e autovetores foi empregado o algoritmo proposto por Lanczos [57]. Para a obtenção da resposta dinâmica dos modelos foi adotado o algoritmo de Newmark [58].

Para a consideração do fenômeno de histerese foi adotado o algoritmo proposto por [5], que é descrito em detalhes logo a seguir.

Caso a estrutura esteja sendo carregada ( $M \times \Delta M > 0$ ), o momento na ligação será aquele obtido na curva momento *versus* rotação adotada. Se em algum momento ocorrer o

descarregamento da estrutura ( $M \times \Delta M < 0$ ), a curva de compressão a ser adotada será inicialmente uma reta paralela à rigidez inicial da curva de tração, sendo então adotada a curva de tração da ligação para o descarregamento da estrutura. Caso ocorra um recarregamento da estrutura ( $M \times \Delta M > 0$ ), o momento na ligação será aquele obtido na curva momento *versus* rotação adotada. A figura abaixo ilustra o algoritmo adotado.

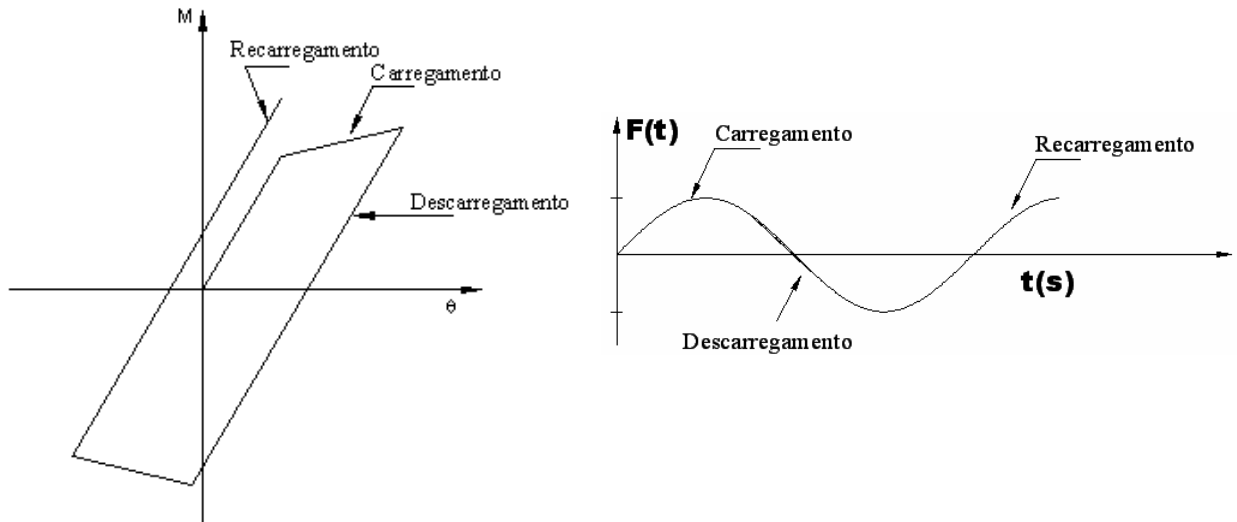


Figura 3.5 – Algoritmo utilizado para simular o fenômeno de histerese.

### 3.7. Modelos Estruturais

#### 3.7.1. Modelo de Viga Bi-engastada

O modelo de viga bi-engastada, como apresentado na Figura 3.6 é constituído de uma única barra de largura  $b$  e altura  $h$  com engastes e/ou molas rotacionais nas extremidades. As propriedades físicas e geométricas desse modelo, estão na Tabela 3.1 e seu esquema estrutural está na Figura 3.6.

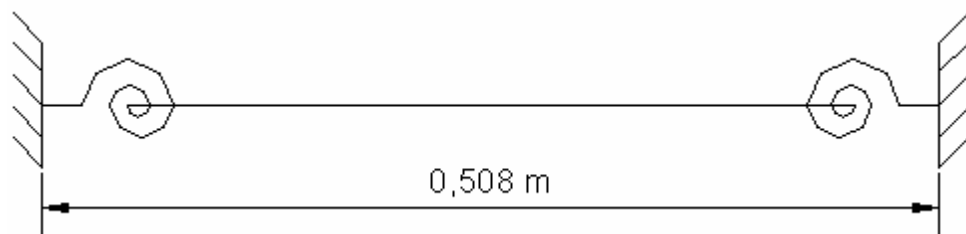


Figura 3.6 – Viga Bi-engastada

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e geométricas da viga bi-engastada

Grandeza	Valor utilizado
Módulo de Elasticidade (E)	$206842,7 \times 10^6$ (Pa)
Rigidez da ligação ( $S_{j,ini}$ )	27584(Nm/rad)
Densidade ( $\rho$ )	2778,60 (kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,30
Largura da seção(b)	0,0254(m)
Altura da seção(h)	0,003175(m)

### 3.7.2. Pórtico Plano do Tipo “L-Shape”

O modelo de pórtico “L-Shape” é composto de duas barras que possuem seção transversal de largura  $b$  e altura  $h$  e que formam um ângulo de  $90^\circ$ . A extremidade das barras é engastada e o ponto de encontro das duas barras possui uma mola rotacional, como mostrado na Figura 3.7. As propriedades físicas e geométricas desse modelo estão na Tabela 3.2.

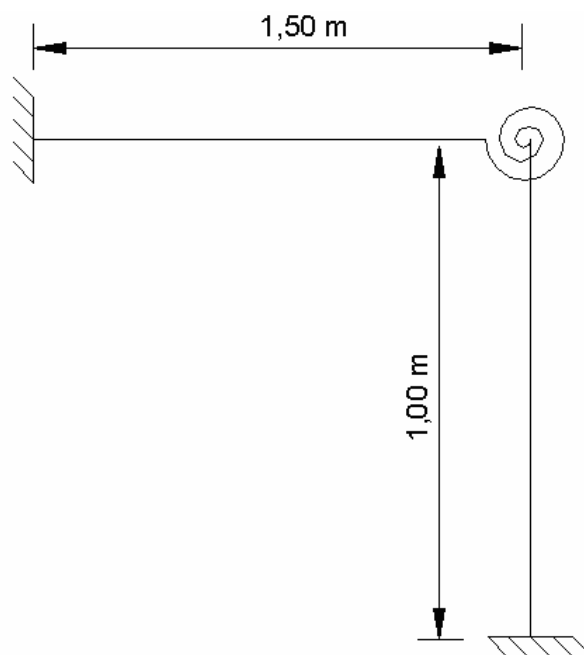


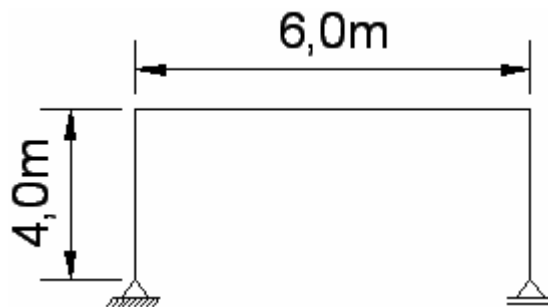
Figura 3.7 – Pórtico plano do tipo “L-Shape”

**Tabela 3.2 – Propriedades físicas e geométricas do pórtico plano tipo “L-Shape”**

<b>Grandeza</b>	<b>Valor utilizado</b>
Módulo de Elasticidade (E)	$205000 \times 10^6$ (Pa)
Densidade( $\rho$ )	7800 (kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson (u)	0,3
Largura da seção (b)	0,0254 (m)
Altura da seção (h)	0,003175 (m)

### 3.7.3. Modelo Proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34]

Este modelo estrutural é composto por duas colunas e uma viga, como ilustra a Figura 3.8 . As colunas e a viga possuem a mesma seção transversal, um perfil do tipo IPE 360. Verifica-se que o vão da viga é igual a 6,0m e as colunas têm altura de 4,0m. O aço utilizado é o ASTM A36. As propriedades físicas e geométricas desse modelo estão na Tabela 3.3.



**Figura 3.8 – Modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34]**

**Tabela 3.3 – Propriedades físicas e geométricas do modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34]**

<b>Grandeza</b>	<b>Valor utilizado</b>
Módulo de Elasticidade (E)	$205000 \times 10^6$ (Pa)
Densidade( $\rho$ )	7800 (kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson (u)	0,3
Área da seção(A)	$0,72730 \times 10^{-2}$ (m <sup>2</sup> )
Altura da seção(h)	0,360 (m)
Inércia (I)	$0,16270 \times 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )

### 3.7.4. Modelo Proposto por Sekulovic et al [32]

O modelo proposto por Sekulovic é um pórtico plano de 2 andares, cujas vigas têm vão de 3,05m e as colunas têm altura de 3,66m, como mostrado na Figura 3.9. As vigas são constituídas de perfis W14x48 e as colunas são constituídas de perfis W12x96. O módulo de elasticidade é de 205GPa. Todas as ligações viga-coluna do modelo são representadas por molas rotacionais. As características físicas e geométricas estão descritas na Tabela 3.4 e Tabela 3.5, respectivamente.

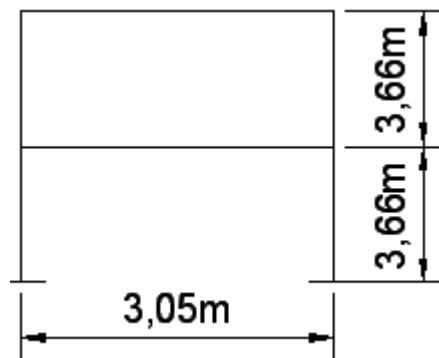


Figura 3.9 – Modelo proposto por Sekulovic et al [32]

Tabela 3.4 – Propriedades físicas do modelo proposto por Sekulovic et al [32]

Grandeza	Valor utilizado
Módulo de Elasticidade (E)	205000x10 <sup>6</sup> (Pa)
Densidade das vigas ( $\rho_v$ )	26876 (kg/m <sup>3</sup> )
Densidade das colunas ( $\rho_c$ )	5601,5 (kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson (u)	0,3

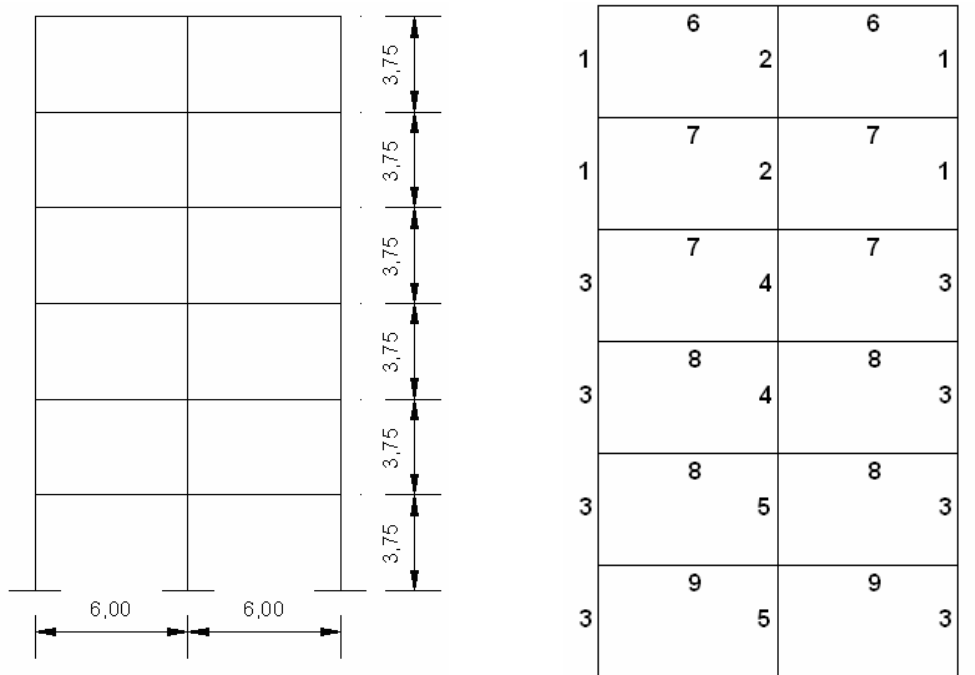
Tabela 3.5 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Sekulovic et al [32]

Nome do Perfil	Área	Altura da seção (h)	Inércia
W14x48(Vigas)	90,967 (cm <sup>2</sup> )	35,0266 (cm)	20187,2241 (cm <sup>4</sup> )
W12x96(colunas)	181,935 (cm <sup>2</sup> )	23,2834 (cm)	34672,078 (cm <sup>4</sup> )

### 3.7.5. Modelo Proposto por Vogel [17]

O modelo proposto por Vogel, conforme Figura 3.10, consiste em um pórtico com seis pavimentos, tendo pé direito de 3,75m, perfazendo uma altura total de 22,50m, e

distância horizontal entre colunas, 6,00m. As características físicas do respectivo modelo encontram-se descritas na Tabela 3.6, e as geométricas na Tabela 3.7.



**Figura 3.10 – Modelo proposto por Vogel [17]**

**Tabela 3.6 – Propriedades físicas do modelo proposto por Vogel [17]**

Grandeza	Valor utilizado
Módulo de Elasticidade (E)	205000 x 10 <sup>6</sup> (Pa)
Densidade (ρ)	7800(kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson (ν)	0,30

**Tabela 3.7 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Vogel [17]**

Nome do perfil	Área da seção	Altura da seção(h)	Inércia
IPE240(6)	0,39120x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,160 (m)	0,38920x10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
IPE300(7)	0,53810x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,300 (m)	0,83560x10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
IPE360(8)	0,72730x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,360 (m)	0,16270x10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )
IPE400(9)	0,84460x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,400 (m)	0,23130x10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )
HEB160(1)	0,5425x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,160 (m)	0,24920x10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
HEB200(2)	0,78080x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,200 (m)	0,56960x10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
HEB220(3)	0,91040x10 <sup>-2</sup> (m <sup>2</sup> )	0,220 (m)	0,80910x10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
HEB240(4)	0,10600x10 <sup>-1</sup> (m <sup>2</sup> )	0,240 (m)	0,11260x10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )
HEB260(5)	0,11840x10 <sup>-1</sup> (m <sup>2</sup> )	0,260 (m)	0,14920x10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )



### 3.7.6. Modelo Proposto por Kameshki [7]

O pórtico proposto por Kameshki [7] possui dez pavimentos, onde o primeiro pavimento apresenta pé direito de 4,57m, e os demais, 3,66m. A distância horizontal entre colunas é de 9,14m. A altura total do pórtico é de 37,49 m., como mostra a Figura 3.11 Tabela 3.8 e na Tabela 3.9 são colocadas as características físicas e geométricas do modelo proposto por Kameshki, respectivamente.

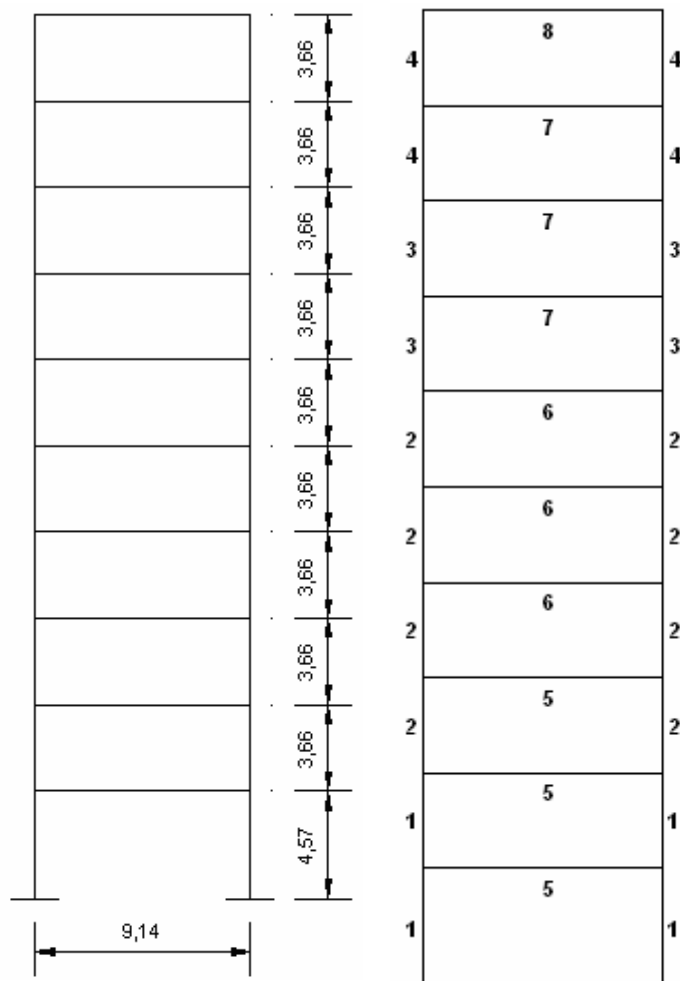


Figura 3.11 – Modelo proposto por Kameshki [7]

Tabela 3.8 – Propriedades físicas do modelo proposto por Kameshki [7]

Grandeza	Valor utilizado
Módulo de Elasticidade (E)	$205000 \times 10^6$ (Pa)
Densidade ( $\rho$ )	7800(kg/m <sup>3</sup> )
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,30

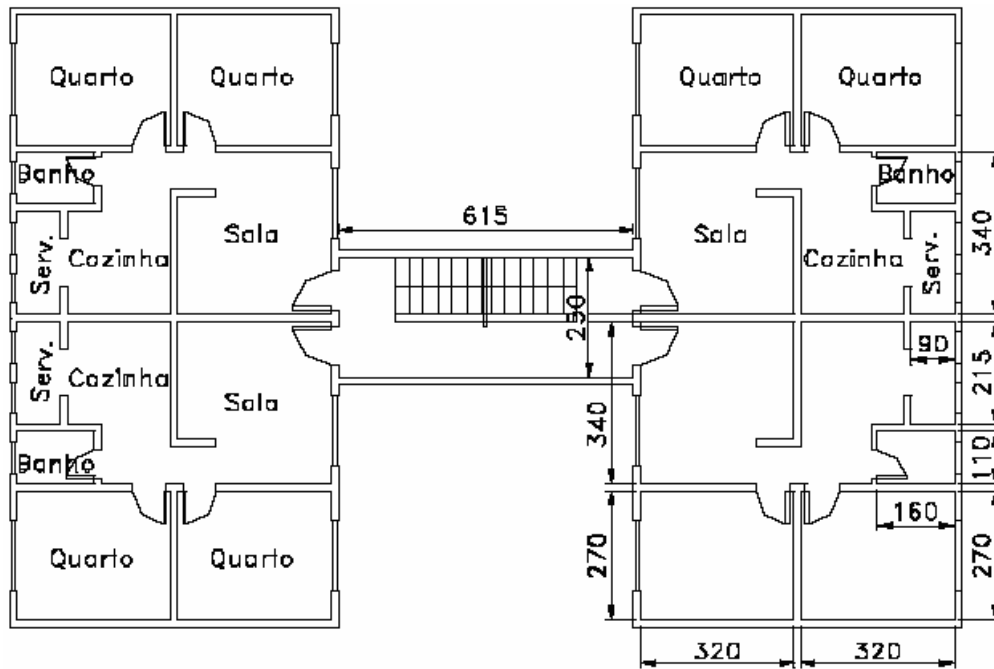
**Tabela 3.9 – Propriedades geométricas do modelo proposto por Kameshki [7]**

Nome do perfil	Altura da seção(h)	Área da seção	Inércia (I)
W1000X249 (1)	0,980 (m)	31700 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	4810 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W920X271 (2)	0,923 (m)	34600 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	4720 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W760X161 (3)	0,758 (m)	20400 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	1860 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W530X248 (4)	0,571 (m)	31400 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	1780 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W760X134 (5)	0,750 (m)	17000 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	1500 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W610X101 (6)	0,603 (m)	13000 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	764 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W530X109 (7)	539	13900 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	667 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )
W530X123 (8)	544	15700 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>2</sup> )	761 x10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )

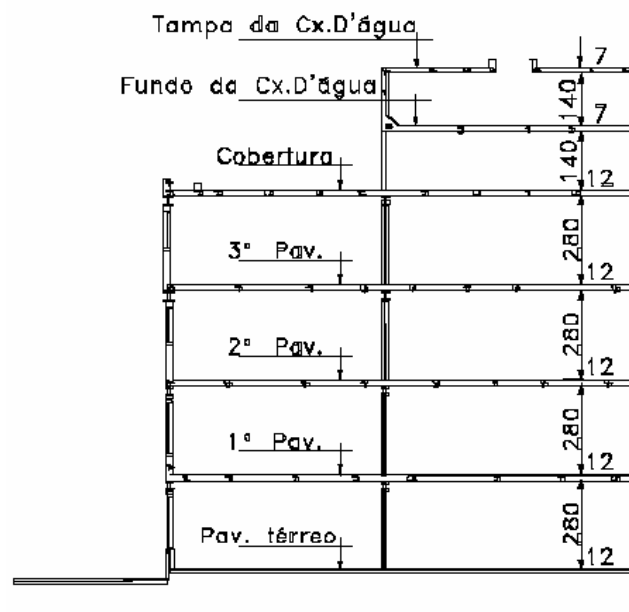
### 3.7.7. Modelo Estrutural de um Edifício de 4 Pavimentos [34]

Este modelo estrutural tem como base o projeto arquitetônico de modelos padrões de edifícios residenciais populares da USIMINAS. Trata-se de um projeto de quatro pavimentos com dezesseis unidades por edificação. Cada unidade possui área total de 46,69m<sup>2</sup> (42,54m<sup>2</sup> de área útil) divididos entre sala, dois quartos, uma pequena circulação, banheiro, cozinha e área de serviço, Figura 3.12.

O edifício é composto de pavimento térreo, três pavimentos tipo, cobertura e reservatório elevado. A construção apresenta um pé direito constante de 2,80m entre respectivos andares, Figura 3.13. Todas as cotas apresentadas nas figuras abaixo estão em centímetros.

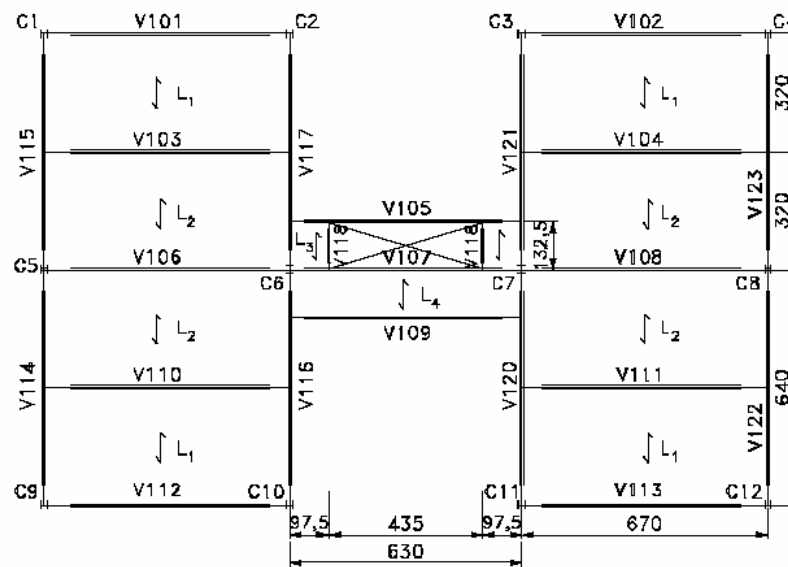


**Figura 3.12 – Planta baixa do pavimento tipo.**

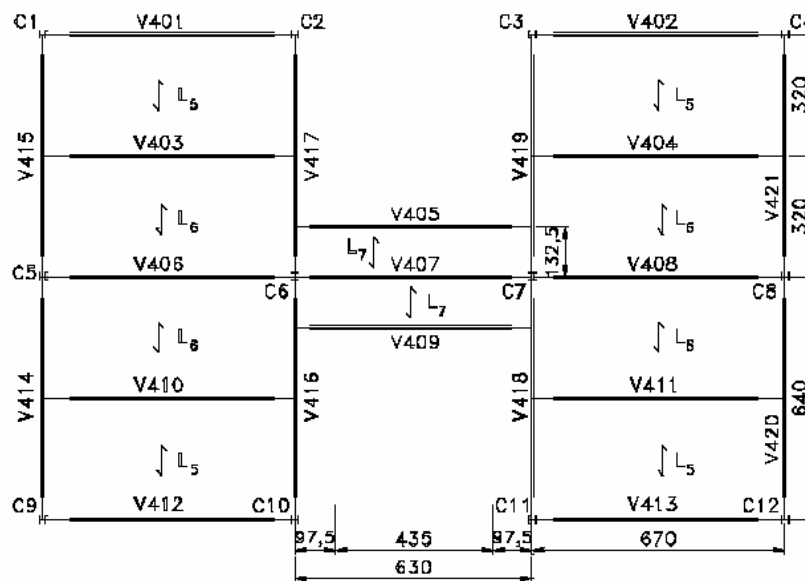


**Figura 3.13 – Corte vertical do edifício.**

O projeto de arquitetura preconiza uma estrutura modulada dividida em dois blocos com os pilares distribuídos segundo duas direções ortogonais formando duas malhas de 6,70m x 12,80m. Um bloco é ligado ao outro através de uma estrutura de vigamento com vão a vencer de 6,30m. Cada bloco é composto por um conjunto de seis pilares formando um total de doze por edificação. O lançamento estrutural é apresentado na Figura 3.14 e na Figura 3.15, respectivamente.



**Figura 3.14 – Plano das vigas do pavimento tipo**

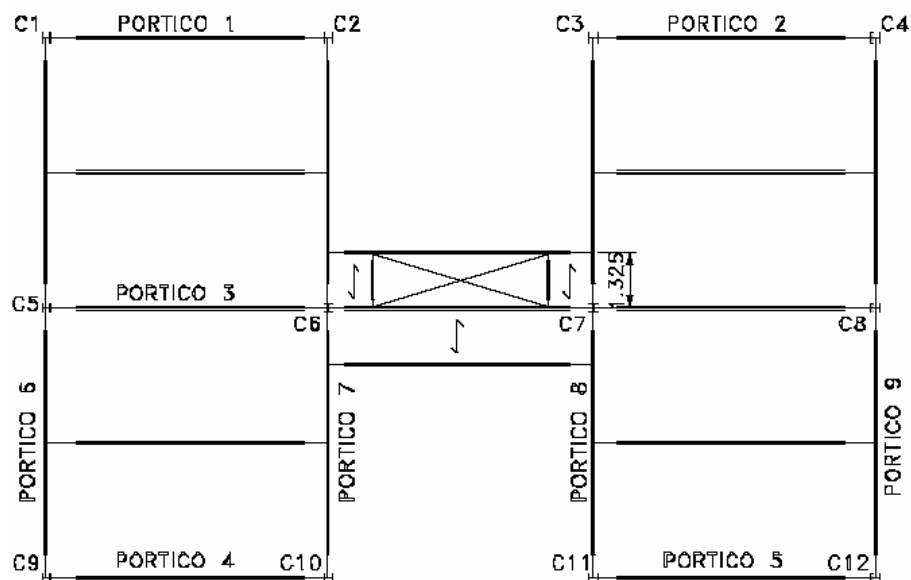


**Figura 3.15 – Plano das vigas da cobertura**

Os vãos das vigas ficaram entre 6,30 e 6,70m. Conforme lançamento estrutural sua ligação poderá ocorrer com pilares ou com outra viga. Quando ocorrer com pilares, esta poderá ser considerada rígida, rotulada ou semi-rígida, segundo o sistema estrutural adotado para o edifício. Nas ligações entre vigas considerou-se sempre a solução rotulada.

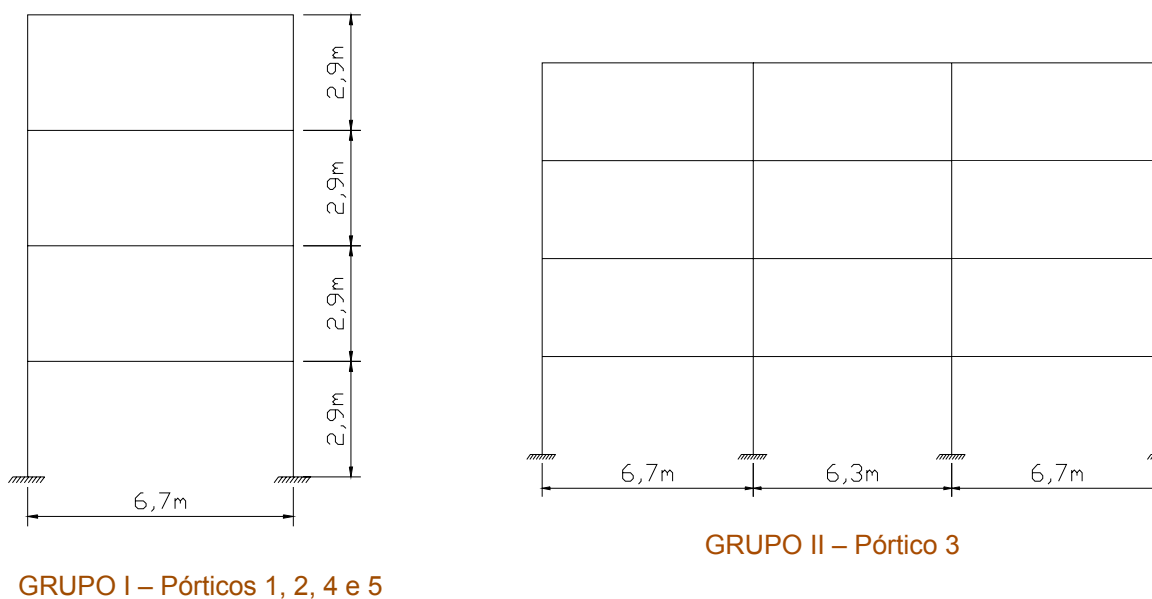
Os pilares e vigas terão seção transversal na forma de perfil "I" soldado simétrico de fabricação padronizada da USIMINAS e/ou normalizados pela ABNT. Não se adotou em nenhuma das vigas ou pilares reforços ou variação de espessura de chapa, ou seja, os membros têm seção constante ao longo do seu comprimento. O sistema de estabilização do

edifício, face às ações horizontais, poderá ser feito através da formação de pórticos rígidos, semicontínuos ou contraventados (rígidos semicontínuos ou rotulados). O sentido dos pilares foi escolhido de modo à otimizar o sistema de estabilização quando na adoção de pórticos Não-Contraventados, Figura 3.16. Sendo assim o sistema estrutural conterá pórticos com dois, três ou quatro pilares, respectivamente.

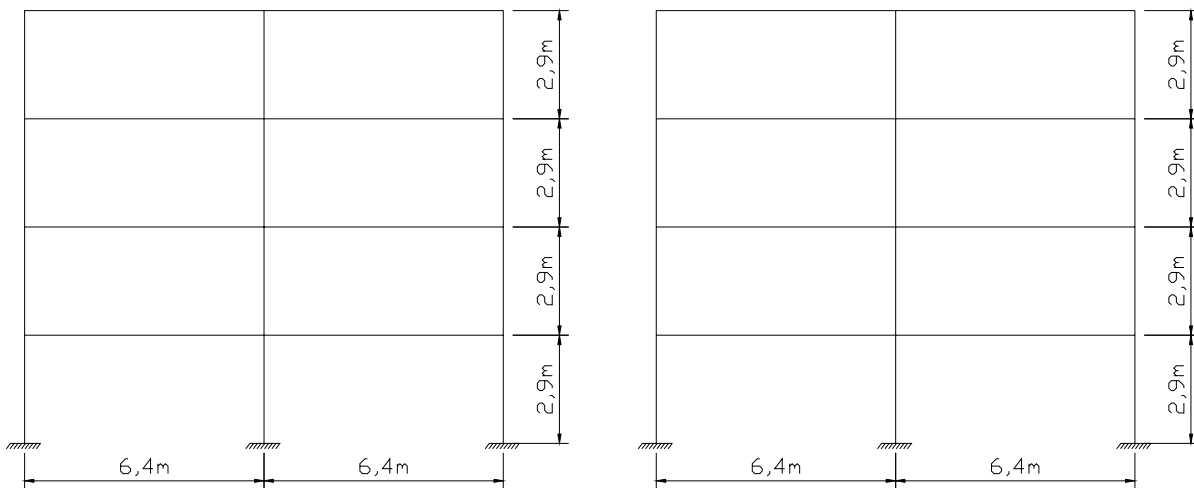


**Figura 3.16 – Planta de localização dos pórticos da estrutura.**

Nas figuras abaixo (Figura 3.17 a Figura 3.20) são apresentados os esquemas estruturais dos quatro grupos de pórticos que fazem parte da concepção da estrutura. Quando o uso de contraventamentos for requerido, ele será em forma de "X".



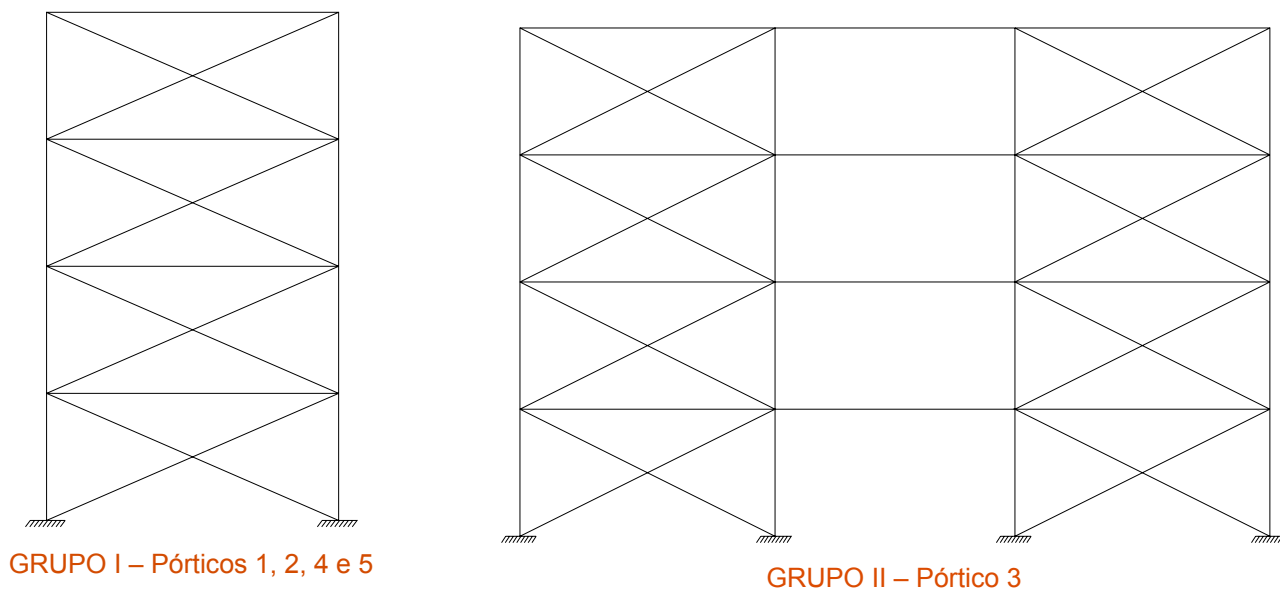
**Figura 3.17 – Esquema estrutural dos grupos I e II sem contraventamentos**



GRUPO III – Pórticos 6 e 9

GRUPO IV – Pórticos 7 e 8

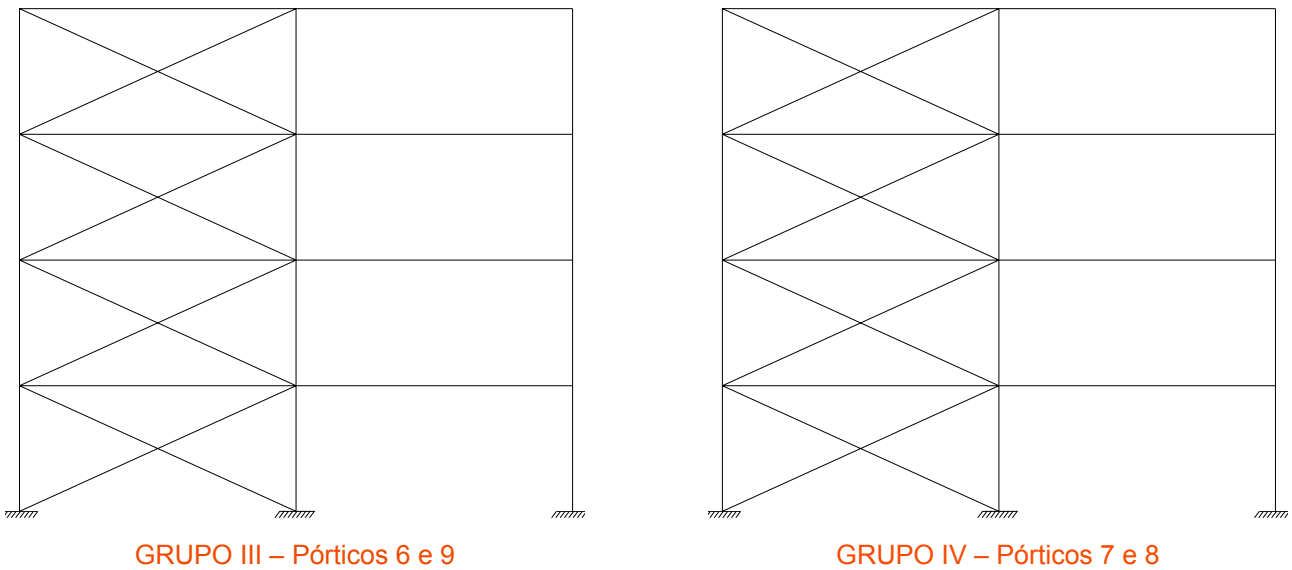
Figura 3.18 – Esquema estrutural dos grupos III e IV sem contraventamentos



GRUPO I – Pórticos 1, 2, 4 e 5

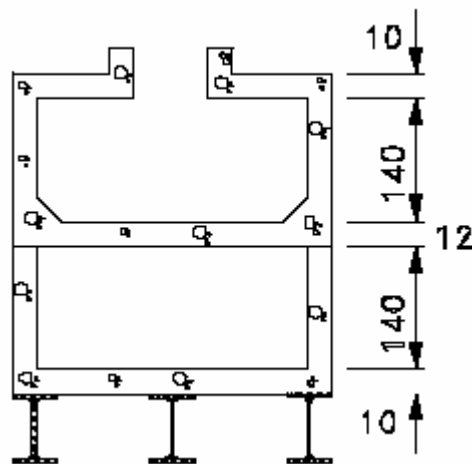
GRUPO II – Pórtico 3

Figura 3.19 – Esquema estrutural dos grupos I e II com contraventamentos



**Figura 3.20 – Esquema estrutural dos grupos III e IV com contraventamentos**

As vigas foram consideradas como trabalhando isoladamente ou em conjunto com a laje. As lajes terão seu comportamento estrutural predominantemente unidirecional apoiada sobre as vigas, adotando-se ou não o seu uso para a ação mista da seção. A laje adotada foi do tipo pré-moldada treliçada com enchimento de tijolo, muito usada no Brasil, com espessura de 12 cm. Quando no uso de viga mista, na região de mesa de concreto da viga os tijolos serão substituídos por concreto. A caixa d'água é de concreto armado com espessura de parede e de laje de fundo de 12 cm e volume de água de 20m<sup>3</sup>. Sua seção é mostrada na Figura 3.21.



**Figura 3.21 – Plano das vigas e seção da caixa d'água.**

### 3.7.8. Propriedades Físicas da Edificação

O aço estrutural utilizado para os perfis estruturais possui as características mecânicas correspondentes ao ASTM A36 e limite de escoamento de 250MPa, podendo-se adotar este limite para qualquer aço estrutural.

A resistência média do concreto das lajes será de  $f_{ck}=20\text{MPa}$  e para as fundações de 15MPa, todos os concretos com peso específico de  $25\text{kN/m}^3$ . As lajes têm um peso específico de  $16,65\text{kN/m}^3$  devido ao enchimento de tijolo. Os parafusos serão de alta resistência mecânica, ASTM A325, e para barras redondas o SAE1020.

As alvenarias não foram consideradas como estruturais. Para fechamentos externos e internos foi tomada como base para a análise uma alvenaria cerâmica de espessura 10 cm mais 5 cm de revestimento total.

### 3.7.9. Propriedades Geométricas dos Pórticos

O projeto original da USIMINAS utiliza perfis I para as vigas e colunas e suas propriedades geométricas são apresentadas abaixo (Tabela 3.10 a Tabela 3.13).

**Tabela 3.10 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo I**

	Área (m <sup>2</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	Altura (m)
Colunas (Térreo e 1º pav,)	$7,2 \times 10^{-3}$	$1,17 \times 10^{-4}$	0,4416
Colunas (2º pav e 3º pav,)	$7,2 \times 10^{-3}$	$1,17 \times 10^{-4}$	0,4420
Vigas (pav, tipo)	$4,81 \times 10^{-3}$	$0,514 \times 10^{-4}$	0,3581
Vigas (cobertura)	$4,81 \times 10^{-3}$	$0,514 \times 10^{-4}$	0,3581

**Tabela 3.11 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo II**

	Área (m <sup>2</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	Altura (m)
Colunas (Térreo e 1º pav,)	$1,73 \times 10^{-2}$	$0,65 \times 10^{-4}$	0,2123
Colunas (2º pav e 3º pav,)	$0,934 \times 10^{-2}$	$0,326 \times 10^{-4}$	0,2047
Vigas (V106 e V108)	$0,773 \times 10^{-2}$	$1,113 \times 10^{-4}$	0,4194
Demais vigas	$0,481 \times 10^{-2}$	$0,514 \times 10^{-4}$	0,3581



**Tabela 3.12 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo III**

	Área (m <sup>2</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	Altura (m)
Colunas externas	7,2 e-03 x 10 <sup>-3</sup>	1,67 x 10 <sup>-5</sup>	0,1668
Colunas internas (Térreo e 1º pav,)	1,73 e-02 x 10 <sup>-3</sup>	3,67 x 10 <sup>-4</sup>	0,5045
Colunas internas (2º pav, e 3º pav,)	0,934 e-02 x 10 <sup>-3</sup>	2,05 x 10 <sup>-4</sup>	0,5132
Vigas	4,81 e-03 x 10 <sup>-3</sup>	0,514 x 10 <sup>43</sup>	0,3581

**Tabela 3.13 – Propriedades geométricas dos elementos dos pórticos do grupo IV**

	Área (m <sup>2</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	Altura (m)
Colunas externas	7,2 x 10 <sup>-3</sup>	1,67 x 10 <sup>-5</sup>	0,1668
Colunas internas (Térreo e 1º pav,)	1,73 x 10 <sup>-2</sup>	3,67 x 10 <sup>-4</sup>	0,5045
Colunas internas (2º pav, e 3º pav,)	0,934 x 10 <sup>-2</sup>	2,05 x 10 <sup>-4</sup>	0,5132
Vigas (pav, tipo)	7,73 x 10 <sup>-3</sup>	1,133 x 10 <sup>-4</sup>	0,4194
Vigas (cobertura)	4,81 x 10 <sup>-3</sup>	0,514 x 10 <sup>-4</sup>	0,3581

### 3.7.10.Regulamentação Utilizada

O dimensionamento das estruturas dos edifícios foi feito atendendo os critérios de verificação de segurança exigidos pelo Eurocode 3 [55], para elementos de aço e no Eurocode 4 [55] para os elementos compostos em aço e concreto. O dimensionamento das ligações foi efetuado de acordo com a metodologia prescrita no Eurocode 3 [55]. Para as ações utilizadas as cargas permanentes e sobrecargas foram obtidas da NBR-6120 [59], e a carga de vento da NBR-6123 [60].

### 3.7.11.Carregamentos

Este tipo de ação é definida na NBR-6120, [59], bem como o peso específico dos materiais.

As lajes possuem um peso próprio de 2kN/m<sup>2</sup>. As lajes L1 e L2 produzem reações de 3,2kN/m em cada em suas vigas de apoio, e a laje L3 1,33kN/m, o mesmo valor para a laje L4. Já a pavimentação mais o revestimento de todas as lajes foi totalizou 0,50 kN/m<sup>2</sup>.

O peso específico para alvenaria cerâmica é de  $12\text{kN/m}^3$ . Para as alvenarias sobre lajes foi calculado o seu peso total, subtraindo as aberturas de portas e janelas, e dividido pela área da laje, o que levou aos valores de  $2\text{kN/m}^2$  para a laje L1 e  $1,5\text{kN/m}^2$  para a laje L2, nos pavimentos tipo. Para as alvenarias sobre viga foi considerado uma altura útil de  $2,50\text{m}$  nos pavimentos tipos, o que leva ao valor de  $4,5\text{kN/m}$  e  $1,40\text{m}$  para as vigas de contorno da cobertura, com  $2,52\text{kN/m}$ .

O peso próprio da estrutura foi considerado de  $0,25\text{kN/m}^2$ , valor este determinado a partir de dados do edifício calculado da USIMINAS. Também foi considerado no cálculo o peso próprio da caixa d'água sobre a estrutura.

#### **3.7.11.1. Cargas permanentes**

Os seus valores são regidos pela NBR-6120 [59]. Foram adotados valores iguais a  $3\text{kN/m}^2$  para corredores com acesso ao público,  $2\text{kN/m}^2$  para despensa, área de serviço e lavanderia,  $1,5\text{kN/m}^2$  para os demais compartimentos das residências e  $0,5\text{kN/m}^2$  para forros sem acesso ao público.

Para a caixa d'água adotou-se um peso específico da água de  $10\text{kN/m}^3$ , o que conduz a um valor de carregamento sobre a sua laje de fundo de  $13\text{kN/m}^2$ .

#### **3.7.11.2. Cargas variáveis**

A NBR-6123 [60] rege as considerações das forças devidas ao vento em edificações. As formas são determinadas de acordo com algumas características, tais como:

- Geometria da edificação;
- Relevo topográfico;
- Localização geográfica;
- Rugosidade do terreno;
- Fator estatístico;
- Áreas de aberturas e de obstrução.

A partir destas condições a determinaram-se os valores característicos de vento.

#### **3.7.11.3. Combinações de Carga**

Os tipos de combinações estão de acordo com o Eurocode 3 [55], e são mostradas na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Combinações de Carga segundo o Eurocode 3 [55]

Estados limites últimos	
Combinação 1	$1,35 G + 1,5 Q^*$
Combinação 2	$1,35 G + 0,9 \times 0,8 \times (1,5 Q + 1,5 W)$
Combinação 3	$1,35 G + 1,5 W$
Estados limites de utilização	
Combinação 4	$G + Q$
Combinação 5	$G + W$
Combinação 6	$G + 0,9 \times (Q + W)$
* G = Carga permanente, Q = Carga acidental e W = Efeito do vento	

#### 3.7.11.4. Cargas atuantes na estrutura

As cargas atuantes na estrutura devido ao efeito do vento, cargas permanentes, acidentais e foram calculadas segundo os itens 4.8.4.1 a 4.8.4.3 e seus valores, bem como os locais de aplicação das cargas estão explicitados na Figura 3.22 , Figura 3.23 e Tabela 3.15.

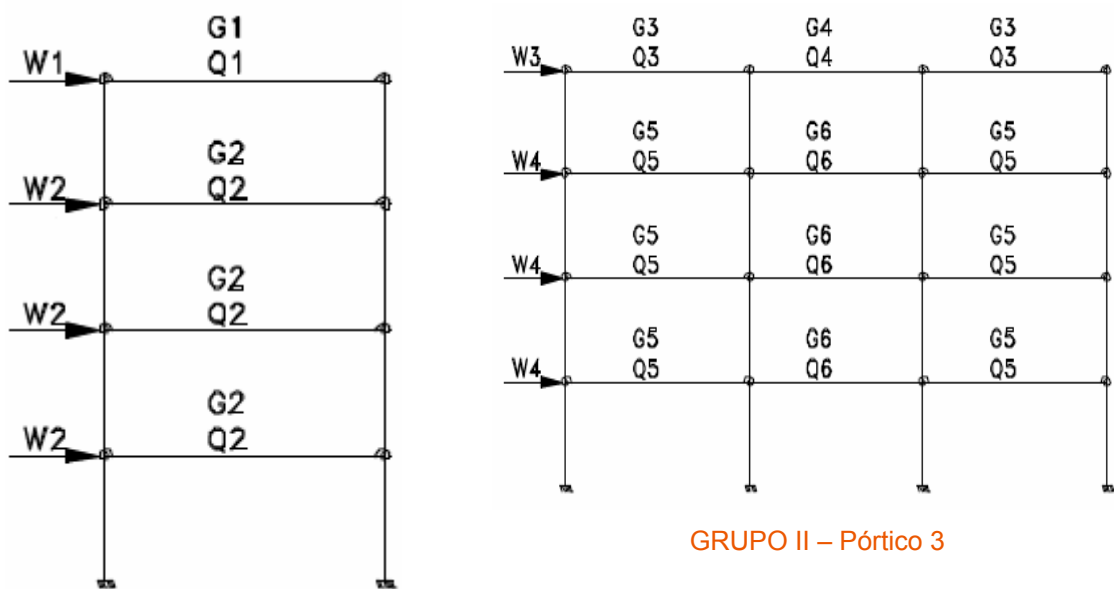
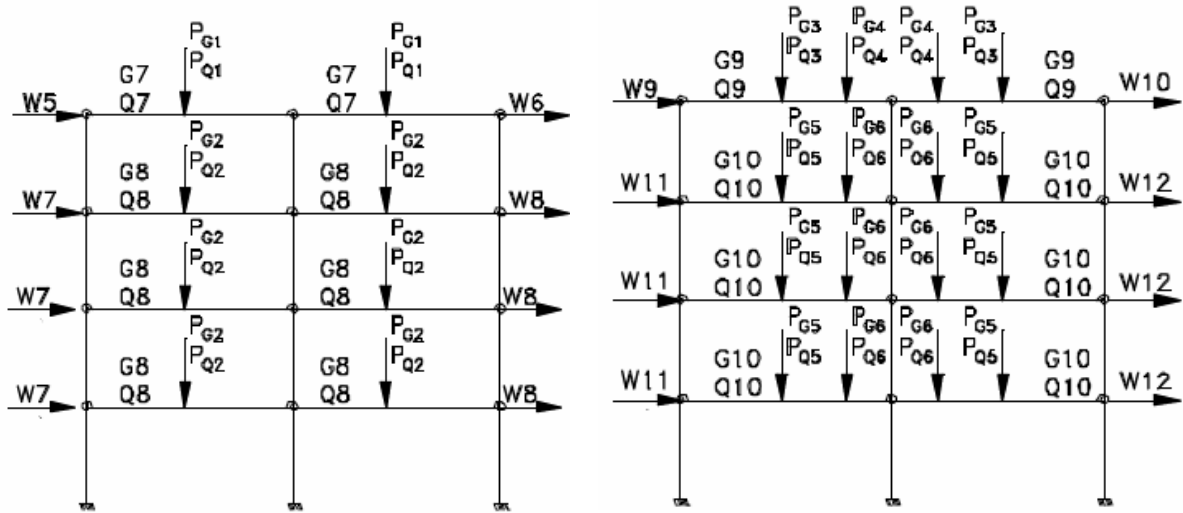


Figura 3.22 – Ponto de aplicação das cargas nos grupos de pórticos I e II.



GRUPO III – Pórticos 6 e 9

GRUPO IV – Pórticos 7 e 8

Figura 3.23–Ponto de aplicação das cargas nos grupos de pórticos III e IV.

Tabela 3.15 – Valores das cargas aplicadas ao grupo de pórticos.

	Pórticos 1,2,4 e 5		Pórtico 3							
Carga Permanente*	G1**	G2**	G3**	G4**	G5**	G6**				
	7,00	12,28	11,40	3,64	22,96	7,05				
Carga Acidental*	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6				
	0,80	2,40	1,60	0,70	4,80	4,60				
Efeito do Vento	W1	W2	W3		W4					
	2,78	5,67	5,67		11,34					
<ul style="list-style-type: none"> <li>* G, Q, W e I em kN/m<sup>2</sup>, P em kN,</li> <li>** Carga uniformemente distribuída ao longo da viga</li> </ul>										
	Pórticos 6 e 9				Pórticos 7 e 8					
Carga permanente*	G7**	G8**	P <sub>G1</sub>	P <sub>G2</sub>	G9**	G10**	P <sub>G3</sub>	P <sub>G4</sub>	P <sub>G5</sub>	P <sub>G6</sub>
	2,50	3,75	38,19	48,24	2,50	3,75	38,19	13,61	48,24	20,48
Carga acidental*	Q7	Q8	P <sub>Q1</sub>	P <sub>Q2</sub>	Q9	Q10	P <sub>Q3</sub>	P <sub>Q4</sub>	P <sub>Q5</sub>	P <sub>Q6</sub>
	0,00	0,00	5,36	16,08	0,00	0,00	5,36	1,10	16,08	12,60
Efeito do vento	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11	W12		
	2,33	0,63	4,66	1,26	2,33	0,63	4,66	1,26		

## 4. Análise de Autovalores e Autovetores

### 4.1. Introdução

Neste capítulo procede-se a uma análise dos autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração), no que tange aos modelos de pórtico plano propostos por Vogel [17] (página 47) e Kameshki [7] (página 48).

Considera-se ainda, na análise, uma comparação de resultados (frequências naturais e modos de vibração) obtidos mediante o emprego de um elemento de mola rotacional, descrito anteriormente no capítulo III, e um outro elemento de mola translacional [34]. Ambos os elementos são utilizados para simular o efeito das ligações viga-coluna.

### 4.2. Modelo Proposto por Vogel [17]

A Tabela 4.1 apresenta os valores das frequências naturais obtidas com base no pórtico proposto por Vogel [17] (página 47). De acordo com [17] adota-se neste modelo uma rigidez à rotação igual 12.430 kNm/rad. A estratégia de análise consiste em variar a rigidez das ligações viga-coluna ( $S_j$ ) de modo a considerar os 3 (três) casos distintos: ligações rígidas, ligações semi-rígidas e ligações flexíveis.

**Tabela 4.1 - Frequências naturais do modelo de Vogel [17]. Pórtico sem contraventamentos**

Frequências naturais (Hz)	Elemento de mola	Tipo de Ligação								
		Rígido	Semi-rígido							Flexível
			2,0 $S_j$	$S_j$	0,75 $S_j$	0,50 $S_j$	0,25 $S_j$	0,20 $S_j$	0,10 $S_j$	
$f_{01}$	MR	2,61	2,07	1,75	1,62	1,44	1,17	1,10	0,90	0,48
	MT	2,82	2,26	1,90	1,75	1,55	1,24	1,16	0,94	0,48
$f_{02}$	MR	6,61	5,64	5,03	4,77	4,40	3,84	3,67	3,24	2,39
	MT	7,09	6,09	5,41	5,11	4,69	4,03	3,84	3,33	2,38
$f_{03}$	MR	12,12	10,61	9,69	9,29	8,73	7,90	7,66	7,04	6,07
	MT	12,83	11,27	10,24	9,78	9,15	8,16	7,88	7,16	6,06
$f_{04}$	MR	17,19	15,96	15,13	14,76	14,25	13,50	13,30	12,79	12,04
	MT	17,83	16,60	15,69	15,27	14,69	13,77	13,52	12,90	12,03
$f_{05}$	MR	23,24	22,16	21,51	21,24	20,86	20,30	20,15	19,76	19,17
	MT	23,98	22,84	22,10	21,77	21,32	20,61	20,41	19,90	19,15

MR: Mola rotacional e MT: Mola translacional [34].

Analisando os resultados mostrados na Tabela 4.1 verifica-se que os valores das cinco primeiras freqüências naturais do modelo apresentam-se próximos, independentemente do emprego do elemento de mola rotacional ou translacional. Constatase também que a maior diferença encontrada foi da ordem de 8%, no que tange a comparação entre as freqüências obtidas mediante o emprego dos dois elementos de mola distintos, como ilustrado na Tabela 4.1

Na seqüência da análise são apresentados na Tabela 4.2 os valores das freqüências naturais do modelo proposto por Vogel [17] (página 47) com a consideração de elementos de contraventamentos (modelo contraventado).

**Tabela 4.2 Freqüências naturais do modelo de Vogel [17]. Pórtico com contraventamentos**

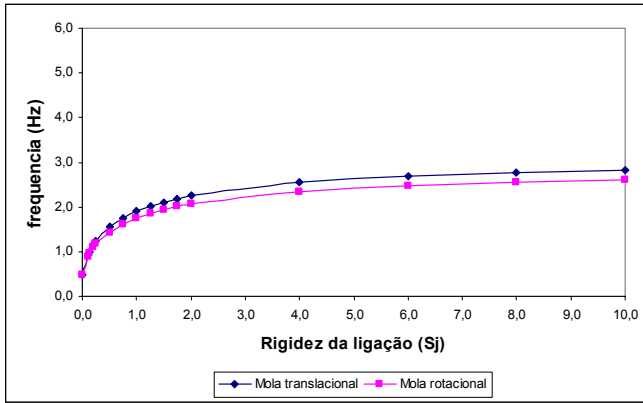
Freqüência natural (Hz)	Tipo de elemento de mola	Tipo de ligação								
		Rígido (Sj)	Semi-rígido							Flexível
			2,0 Sj	Sj	0,75 Sj	0,50 Sj	0,25 Sj	0,20 Sj	0,10 Sj	
f <sub>01</sub>	MR	4,84	4,59	4,48	4,43	4,38	4,32	4,30	4,27	4,23
	MT	4,97	4,68	4,54	4,48	4,42	4,34	4,32	4,28	4,23
f <sub>02</sub>	MR	13,36	12,86	12,60	12,50	12,38	12,22	12,18	12,09	11,98
	MT	13,59	13,06	12,75	12,62	12,47	12,26	12,21	12,11	11,98
f <sub>03</sub>	MR	22,79	21,99	21,57	21,41	21,20	20,92	20,86	20,70	20,50
	MT	23,20	22,33	21,81	21,61	21,35	21,00	20,92	20,73	20,50
f <sub>04</sub>	MR	29,88	29,09	28,30	27,86	27,14	25,76	25,33	24,13	21,83
	MT	30,78	30,11	29,41	28,99	28,26	26,69	26,15	24,44	21,83
f <sub>05</sub>	MR	31,90	30,82	30,16	29,90	29,55	29,08	28,61	26,44	22,08
	MT	32,44	31,42	30,70	30,35	29,32	26,90	26,21	24,64	22,08

MR:Mola rotacional e MT: Mola translacional [17].

Observando-se os resultados mostrados Tabela 4.2, verifica-se que os valores das 5(cinco) primeiras freqüências naturais do modelo apresentam-se bastante próximos, fato constatado anteriormente na Tabela 4.1, Constatase também que, com a inclusão de elementos de contraventamento na estrutura, a maior diferença encontrada foi da ordem de 8%, no que tange a comparação entre as freqüências obtidas mediante o emprego dos dois elementos de mola distintos, como ilustrado na Tabela 4.2

Dando prosseguimento à análise são apresentada as curvas de freqüência mediante variação da rigidez inicial das ligações viga-coluna, como mostrado nas figuras seguintes (Figura 4.1 a Figura 4.5).

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

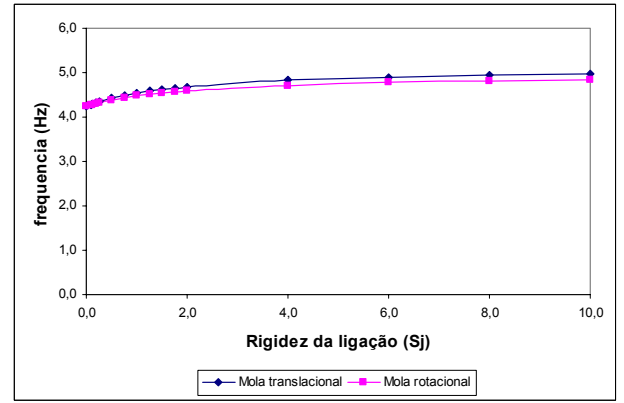
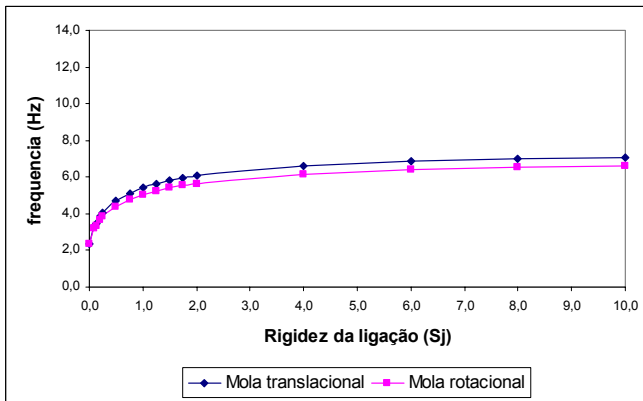


Figura 4.1 – Variação da primeira freqüência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

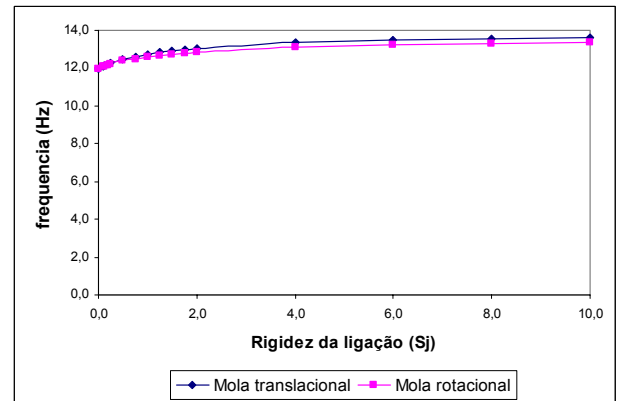
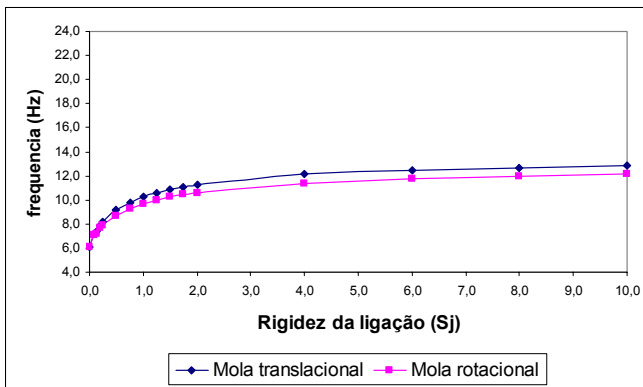


Figura 4.2 – Variação da segunda freqüência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

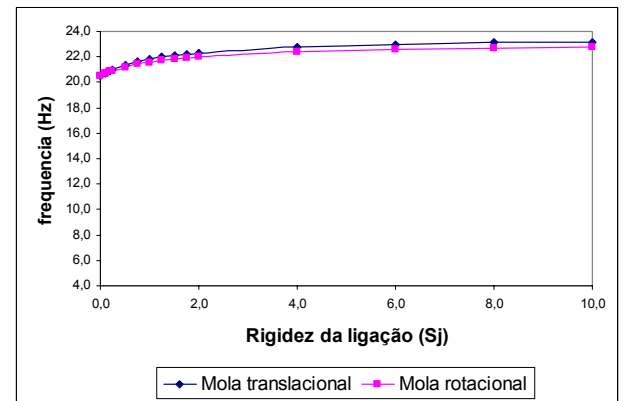
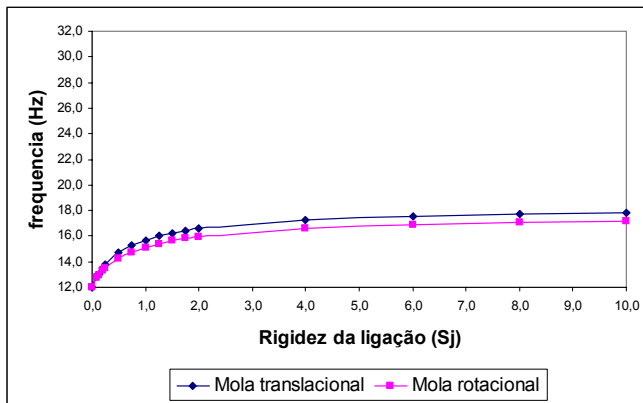


Figura 4.3 – Variação da terceira freqüência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

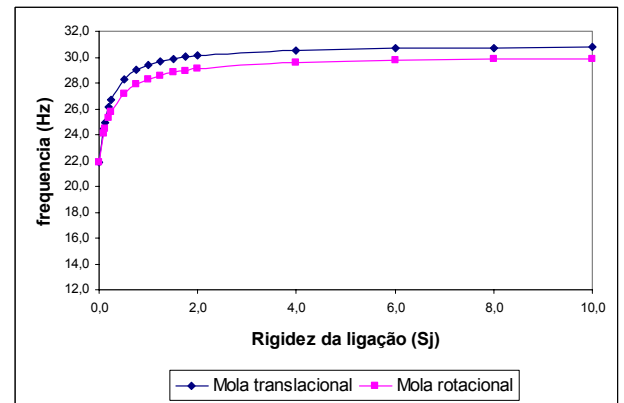
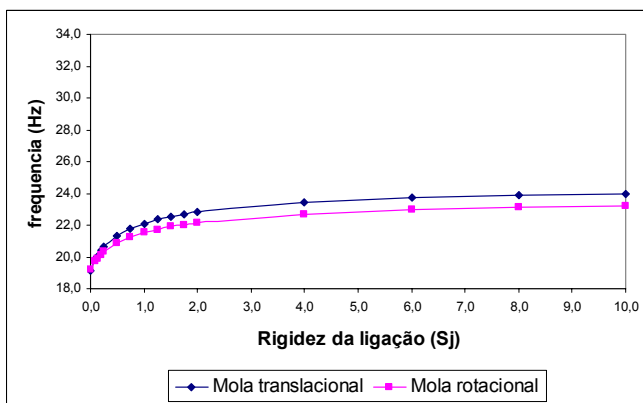


Figura 4.4 – Variação da quarta frequência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

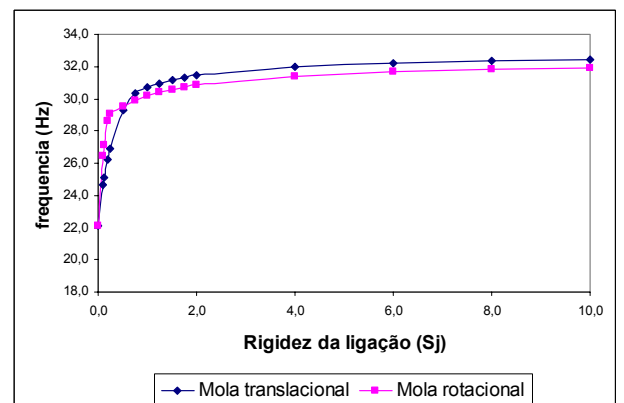


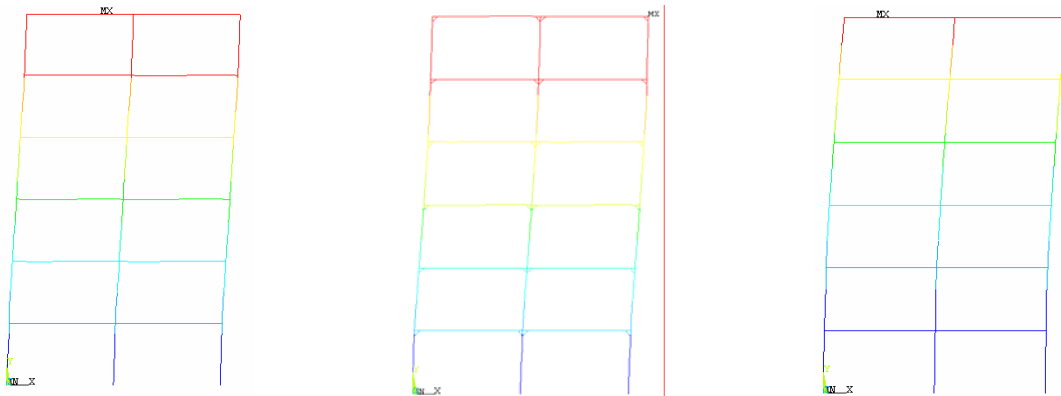
Figura 4.5 – Variação da quinta frequência natural do modelo

Observando as figuras anteriores (Figura 4.1 a Figura 4.5) pode-se destacar o comportamento altamente não linear das curvas de frequência fundamental em função da rigidez, tanto para o modelo com contraventamentos como para o modelo sem contraventamentos. Nota-se ainda que esse tipo de comportamento é muito mais acentuado nas curvas de frequência do modelo sem contraventamentos.

Na seqüência do texto, nas figuras seguintes (Figura 4.6 a Figura 4.11) são mostrados os três primeiros modos de vibração do modelo proposto por Vogel [17]. Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que são apresentados apenas os modos de vibração associados aos modelos computacionais onde as ligações viga-coluna são representadas por elementos de mola rotacional. Explica-se essa estratégia em função de

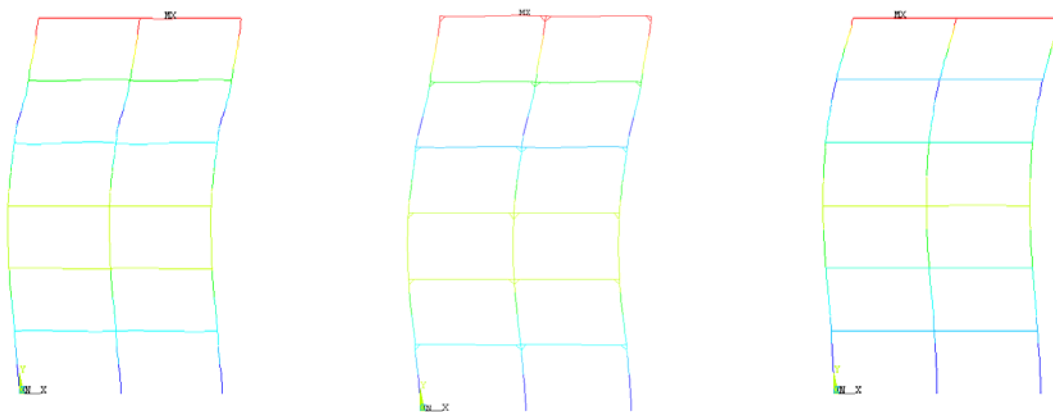


que as componentes modais, tanto para o caso Não-Contraventado, quanto na situação onde há contraventamentos apresentam valores muito próximos, tanto para o caso referente ao modelo de mola rotacional como para o modelo de mola translacional [5].



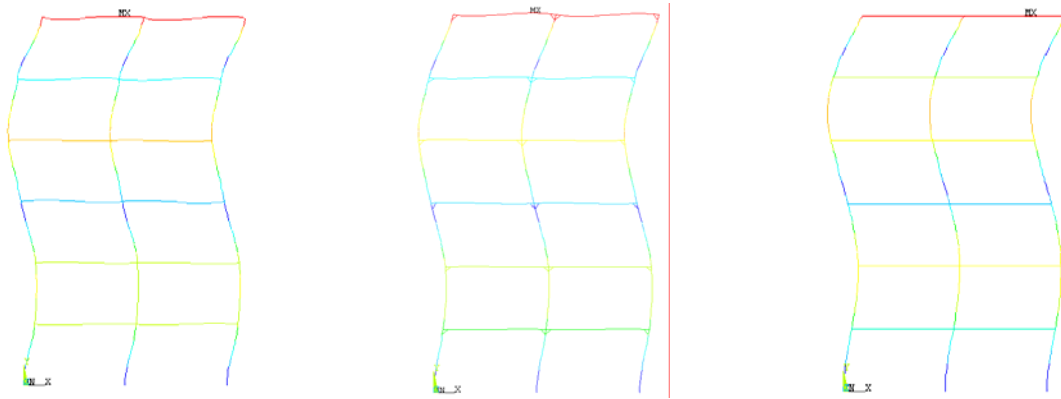
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.6 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.**



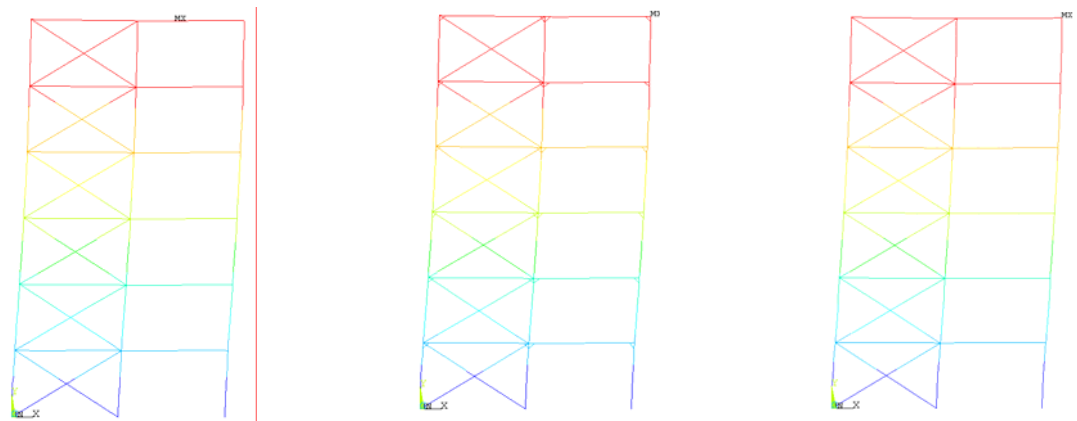
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.7 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.**



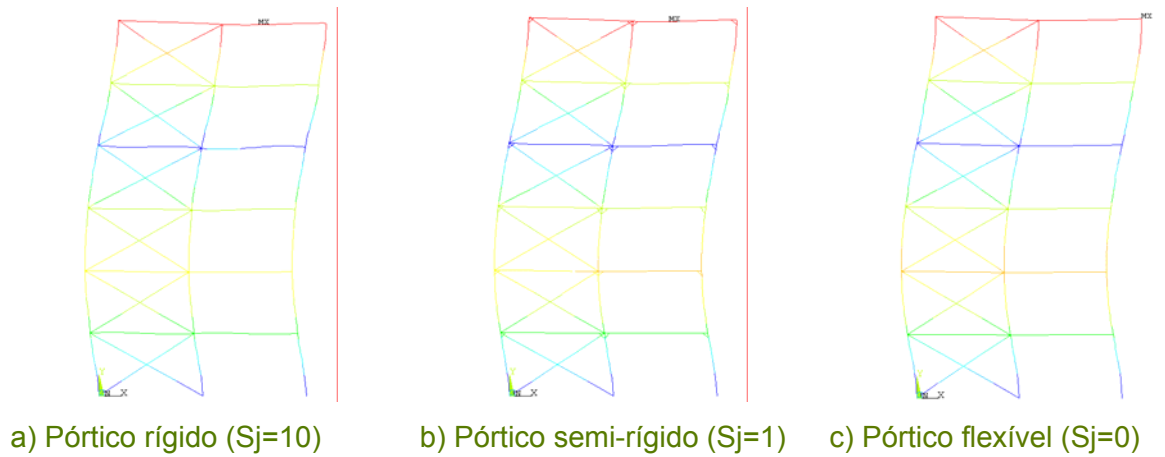
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.8 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico Não-Contraventado.**

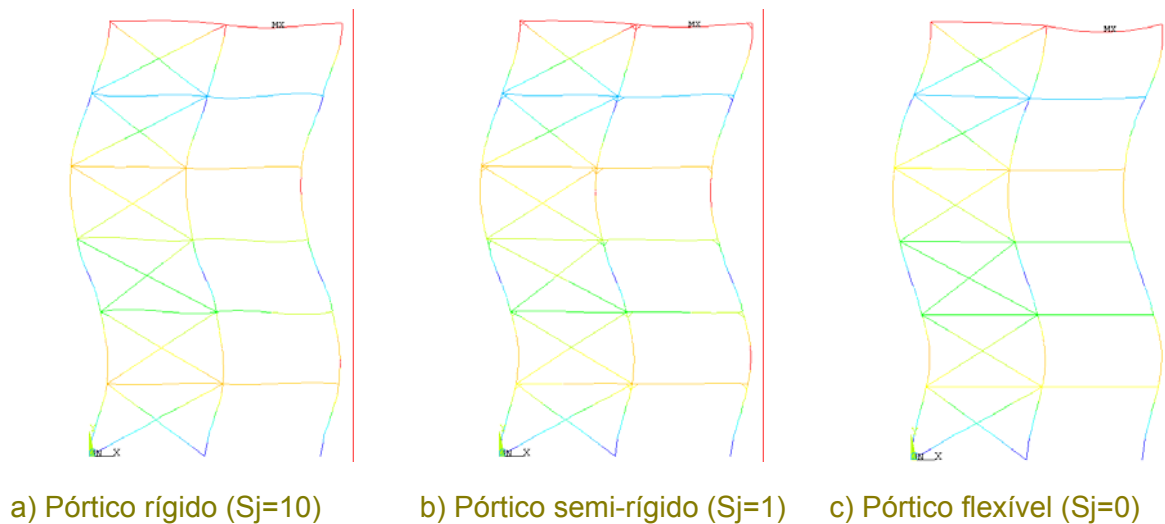


a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.9 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico contraventado.**



**Figura 4.10 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico contraventado.**



**Figura 4.11 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico contraventado.**

Os modos de vibração apresentados nas Figura 4.6. a Figura 4.11 apresentam diferenças nos valores de suas componentes modais. Este fato se torna mais evidente à medida que o valor da rigidez inicial das ligações tende a crescer. Por outro lado, observando-se com mais detalhe as Figura 4.6 a Figura 4.11 e percebe-se claramente que à medida que a rigidez inicial das ligações cresce, as configurações modais tendem a ser bastante modificadas. Ressalta-se, ainda, que esta observação se aplica, principalmente, para os modos mais elevados dos modelos.

Sendo assim, fica claro que um aumento no valor da rigidez inicial das ligações viga-coluna implica em modificações significativas nas componentes modais, principalmente,

para os modos mais elevados. Tal situação ocorre tanto no modelo contraventado como naquele onde não há a presença de contraventamentos.

Considerando-se que as observações feitas nos parágrafos imediatamente acima estão ligadas de certo modo a problemas de instabilidade dinâmica não-linear devido à interação e acoplamento entre determinados modos, ou seja, a troca de energia de modos de vibração, tal fato pode vir a comprometer soluções de projeto que não considerem de forma apropriada a rigidez real das ligações viga-coluna [28].

Convém chamar a atenção do leitor, para o fato de que o projetista estrutural deve ter em mente a real necessidade de se levar em conta o comportamento semi-rígido presente na grande maioria das ligações viga-coluna utilizadas na prática corrente de projeto.

### 4.3. Modelo Proposto por Kameshki [7]

A Tabela 4.3 apresenta os valores das freqüências naturais obtidas com base no pórtico proposto por Kameshki [7] (página 48). De acordo com [7] adota-se neste modelo uma rigidez à rotação igual 50.000 kNm/rad. Adotando a mesma metodologia de análise realizada no modelo proposto por Vogel [7], variou-se a rigidez das ligações viga-coluna ( $S_j$ ) de modo a considerar os 3(três) casos distintos: Ligações rígidas, ligações semi-rígidas e ligações flexíveis.

**Tabela 4.3 – Freqüências naturais do modelo proposto por Kameshki, pórtico sem contraventamentos**

Freqüência natural (Hz)	Tipo de elemento de mola	Tipo de ligação								
		Rígido (10Sj)	Semi-rígido							Flexível
			2,0 Sj	Sj	0,75 Sj	0,50 Sj	0,25 Sj	0,20 Sj	0,10 Sj	
f <sub>01</sub>	MR	2,58	2,32	2,18	2,13	2,07	2,00	1,98	1,94	1,90
	MT	2,59	2,31	2,18	2,13	2,07	1,99	1,98	1,94	1,90
f <sub>02</sub>	MR	7,85	7,24	6,92	6,80	6,65	6,45	6,41	6,31	6,19
	MT	7,91	7,25	6,92	6,80	6,65	6,45	6,05	6,30	6,19
f <sub>03</sub>	MR	14,97	13,99	13,45	13,24	12,99	12,65	12,57	12,40	12,20
	MT	15,03	14,01	13,46	13,25	12,99	12,65	12,57	12,40	12,20
f <sub>04</sub>	MR	23,87	22,69	22,04	21,78	21,47	20,58	20,29	19,64	18,83
	MT	23,94	22,71	22,05	21,79	21,47	20,53	20,25	19,61	18,83
f <sub>05</sub>	MR	25,57	24,13	22,97	22,43	21,68	21,06	20,97	20,76	20,52
	MT	25,23	23,89	22,80	22,29	21,58	21,07	20,97	20,76	20,52

MR: Mola rotacional e MT: Mola translacional [34].

Observando-se os resultados mostrados na Tabela 4.3, constata-se que os valores das 5(cinco) primeiras freqüências naturais do modelo obtidos com o emprego do elemento de mola rotacional são bastante próximos dos obtidos com o uso do elemento de mola translacional [34], fato também constatado anteriormente na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2 sendo que a maior diferença encontrada foi da ordem de 9%.

**Tabela 4.4 - Freqüências naturais do modelo proposto por Kameshki, pórtico com contraventamentos**

Freqüência natural (Hz)	Tipo de elemento de mola	Tipo de ligação								
		Rígido	Semi-rígido							Flexível
			2,0 Sj	Sj	0,75 Sj	0,50 Sj	0,25 Sj	0,20 Sj	0,10 Sj	
f <sub>01</sub>	MR	4,19	3,99	3,78	3,67	3,47	3,06	2,92	2,48	1,07
	MT	4,25	4,16	3,86	3,70	3,44	2,96	2,80	2,33	1,07
f <sub>02</sub>	MR	11,64	11,28	10,89	10,67	10,28	9,46	9,15	8,18	5,27
	MT	11,75	11,76	11,18	10,87	10,35	9,32	8,97	7,89	5,27
f <sub>03</sub>	MR	20,56	20,19	19,80	19,57	19,17	18,30	17,98	16,97	14,38
	MT	20,67	20,69	20,13	19,82	19,29	18,21	17,83	16,71	14,38
f <sub>04</sub>	MR	25,88	25,66	25,41	25,25	24,96	24,23	23,94	22,86	18,40
	MT	25,93	26,65	26,22	25,96	25,49	24,34	23,87	22,21	18,40
f <sub>05</sub>	MR	28,92	28,72	28,47	28,32	27,93	26,41	25,88	24,31	18,40
	MT	28,98	29,12	28,21	27,68	26,79	24,93	24,27	22,29	18,40

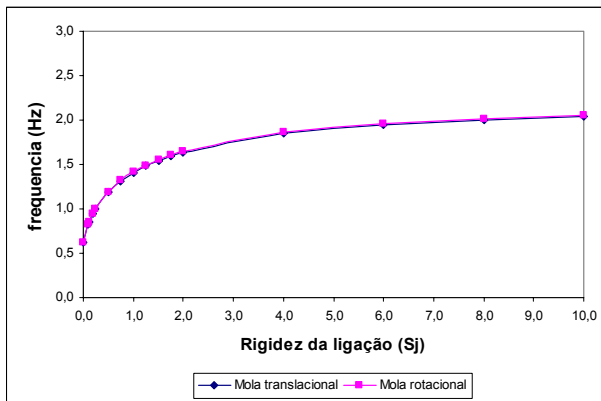
MT:Mola translacional[34]; MR:Mola rotacional

A seguir são apresentados acima, na Tabela 4.4 os valores das freqüências naturais do modelo proposto por Kameshki [7] (página 48) com a inclusão de elementos de contraventamento (modelo contraventado)

Observando-se os resultados mostrados na Tabela 4.4 ,constata-se que os valores das 5(cinco) primeiras freqüências naturais do modelo obtidos com o emprego do elemento de mola rotacional são bastante próximos dos obtidos com o uso do elemento de mola translacional [34]. É também observado que com a inclusão de elementos de contraventamento a maior diferença encontrada foi da ordem de 9% no que tange a comparação entre as freqüências obtidas mediante o emprego dos dois elementos de mola distintos , como ilustrado na Tabela 4.4.

Na seqüência são apresentadas nas figuras abaixo (Figura 4.12 a Figura 4.16) as curvas de freqüência mediante variação da rigidez inicial das ligações viga-coluna para o modelo proposto por Kameshki [7],

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

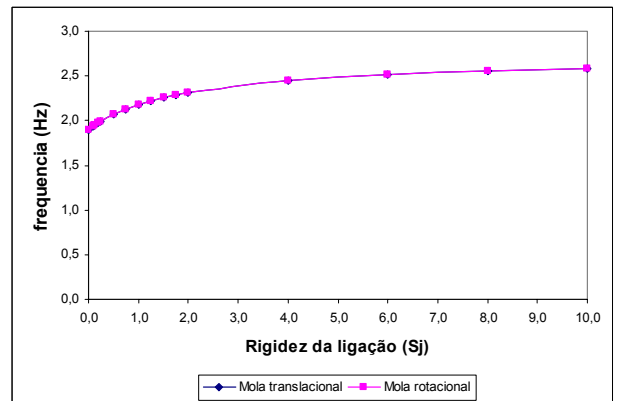
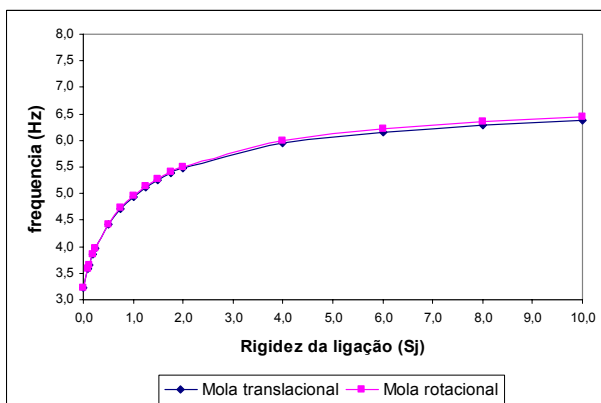


Figura 4.12 – Variação da primeira frequência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

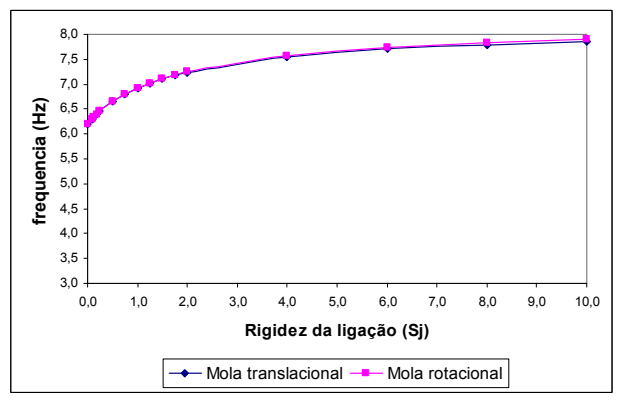
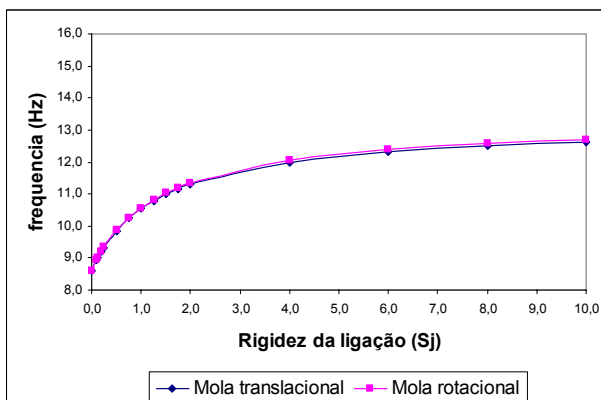


Figura 4.13 – Variação da segunda frequência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

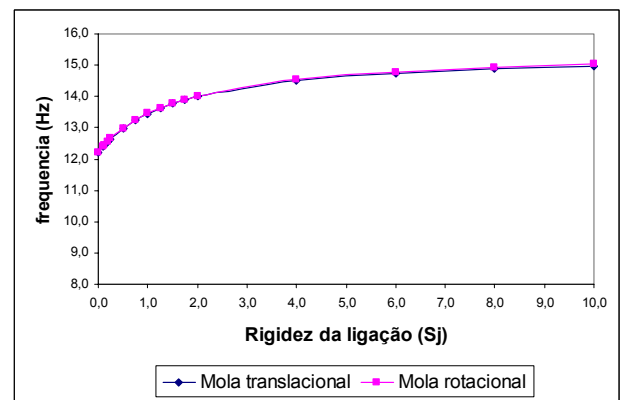
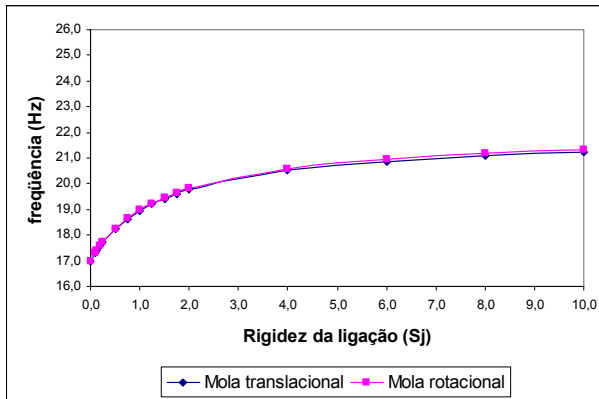


Figura 4.14 – Variação da terceira frequência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

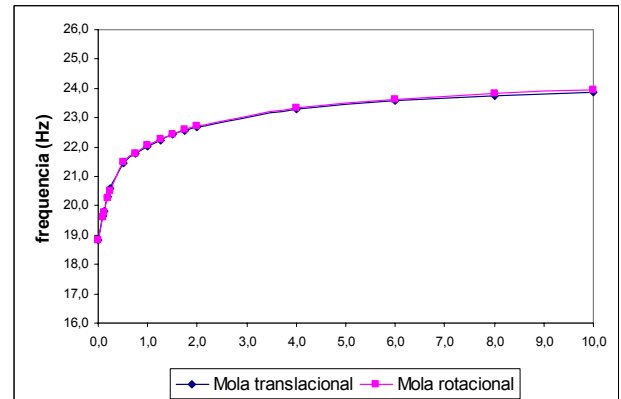
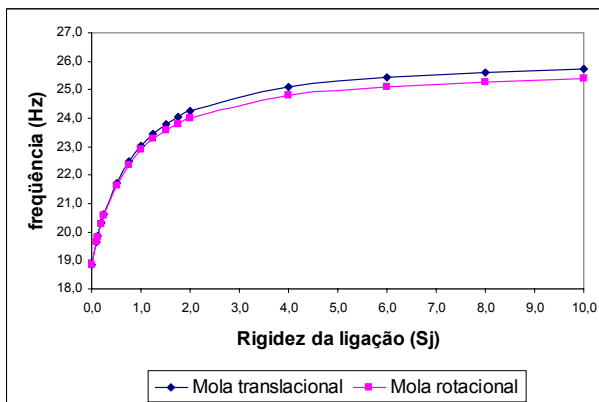


Figura 4.15 – Variação da quarta frequência natural do modelo

Modelo Não-Contraventado



Modelo Contraventado

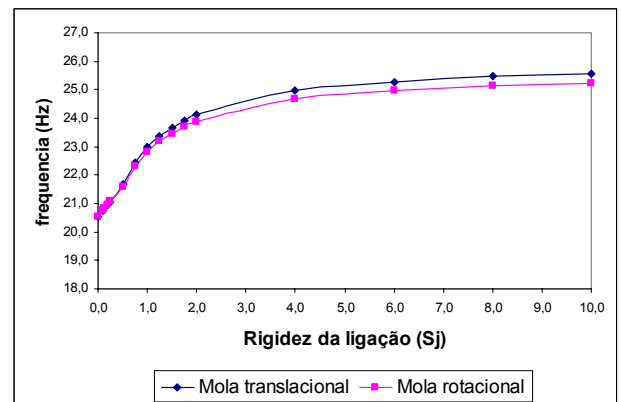
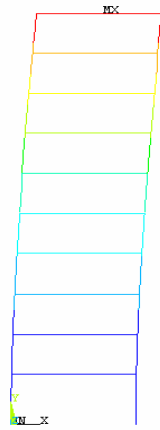
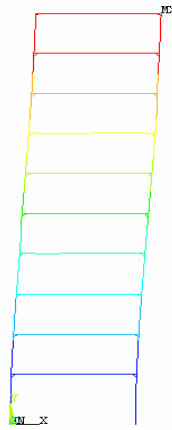
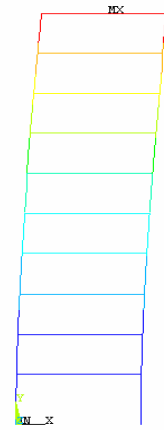


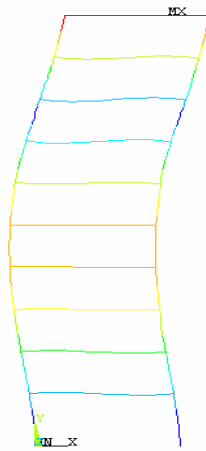
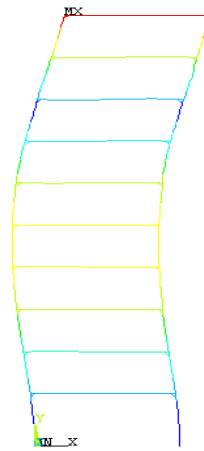
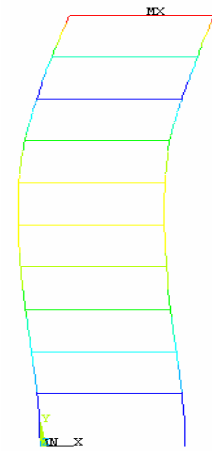
Figura 4.16 – Variação da quinta frequência natural do modelo

Observando-se as figuras acima anteriores verifica-se o comportamento não linear das curvas de frequência fundamental em função da rigidez, tanto para o modelo com contraventamentos como para o modelo sem contraventamentos. Nota-se ainda esse tipo de comportamento é muito mais acentuado nas curvas no intervalo que vai de  $0S_j$  a  $2S_j$ .

Dando prosseguimento a análise, nas figuras seguintes (Figura 4.17 a Figura 4.22) são mostrados os três primeiros modos de vibração do modelo proposto por Kameshki [7]. São apresentados apenas os modos de vibração associados aos modelos computacionais onde as ligações viga-coluna são representadas por elementos de mola rotacional, já que as componentes modais, tanto para o caso Não-Contraventado, quanto na situação onde há contraventamentos apresentam valores muito próximos, tanto para o caso referente ao modelo de mola rotacional como para o modelo de mola translacional [34].

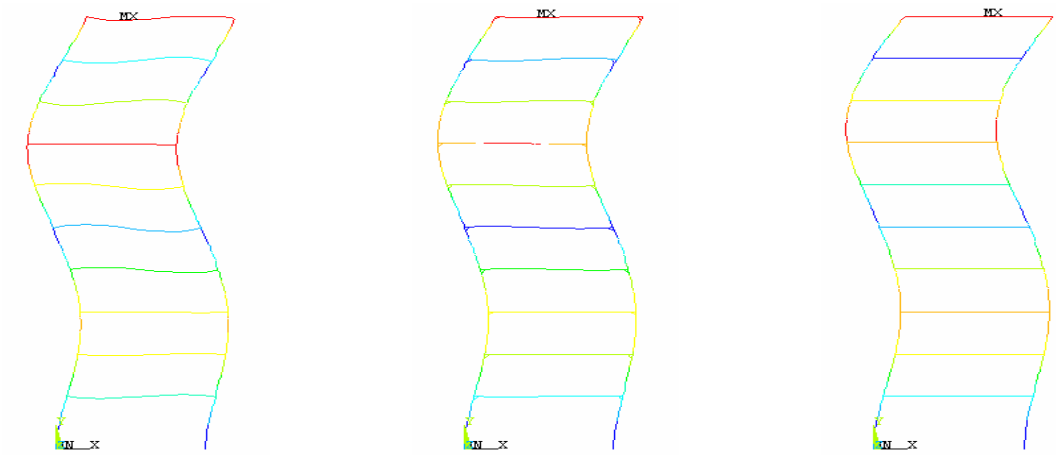
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.17 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.**

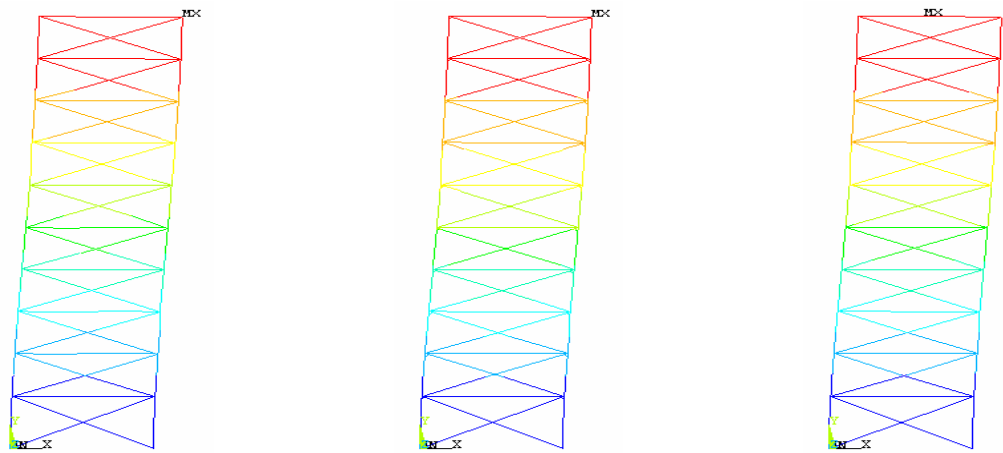
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.18 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.**

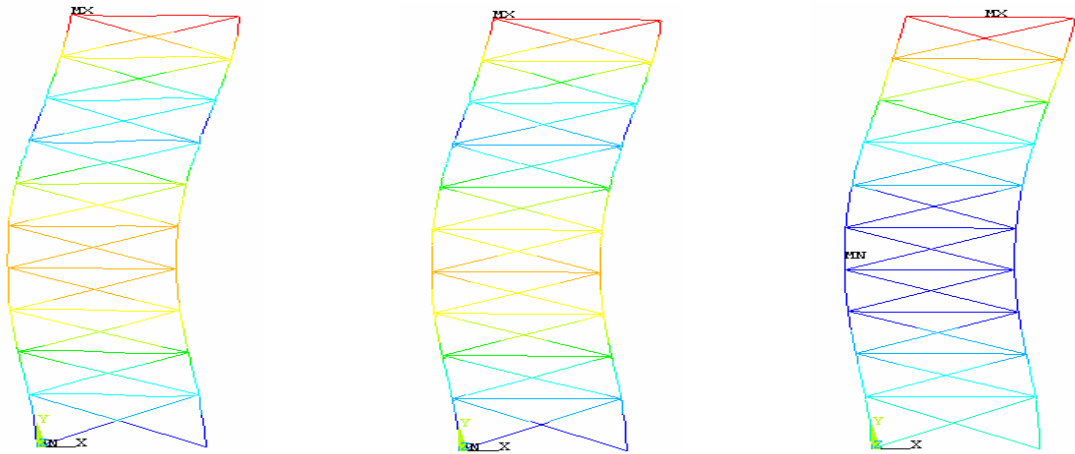


a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.19 – Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico sem contraventamentos.**

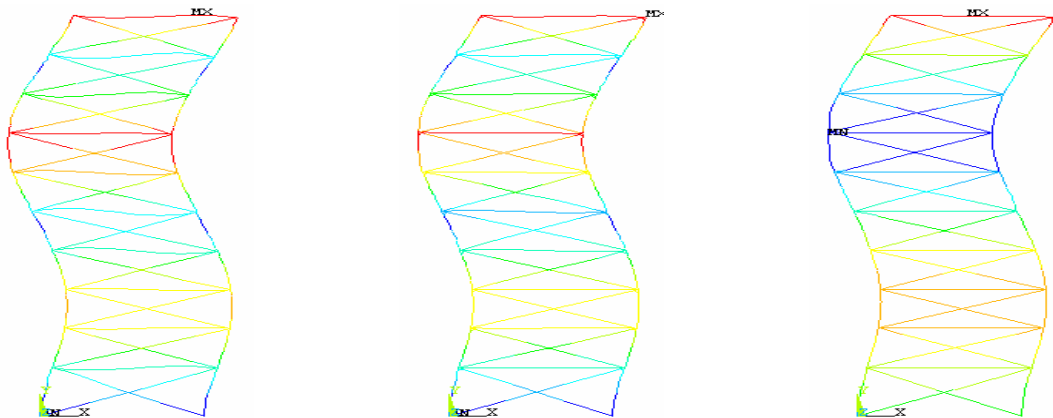
a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.20 – Modo de vibração correspondente à primeira frequência natural. Pórtico contraventado.**



a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.21 – Modo de vibração correspondente à segunda frequência natural. Pórtico contraventado.**



a) Pórtico rígido ( $S_j=10$ )      b) Pórtico semi-rígido ( $S_j=1$ )      c) Pórtico flexível ( $S_j=0$ )

**Figura 4.22- Modo de vibração correspondente à terceira frequência natural. Pórtico contraventado.**

Os modos de vibração vislumbrados nas Figura 4.17 a Figura 4.22 apresentam diferenças nos valores de suas componentes modais. Este fato se torna mais evidente, a medida em que o valor da rigidez inicial das ligações tende a crescer. Observando-se com mais detalhe os modos de vibração percebe-se também que a medida em que a rigidez inicial das ligações cresce, as configurações modais tendem a ser bastante modificadas. Ressalta-se, ainda, que esta observação se aplica, principalmente, para os modos mais elevados dos modelos.

Assim como constatado no modelo proposto por Vogel [7], fica evidente que um aumento no valor da rigidez inicial das ligações viga-coluna implica em modificações significativas nas componentes modais, principalmente, para os modos mais elevados. Tal situação ocorre em ambos os modelos (contraventado e sem contraventamentos).

Novamente, convém chamar a atenção do leitor, para o fato de que o projetista estrutural deve ter em mente a real necessidade de se levar em conta o comportamento semi-rígido presente na grande maioria das ligações viga-coluna utilizadas na prática corrente de projeto.

## 5. Calibração do Modelo Computacional Desenvolvido

### 5.1. Generalidades

Neste capítulo são apresentadas as calibrações feitas sobre o modelo computacional desenvolvido para simular o efeito das ligações viga-coluna em pórticos de aço.

Basicamente, são desenvolvidas análises mediante o emprego do elemento de mola rotacional com um comportamento linear e não linear. A resposta estática e dinâmica dos modelos em estudo é comparada com diversos resultados disponíveis na literatura técnica existente sobre o assunto [5-9]

### 5.2. Viga Bi-engastada

O presente modelo é correntemente utilizado para calibração de resultados numéricos por ser bastante simples de ser representado via método dos elementos finitos.

O objetivo principal desta seção é de verificar a influência da não linearidade geométrica na resposta estática e dinâmica da viga. O sistema foi discretizado em com base em 10(dez) elementos finitos de viga bidimensionais. Considera-se uma carga dinâmica aplicada no meio do vão do modelo, como mostra a Figura 5.1 . As propriedades físicas e geométricas da estrutura encontram-se definidas no capítulo três.

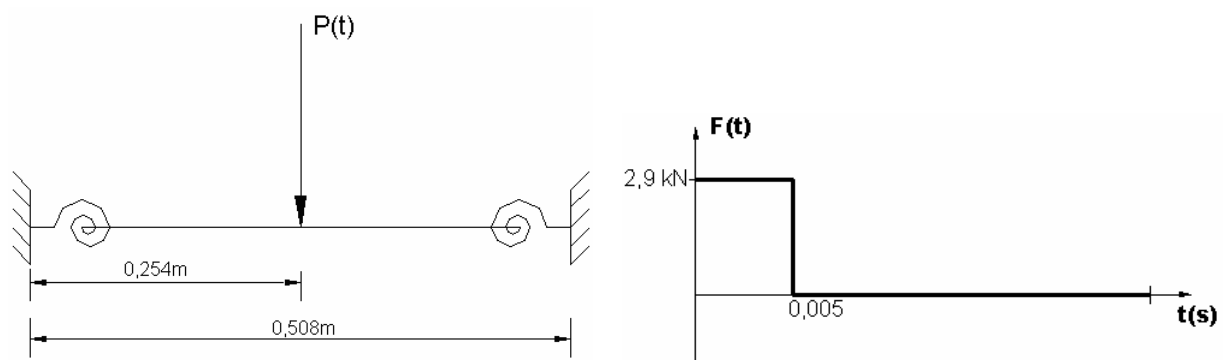
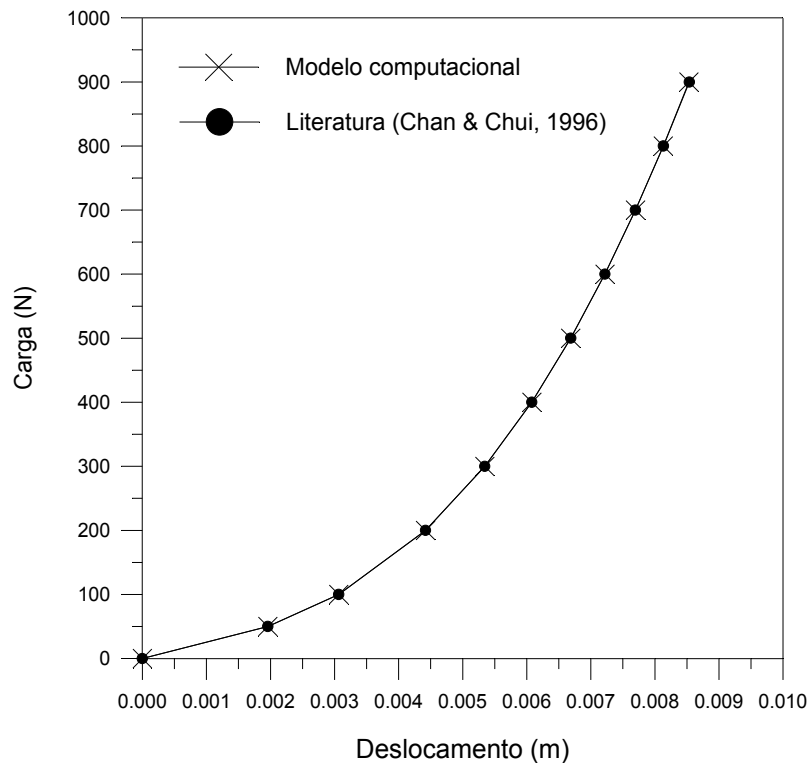


Figura 5.1- Estado de carregamento da viga

A Figura 5.2 apresenta o gráfico carga versus deslocamento referente ao meio do vão da viga, Figura 5.1. Inicialmente considera-se um nível de rigidez para as ligações nos extremos do modelo igual a 27.584 Nm/rad



**Figura 5.2 – Análise estática não-linear geométrica (segunda ordem) do modelo de viga bi-engastada**

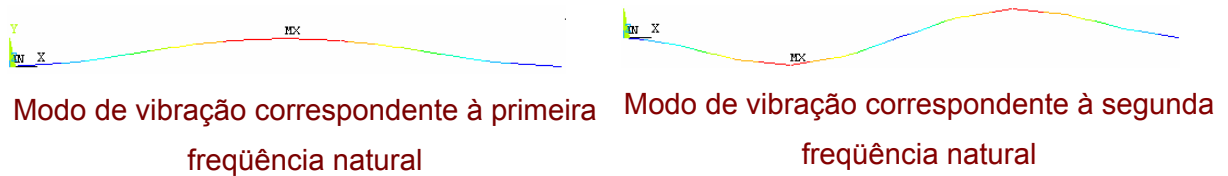
Observando-se a Figura 5.2, percebe-se claramente que os resultados são idênticos, indicando que a metodologia de análise desenvolvida neste trabalho reproduziu de forma satisfatória os resultados de Chan&Chui [5] no que tange a uma análise estática não-linear.

Na seqüência do estudo, procede-se a uma análise dinâmica da viga em questão, de forma a continuar a comparação das metodologias de análise, já que um dos principais objetivos deste estudo está associado à análise dinâmica de estruturas de aço com a consideração do efeito das ligações semi-rígidas.

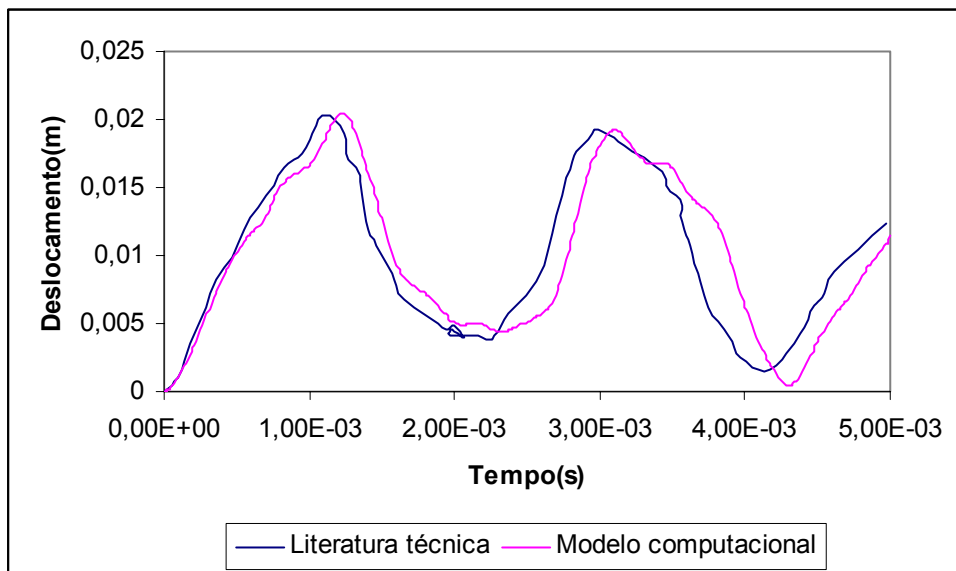
Na análise dinâmica são considerados os efeitos de segunda ordem. A excitação é do tipo retangular com duração de 0,005 s e amplitude máxima de 2,9kN, aplicada no meio do vão da viga. Como mostra a Figura 5.1. Como dito anteriormente, o programa computacional ANSYS [57] foi utilizado para a análise dinâmica do modelo. Adota-se um intervalo de integração das equações de movimento igual a  $10^{-6}$  s ( $\Delta t=10^{-6}$  s). Inicialmente, as freqüências e os modos de vibração da viga são apresentados na Tabela 5.1 e Figura 5.3. Os resultados obtidos na análise dinâmica não linear estão ilustrados na Figura 5.4.

**Tabela 5.1 - Frequências naturais obtidas para o modelo de viga bi-engastada**

Frequências naturais	Modelo semi-rígido (Hz)
$f_{01}$	109,11
$f_{02}$	300,82



**Figura 5.3- Frequências naturais obtidas para o modelo de viga bi-engastada**



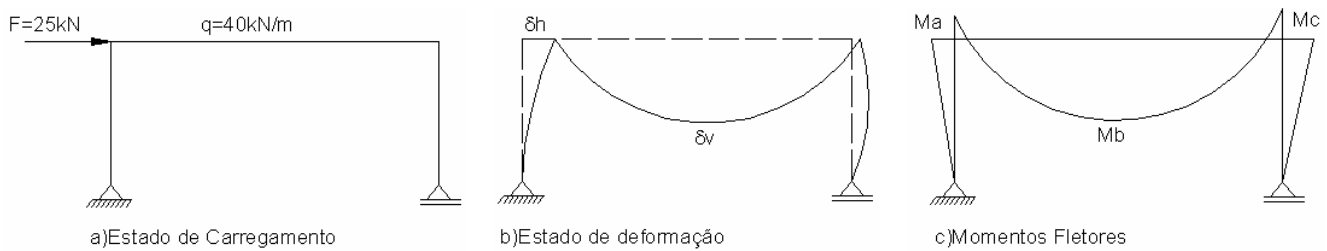
**Figura 5.4 – Deslocamento no meio do vão da viga bi-engastada**

Observando os resultados ilustrados na Figura 5.4, percebe-se que os deslocamentos, ao longo do tempo, obtidos com o modelo computacional proposto são bastante próximos daqueles fornecidos pela literatura técnica [5]. Observa-se que o período associado à resposta dinâmica da viga é idêntico aquele obtido por Chan & Chui, [5], denotando que as características dinâmicas do modelo estão representadas a contento.

Nota-se, também, que existem pequenas diferenças na amplitude da resposta dinâmica da viga, pois o valor de deslocamento máximo que consta na literatura técnica [5] é um pouco menor do que o valor obtido a partir do modelo computacional proposto neste trabalho, como mostrado na Figura 5.4. Ressalta-se, portanto, que o modelo de mola rotacional adotado para simulação das ligações fornece resultados bastante satisfatórios.

### 5.3. Modelo Proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34]

O modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34] foi utilizado para verificar o efeito da rigidez de uma estrutura não contraventada com ligações semi-rígidas na distribuição de esforços em uma análise de 2ª ordem. Foi aplicada no pórtico uma carga horizontal  $F$  de intensidade igual a 25kN e uma carga distribuída  $q$  igual a 40kN/m, como mostra a Figura 5.5.



**Figura 5.5 – Estado de carregamento , deformação e diagrama de momentos fletores [34]**

Com base nessas informações foi realizada uma análise estática de segunda ordem para uma rigidez inicial das ligações igual de 35, 60 e 130 kNm/rad e obtidos os respectivos valores para os deslocamentos  $\delta_v$  e  $\delta_h$  e os momentos fletores  $M_A$ ,  $M_B$  e  $M_C$ , para serem comparados com os valores obtidos por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34]. Os resultados estão na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 – Resultados obtidos para o modelo proposto por Steenhuis, Weynand e Gresnight[34]**

Rigidez da ligação (kNm/rad)		35	60	130
$\delta_v$ (mm)	Obtido	12,05	9,95	9,77
	Literatura técnica [34]	12,00	10,80	9,70
$\delta_h$ (mm)	Obtido	25,80	20,20	16,58
	Literatura técnica [34]	25,40	20,30	16,60
$M_A$ (kNm)	Obtido	6,67	15,73	23,99
	Literatura técnica [34]	6,70	15,70	24,20
$M_B$ (kNm)	Obtido	123,00	114,35	105,45
	Literatura técnica [34]	123,20	114,20	105,70
$M_C$ (kNm)	Obtido	106,83	116,56	125,01
	Literatura técnica [34]	106,70	115,70	124,20

Respalado pelos resultados apresentados na Tabela 5.2, verifica-se claramente, que os valores de deslocamentos e esforços obtidos por Steenhuis, Weynand e Gresnight [34] encontram-se muito próximos, com pequenas diferenças daqueles calculados mediante

o modelo computacional proposto nesta dissertação. Tal situação, já ressaltada no caso anterior, corrobora o fato de que a simulação dos efeitos das ligações semi-rígidas, a partir da utilização do elemento de mola rotacional, tem sido utilizada adequadamente.

#### 5.4. Pórtico Plano do tipo “L-Shape”

O próximo sistema utilizado como calibração consiste de um pórtico plano do tipo “L-Shape”. A resposta dinâmica do pórtico é avaliada e comparações são realizadas com base no emprego de elementos de mola rotacional do programa ANSYS [57], de modo a simular as ligações do modelo, a partir de uma análise linear e, em seguida, mediante uma análise não-linear. Objetiva-se com isto verificar como os deslocamentos da estrutura, ao longo do tempo, são afetados mediante a consideração do caráter linear ou mesmo não-linear das ligações viga-coluna.

As características físicas e geométricas do modelo são apresentadas no capítulo três. O objetivo das análises realizadas aqui é de fazer uma comparação qualitativa no que tange as metodologias de análise (linear e não-linear) empregadas no estudo da resposta dinâmica do pórtico. A curva momento *versus* rotação empregada na análise é a mesma utilizada por Chan & Chui [5], como mostra a Figura 5.6.

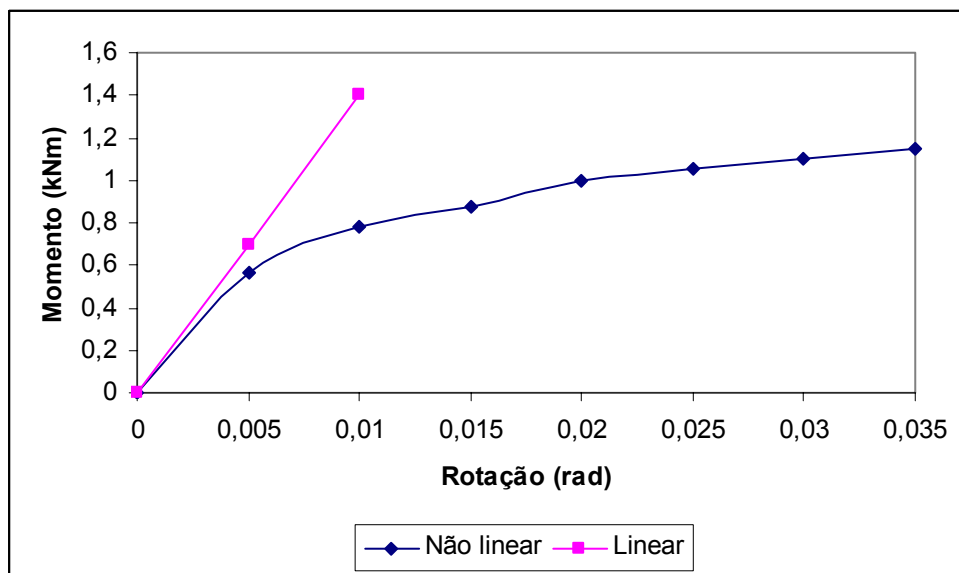


Figura 5.6 – Curva momento *versus* rotação adotada para o modelo “L-Shape”

No que tange a análise dinâmica, novamente, são considerados os efeitos de segunda ordem. A excitação é do tipo retangular com duração de 0,0987 s e amplitude máxima de 0,22 kN, aplicada a meia altura da coluna, como mostra a Figura 5.7. O



programa ANSYS [57] foi utilizado para a análise dinâmica do modelo. Adota-se um intervalo de integração das equações de movimento igual a  $10^{-3}$  s ( $\Delta t=10^{-3}$  s). Inicialmente, as freqüências e os modos de vibração do pórtico, no que diz respeito aos modelos rígido e semi-rígido, são apresentados na Tabela 5.3, Figura 5.8 e Figura 5.9 , respectivamente. Os resultados obtidos na análise dinâmica não linear estão ilustrados na Figura 5.10.

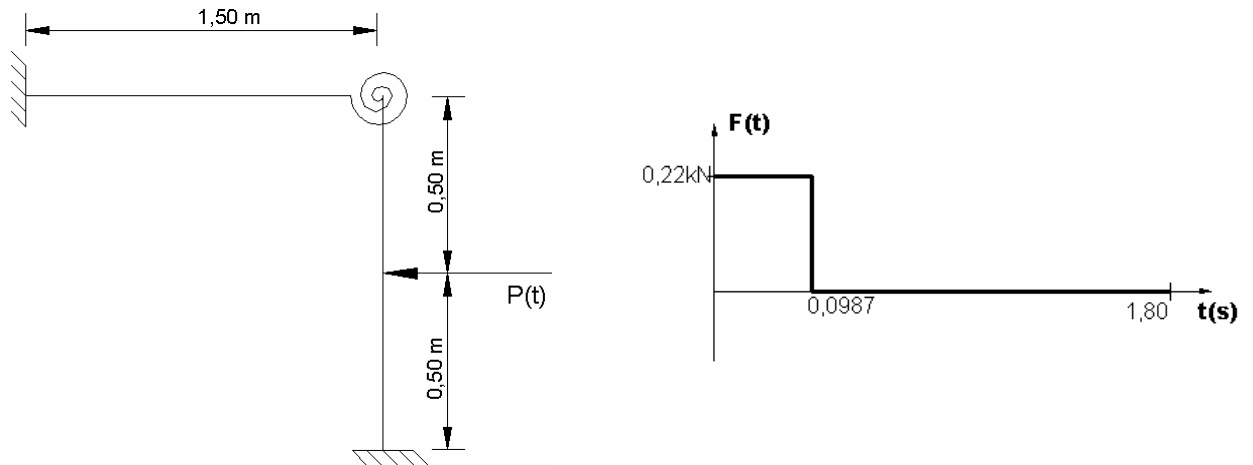
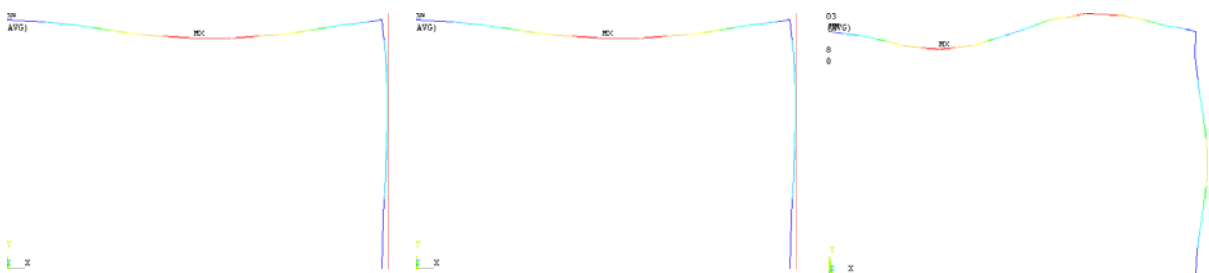


Figura 5.7 – Estado de carregamento do modelo “L-Shape”

Tabela 5.3 – Freqüências naturais obtidas para o modelo “L-Shape”

Freqüências naturais	Modelo Rígido (Hz)	Modelo Semi-Rígido (Hz)
$f_{01}$	6,12	5,93
$f_{02}$	13,48	13,07
$f_{03}$	19,41	18,37

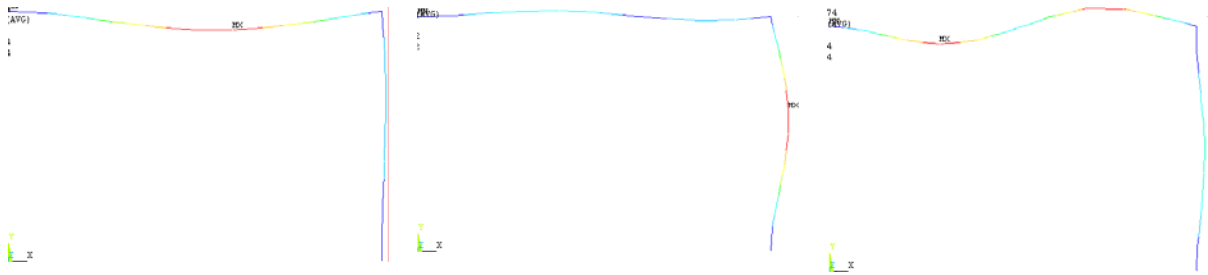


Modo de vibração associado à primeira freqüência natural.

Modo de vibração associado à segunda freqüência natural

Modo de vibração associado à terceira freqüência natural

Figura 5.8 – Modos de vibração obtidos para o pórtico “L-Shape”- Modelo rígido

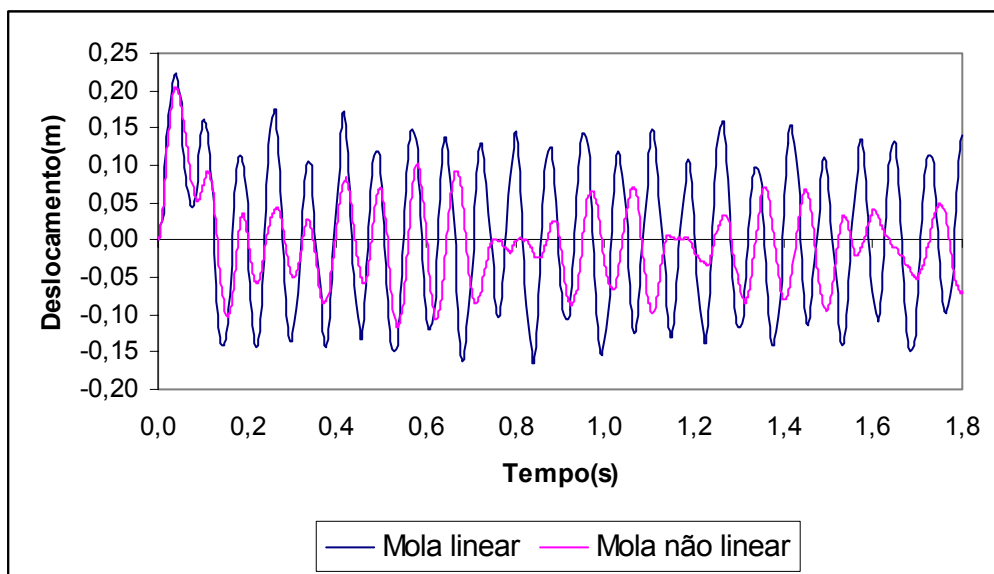


Modo de vibração associado  
à primeira frequência  
natural.

Modo de vibração associado  
à segunda frequência natural

Modo de vibração associado  
à terceira frequência natural

**Figura 5.9 – Modos de vibração obtidos para o pórtico “L-Shape”- Modelo semi-rígido**



**Figura 5.10 – Resultados obtidos para o modelo “L-Shape”**

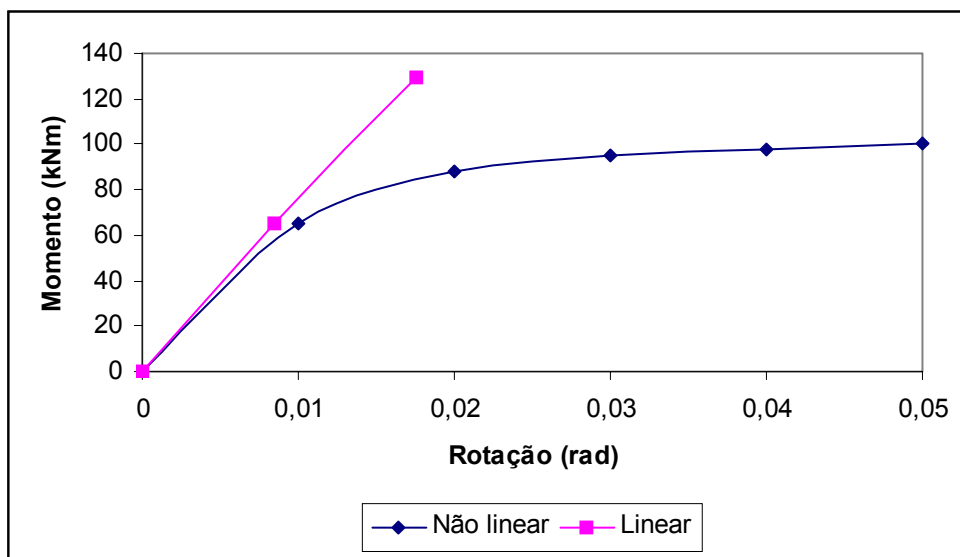
Observando-se os resultados apresentados na Figura 5.10 verifica-se que no modelo que simula as ligações por meio de elementos de mola lineares (análise linear de 1ª ordem), a função de tempo representativa do deslocamento é periódica e pouco amortecida. Todavia, quando o efeito da não-linearidade geométrica da ligação é levado em conta na análise (análise não-linear), a situação se modifica por completo, pois apesar da função manter-se periódica, com pequena modificação no período, os níveis de amplitude são bem inferiores.

O quadro discutido na figura anterior indica que as estruturas de aço dimensionadas a partir de uma análise linear-elástica certamente podem vir a ser antieconômicas. Por outro lado, com base no emprego de um elemento de mola rotacional não linear com a consideração do efeito de histerese, mais apropriado para a representação das ligações,

observa-se que os pórticos de aço podem ser projetados com mais economia, já que são submetidos, efetivamente, a deslocamentos menores. Essa conclusão encontra-se em consonâncias com resultados obtidos por Chan&Chui [23] e por outros pesquisadores [49],[**Erro! Fonte de referência não encontrada.**].

### 5.5. Modelo Proposto por Sekulovic et al [32]

O próximo modelo a ser analisado consiste em uma estrutura plana de 2 pavimentos, utilizado verificar como a presença de cargas estáticas afeta o deslocamento da estrutura em uma análise dinâmica. Com o objetivo de representar fielmente as condições em que o pórtico foi modelado, o modelo foi discretizado em 2 elementos por viga e um elemento por coluna. As características físicas e geométricas desse modelo são apresentadas no capítulo três. A ligação escolhida para ser utilizada consiste em uma aplaca de extremidade estendida cuja curva momento versus rotação, e é apresentada na Figura 5.11.



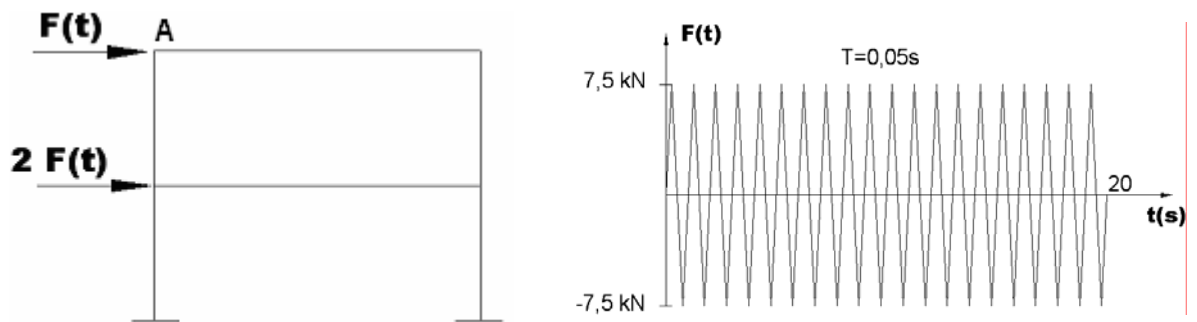
**Figura 5.11 – Curva momento versus rotação utilizada no modelo proposto por Sekulovic et al**

Inicialmente foi feita uma análise de autovalores com o objetivo de comparar os resultados obtidos com os que constam na literatura técnica [23]. Na análise de autovalores foi obtido o valor da frequência fundamental do modelo considerado rígido e para modelo semi-rígido. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.4.

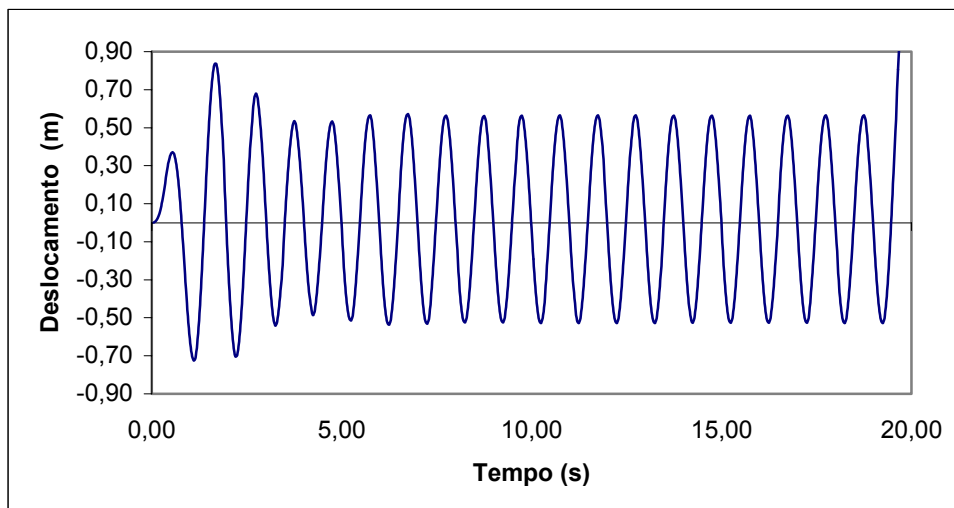
**Tabela 5.4 - Frequências obtidas para o modelo proposto por Sekulovic et al [32]**

Tipo de ligação	Modelo computacional proposto	Sekulovic et al [32]
Rígido	1,69	1,67
Semi-Rígido	1,18	1,15

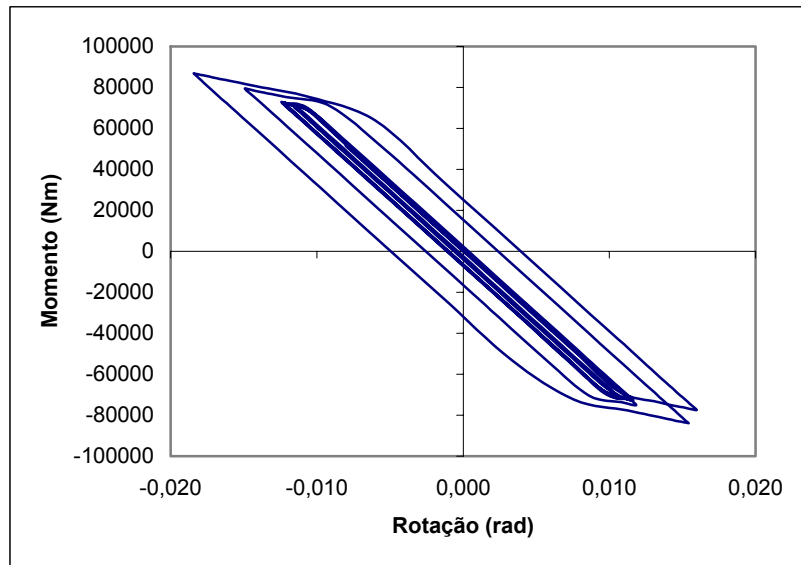
Dando prosseguimento ao trabalho foi feita uma análise dinâmica. Adota-se um intervalo de integração das equações de movimento igual a 0,05s ( $\Delta t=0,05s$ ) e foram considerados os efeitos de segunda ordem. Numa primeira etapa foi verificado o comportamento do modelo semi-rígido quando este é submetido a duas cargas cíclicas horizontais de intensidade e duração mostrada na Figura 5.12, e analisados o deslocamento horizontal no ponto A (Figura 5.13) e a curva momento *versus* rotação da ligação viga-coluna no ponto A (Figura 5.14).



**Figura 5.12 – Carga aplicada no modelo de pórtico de 2 pavimentos**



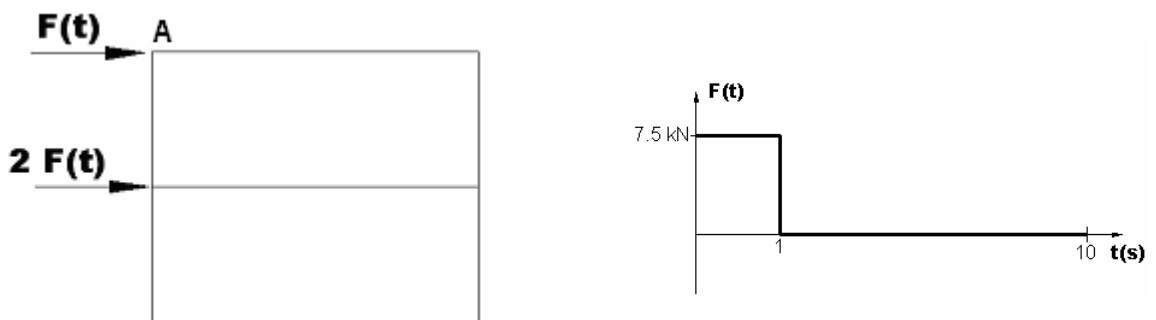
**Figura 5.13 – Deslocamento horizontal em função do tempo no ponto A**



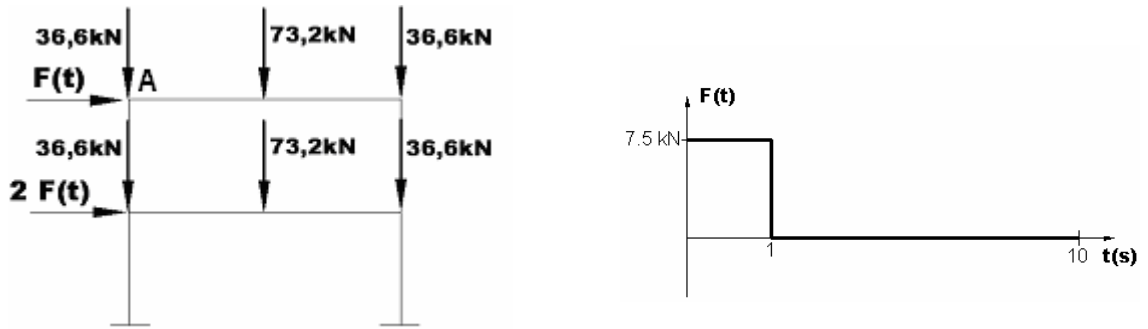
**Figura 5.14—Curva momento versus rotação do nó A**

Observando-se a Figura 5.13 nota-se que a estrutura não sofre aumento da amplitude do deslocamento com a aplicação da carga cíclica. Pelo contrário, após determinado período de tempo a amplitude do deslocamento tende a ser constante ao longo do tempo, devido ao fenômeno de histerese, o que pode ser verificado pela curva momento versus rotação da ligação no ponto A (Figura 5.14).

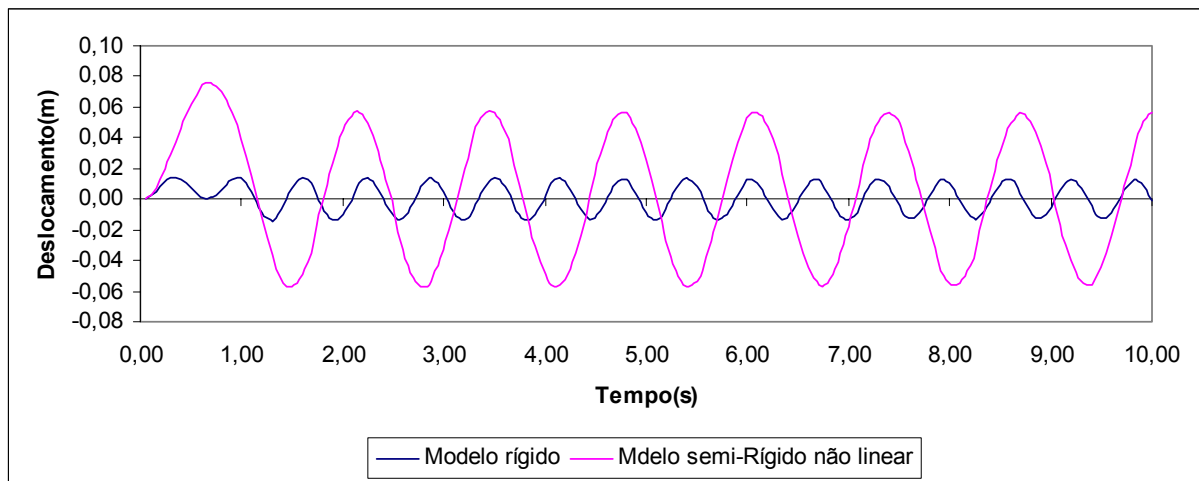
Numa segunda etapa foi analisado o deslocamento horizontal do ponto A quando foram aplicadas na estrutura dois pulsos retangulares, como indicado na Figura 5.15 e, posteriormente, quando eram aplicados os mesmos pulsos retangulares mas com a adição das cargas estáticas indicadas na Figura 5.16. O resultado está na Figura 5.17.



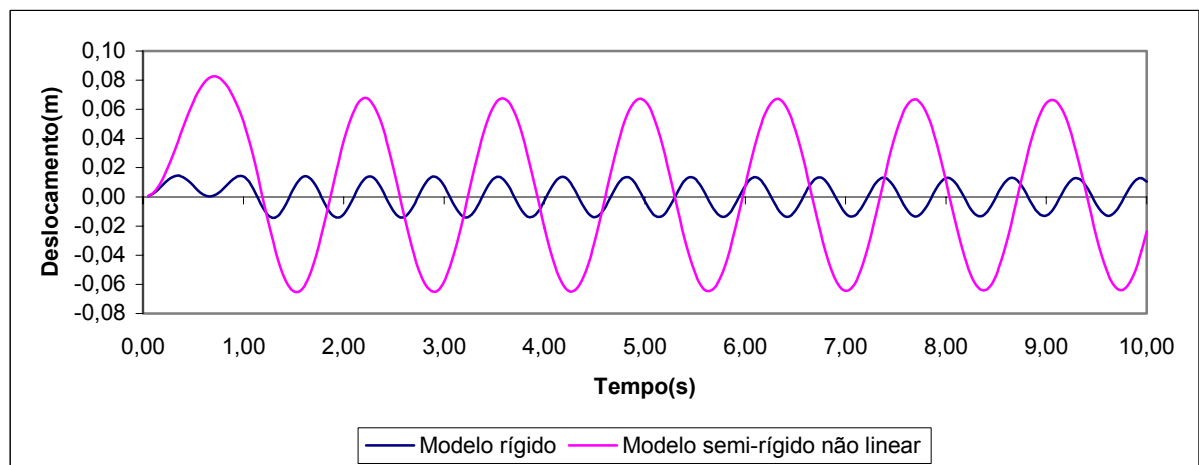
**Figura 5.15 – Pulso aplicado no modelo de pórtico de 2 pavimentos**



**Figura 5.16 – Local de aplicação das cargas estáticas**



**Sem a ação de cargas estáticas**



**Com a ação de cargas estáticas**

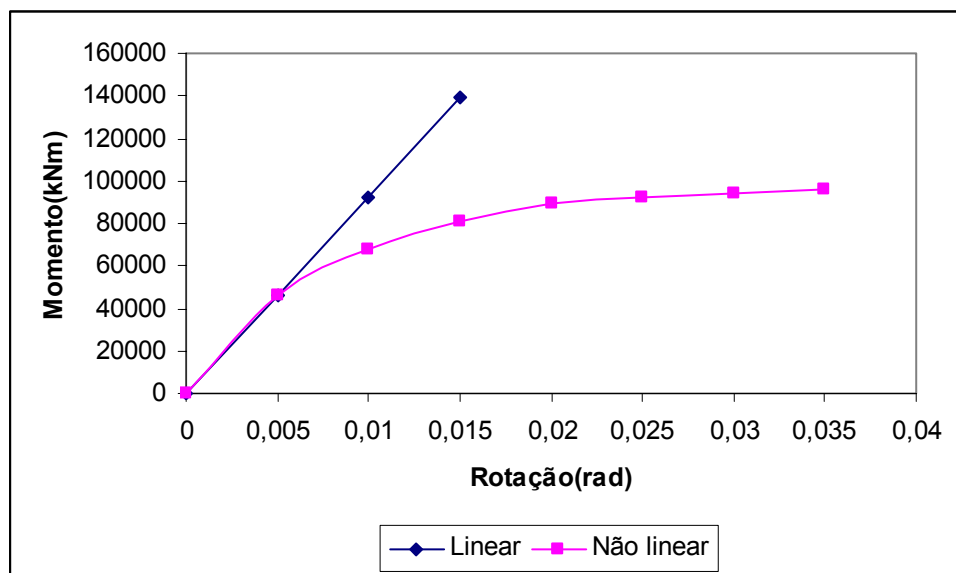
**Figura 5.17 – Deslocamento horizontal do ponto A**

Observando-se as Figura 5.17 nota-se que a aplicação de cargas estáticas não afetou, de modo quantitativo, o deslocamento horizontal sofrido pela estrutura. Ainda observando os gráficos da Figura 5.17 é possível notar que a amplitude do deslocamento horizontal sofrido pelo modelo rígido é muito menor que a do modelo semi-rígido. Isso se

deve ao fato de o modelo rígido possuir uma rigidez muito maior (teoricamente infinita) que o modelo semi-rígido.

### 5.6. Modelo Proposto por Vogel [17]

Com o intuito de verificar como a frequência de excitação afeta as amplitudes dos deslocamentos sofridos pela estrutura foi realizada uma análise dinâmica não linear no modelo proposto por Vogel [17]. As características físicas e geométricas desse modelo já foram discutidas no capítulo três. A análise foi realizada considerando-se rigidez das ligações viga-coluna como sendo infinitamente rígido, semi-rígido com mola rotacional linear e semi-rígido utilizando mola rotacional não linear. A curva momento *versus* rotação adotada para o modelo semi-rígido linear e não linear está apresentada na Figura 5.18.

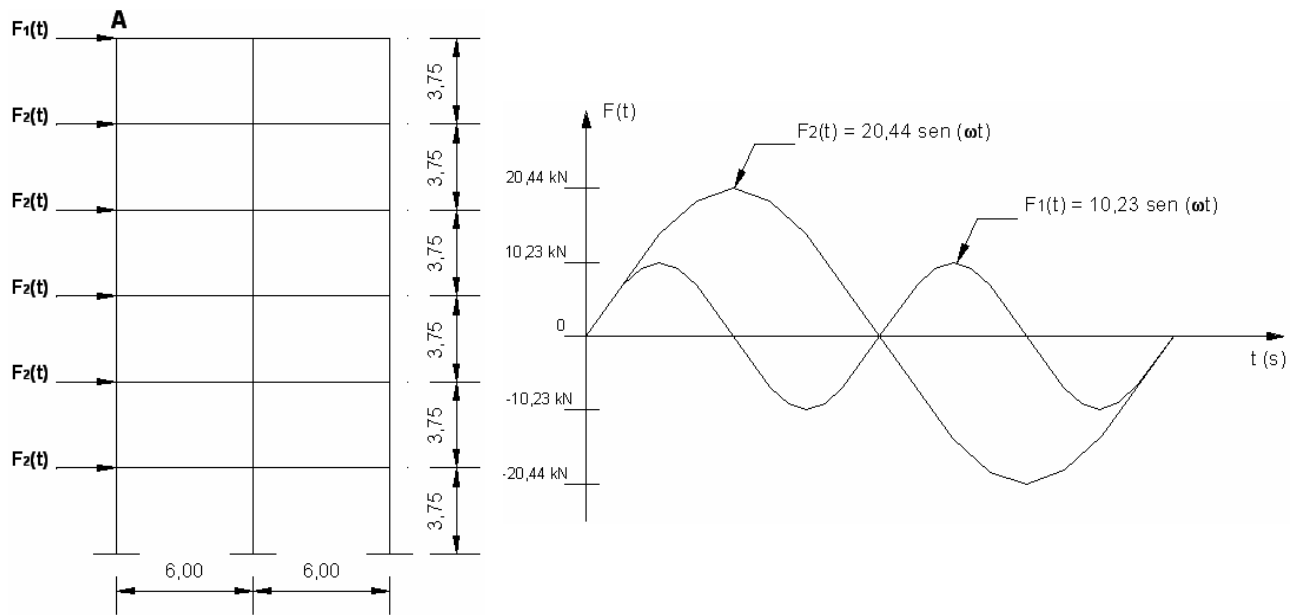


**Figura 5.18 – Curva momento versus rotação do pórtico de seis pavimentos**

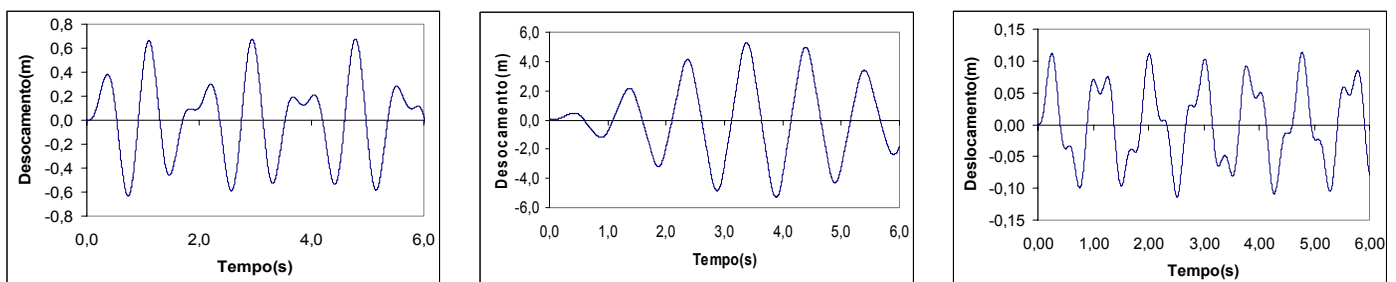
Primeiramente foi realizada uma análise de autovalores e autovetores para obtenção da primeira frequência fundamental de cada modelo. A frequência fundamental obtida para o modelo simulado com ligação rígida foi calculada mediante análise de autovalores e autovetores, via programa ANSYS [57] e seu valor é igual a 2,88 Hz ( $f_{01} = 2,88$  Hz). No que se refere ao modelo semi-rígido com mola linear, o valor da frequência fundamental é igual a 1,61 Hz ( $f_{01} = 1,61$  Hz). A frequência fundamental para o modelo de ligação semi-rígida com mola não linear foi tomada como sendo igual ao do modelo semi-rígido linear, já que na análise de autovalores não é considerado qualquer efeito de não linearidade.

Obtidas as frequências fundamentais de cada modelo foi realizada uma análise dinâmica não linear. Foram aplicadas sobre o pórtico duas cargas harmônicas senoidais,

$F_1(t) = 10230 \text{ sen}(\omega t)$  e  $F_2(t) = 20440 \text{ sen}(\omega t)$  (Figura 5.19), onde o parâmetro  $\omega$  é a frequência de excitação, em rad/s, aplicada à estrutura. O parâmetro  $\omega$  assumiu os seguintes valores: 6,911 rad/s (1,10 Hz), 10,116 rad/s (1,61 Hz), 18,095 rad/s (2,88 Hz) e 27,143 rad/s (4,32 Hz). Foi verificada a variação das amplitudes dos deslocamentos horizontais sofridos pelo modelo rígido, semi-rígido utilizando mola rotacional linear e semi-rígido utilizando mola rotacional não linear quando se variava a frequência de excitação  $\omega$ . Adotou-se um intervalo de integração das equações de movimento igual a  $10^{-5}$  s ( $\Delta t = 10^{-5}$  s). Os resultados são apresentados nas Figuras 5.20 a 5.23.



**Figura 5.19 – Ponto de aplicação das cargas no modelo proposto por Vogel**



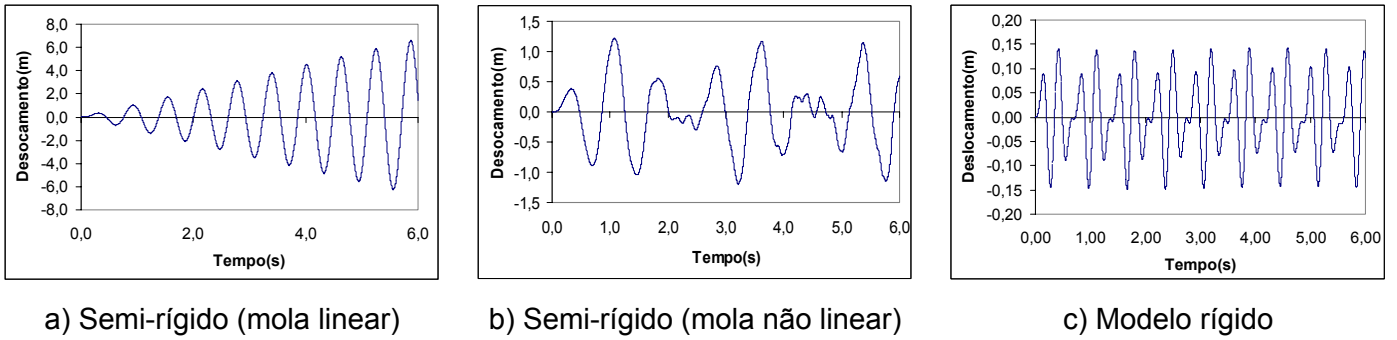
a) Semi-rígido (mola linear)

b) Semi-rígido (mola não linear)

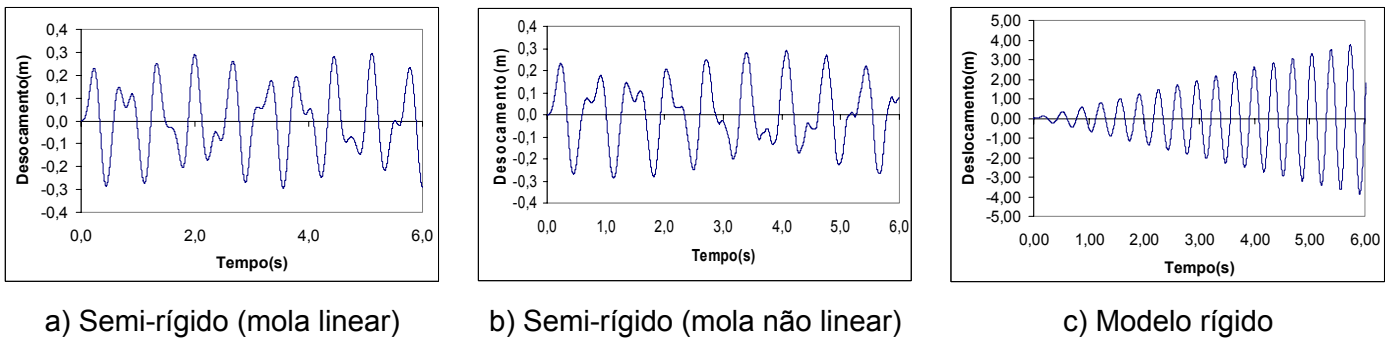
c) Modelo rígido

**Figura 5.20 – Deslocamento horizontal no ponto A para  $\omega = 6,911$  rad/s**

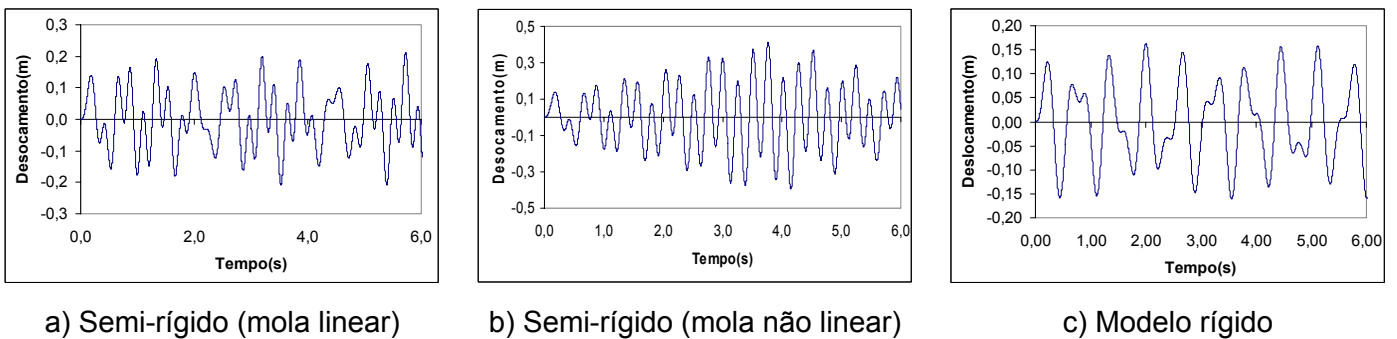




**Figura 5.21 – Deslocamento horizontal no ponto A para  $\omega=10,116$  rad/s**



**Figura 5.22 – Deslocamento horizontal no ponto A para  $\omega=18,095$  rad/s**



**Figura 5.23 – Deslocamento horizontal no ponto A para  $\omega=27,143$  rad/s**

Observando-se da Figura 5.20 a Figura 5.23 percebe-se que nos casos onde a frequência de excitação aproxima-se ou coincide com a frequência fundamental da estrutura, ocorre o fenômeno físico da ressonância (ver Figura 5.21.a e Figura 5.22.c ). Verifica-se ainda que no caso do modelo semi-rígido, onde se utiliza o modelo de mola rotacional não linear, não existe a presença de ressonância, como mostra a Figura 5.21.b. Tal fato, por si só, já justificaria o emprego do elemento de mola rotacional não linear, mais adequado, sem sombra de dúvida, para simular o efeito das ligações viga-coluna em estruturas de aço.

Evidentemente, o fenômeno de ressonância não ocorre em nenhuma outra situação, pois a frequência de excitação é distinta da frequência fundamental do modelo em estudo (Figura 5.21, Figura 5.22.a, Figura 5.22 b, Figura 5.23.a, Figura 5.23.b e Figura 5.23.c).

Considerando-se agora, frequências do carregamento inferiores a frequência fundamental dos pórticos, pode-se observar que as amplitudes do deslocamento do pórtico, semi-rígido (mola não linear), Figura 5.20.b, são bem superiores aos modelos lineares (mola linear e rígido), Figura 5.20.a e Figura 5.20..c. Tal fato é indicativo de que o efeito da não linearidade geométrica (efeito de segunda ordem) e, bem com o efeito da não linearidade das ligações viga-coluna aliado ao fenômeno da histerese são bastante relevantes e devem ser considerados na modelagem computacional deste tipo de estrutura. Por outro lado, deve-se ressaltar, também, que considerações associadas a modelagem do amortecimento estrutural tem de ser efetivamente analisadas.

Na seqüência da análise são considerados, a seguir, valores das frequências de excitação superiores a frequência fundamental da estrutura. Assim sendo, verificando as Figura 5.23. a, Figura 5.23.b e Figura 5.23.c, percebe-se que as amplitudes dos deslocamentos do modelo apresentam amplitude inferior às demais, como era de se esperar.

Finalmente, convém chamar a atenção do leitor para o fato de que todos os parágrafos associados a análise da resposta dinâmica do modelo proposto por Vogel [17], Figura 5.20 a Figura 5.23 apresentam-se em consonância com os resultados obtidos por diversos pesquisadores [23], [30] , [8]. Assim sendo, certamente os resultados e conclusões alcançadas nessa dissertação encontram-se bem calibrados.

## **6. Avaliação da Resposta Dinâmica de um Edifício Residencial de Quatro Pavimentos**

### **6.1. Introdução**

Neste capítulo procede-se a uma avaliação da resposta dinâmica de um edifício residencial de quatro pavimentos. Nesta edificação são considerados quatro grupos de pórticos com o intuito de verificar se o comportamento estrutural desses pórticos de aço sofre alterações significativas quando os efeitos de não linearidade geométrica, não linearidade da ligação e o fenômeno de histerese são considerados na análise dinâmica.

É importante ressaltar que nas análises a seguir foi considerado apenas o comportamento da estrutura de aço, não considerando a interação entre os pórticos de aço e as lajes de concreto armado.

### **6.2. Análise de Autovalores**

Com o objetivo de verificar o comportamento dos grupos de pórtico no caso mais crítico (quando ocorre o fenômeno de ressonância) é realizada uma análise de autovalores para se obter a frequência fundamental de cada grupo de pórtico.

A ligação viga-coluna utilizada na análise de autovalores, bem como no estudo de vibração forçada foi adotada como sendo a ligação de referência utilizada por Carvalho [33] no dimensionamento dos grupos de pórticos, como mostra a Figura 6.1. Na Figura 6.2 é mostrada a curva momento *versus* rotação da ligação.

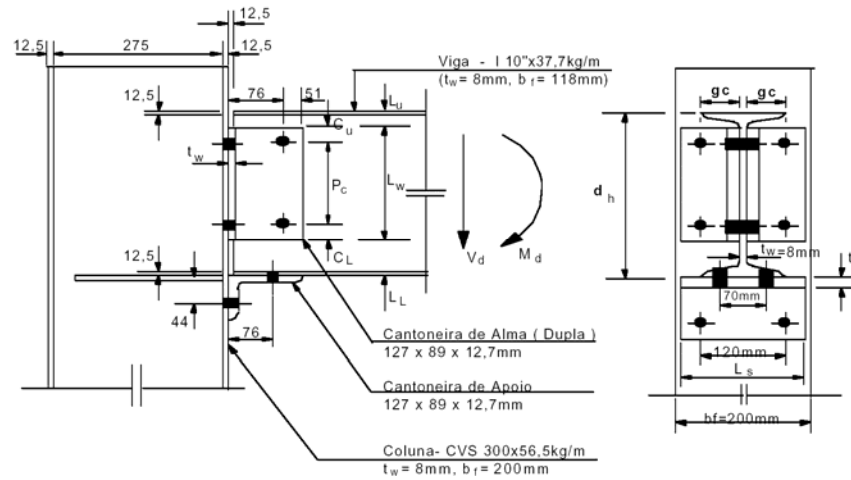


Figura 6.1 – Ligação de referência utilizada por Carvalho [33]

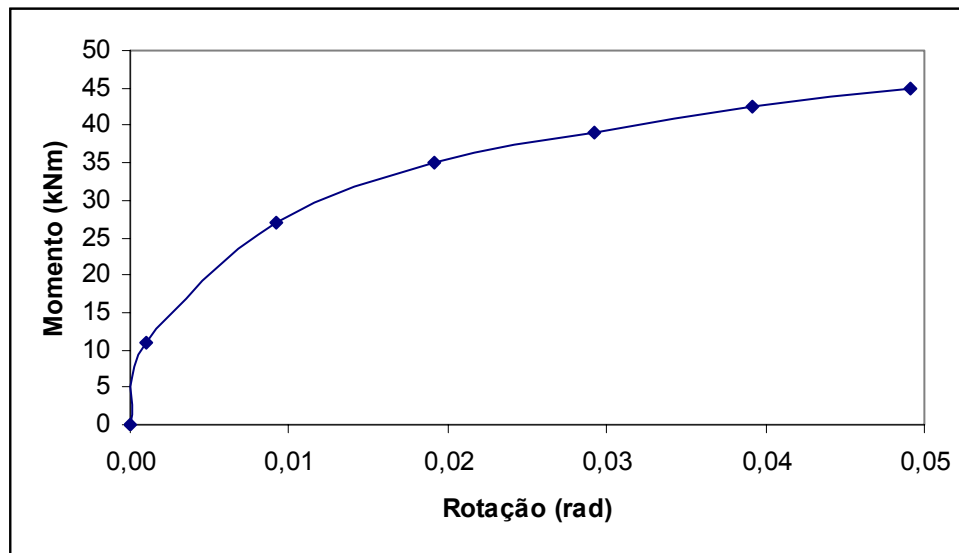


Figura 6.2 – Curva momento versus rotação utilizada por Carvalho [33]

A Tabela 6.1 apresenta o valor da freqüência fundamental obtida para os quatro grupos de pórticos. Nota-se que o valor da freqüência fundamental obtido para os pórticos do grupo III encontra-se bastante próximo do valor obtido para os pórticos do grupo IV. Isso deve-se ao fato de que os modelos estruturais dos grupos III e IV têm propriedades físicas e geométricas bastante semelhantes. É importante ressaltar que, como não haviam dados que descrevessem o comportamento da ligação à compressão, a ligação foi considerada como tendo comportamento simétrico. Também é importante destacar que para os níveis de momento fletor alcançados no presente estudo, não ocorre degradação da ligação. Tal fato pode vir a ser verificado, por exemplo, em um ensaio de aplicação de carga cíclica.

Tabela 6.1 – Valores obtidos para a freqüência fundamental dos grupos de pórticos

Grupo de pórtico	Valor da frequência fundamental (Hz)
I	3,80
II	2,97
III	3,44
IV	3,50

### 6.3. Carregamentos

Na presente investigação os grupos de pórticos são submetidos aos carregamentos verticais descritos anteriormente no capítulo 3, indicados na Figura 3.22, na Figura 3.23 e na Tabela 3.15, onde as cargas permanente e acidental são consideradas como sendo cargas estáticas.

O efeito do vento é simulado como sendo uma carga determinística senoidal do tipo  $F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$ , onde o parâmetro  $F_0$ , associado à excitação harmônica, assume os seguintes valores:  $W1$  e  $W2$  para os pórticos do grupo I;  $W3$  e  $W4$  para os pórticos do grupo II;  $W5$ ,  $W6$ ,  $W7$  e  $W8$  para os pórticos do grupo III e  $W9$ ,  $W10$ ,  $W11$  e  $W12$  para os pórticos do grupo IV.

A frequência de excitação  $\omega$ , Tabela 6.1, assume o valor da frequência fundamental de cada grupo de pórtico, em rad/s, respectivamente. A combinação de ações utilizada para obter-se os valores das cargas permanentes e acidentais foi a combinação 6, relativa ao estado limite de utilização (Tabela 3.14, capítulo 3). Na Figura 6.3 a Figura 6.6 são apresentadas as cargas atuantes nos grupos de pórticos e na Tabela 6.2 os seus respectivos valores.

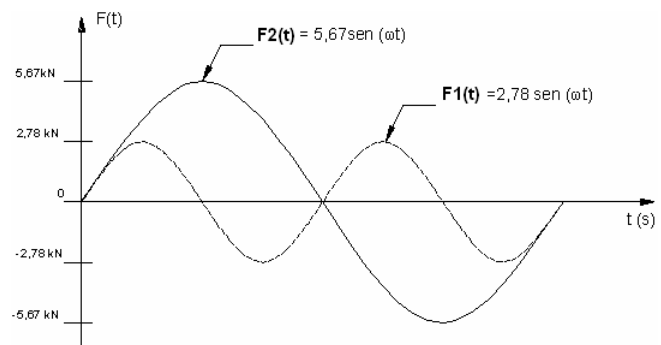
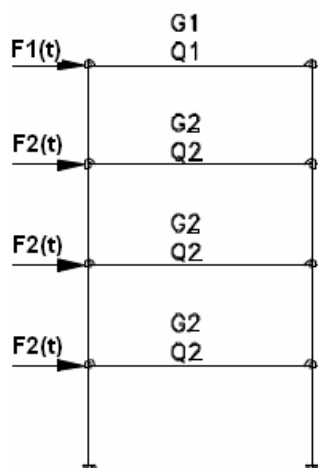


Figura 6.3 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo I

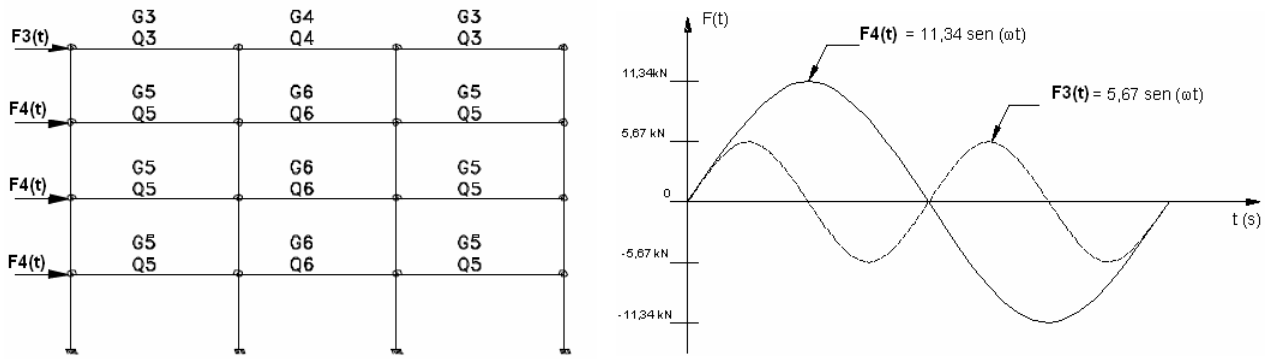


Figura 6.4 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo II

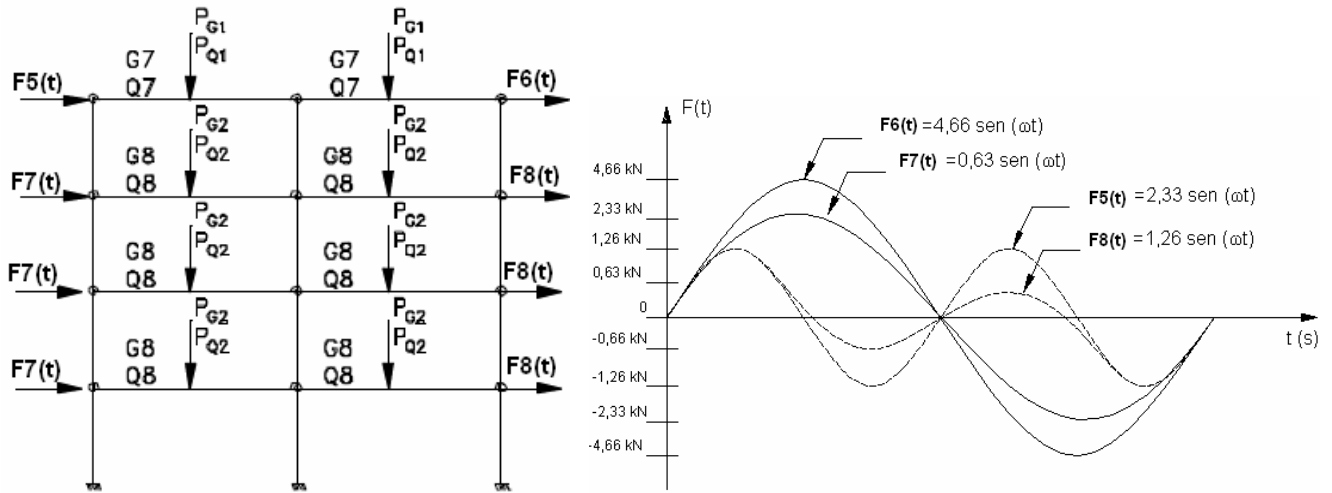


Figura 6.5 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo III

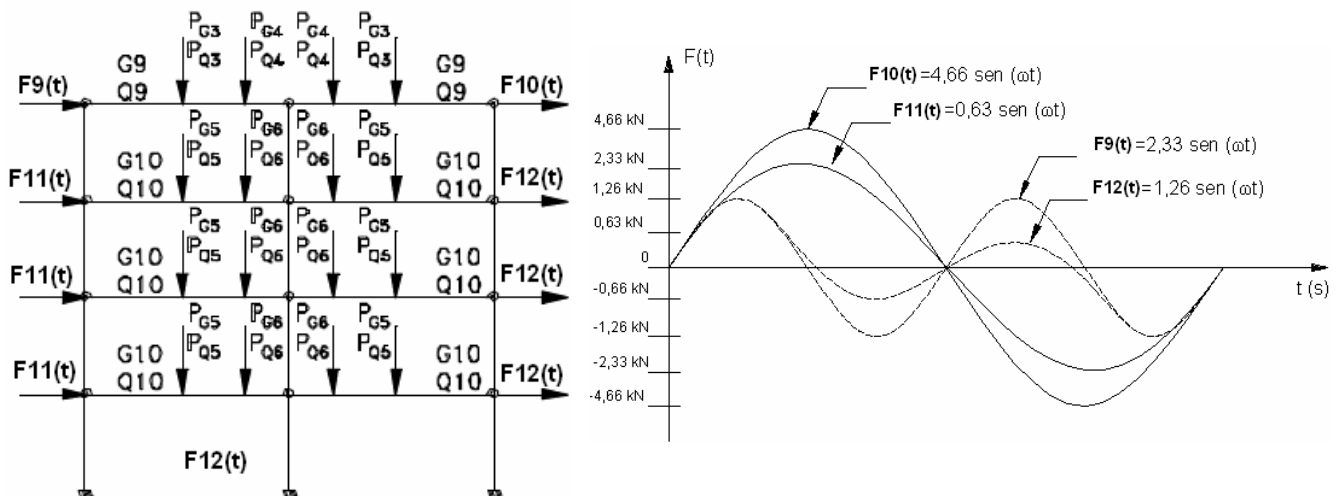


Figura 6.6 – Ponto de aplicação das cargas nos pórticos do grupo IV

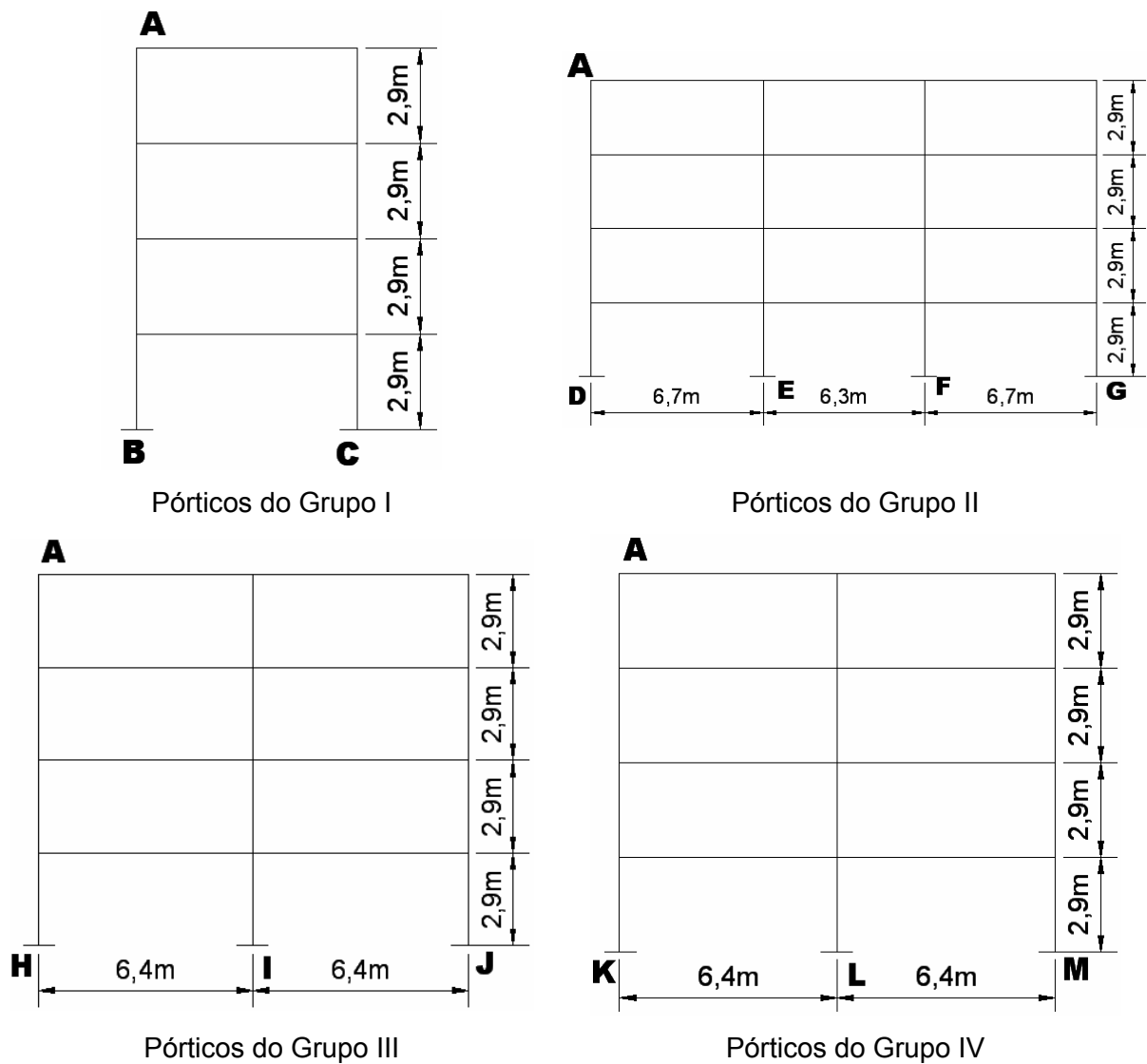
**Tabela 6.2 – Valores dos carregamentos e da frequência de excitação para os grupos de pórticos**

Grupos de pórtico	Carregamento	Valor
I	$W_1$	2,78
	$W_2$	5,67
	$Q_1+G_1$	7,00
	$Q_2+G_2$	12,28
II	$W_3$	5,67
	$W_4$	11,34
	$Q_3+G_3$	11,40
	$Q_4+G_4$	3,64
	$Q_5+G_5$	22,96
III	$Q_6+G_6$	7,05
	$W_5$	2,33
	$W_6$	0,63
	$W_7$	4,66
	$W_8$	1,26
	$Q_7+G_7$	11,40
	$Q_8+G_8$	3,64
	$P_{G_1}+P_{Q_1}$	38,19
$P_{G_2}+P_{Q_2}$	48,24	
IV	$W_9$	2,33
	$W_{10}$	0,63
	$W_{11}$	4,66
	$W_{12}$	1,26
	$Q_9+G_9$	3,75
	$Q_{10}+G_{10}$	3,64
	$P_{G_3}+P_{Q_3}$	38,19
	$P_{G_4}+P_{Q_4}$	13,61
	$P_{G_5}+P_{Q_5}$	48,24
	$P_{G_6}+P_{Q_6}$	20,48

P e W em kN; Q e G em kN/m

#### 6.4. Análise Estática

Com o objetivo de verificar as amplitudes dos deslocamentos dos grupos de pórticos em termos de fator de amplificação, foi realizada, inicialmente, uma análise estática não linear para que os esforços e deslocamentos obtidos na análise dinâmica fossem normalizados pelos seus respectivos valores encontrados na análise estática. Na análise estática foram obtidos deslocamentos translacionais e rotacionais, momentos fletores e reações de apoio. Na seqüência do trabalho, a Figura 6.7 apresenta os pontos nos modelos estruturais onde são obtidos os deslocamentos, esforços e reações de apoio.



**Figura 6.7 – Localização dos deslocamentos e esforços obtidos na análise estática**

A Tabela 6.4 e Tabela 6.3 ilustram os valores das reações de apoio (forças e momentos) e do deslocamento translacional horizontal, respectivamente, obtidos mediante a análise estática não-linear (efeitos de segunda ordem) dos sistemas estruturais em questão.



Tabela 6.3 – Reações de apoio (esforços e momentos) obtidos para os grupos de pórticos

Pórtico	Reação	Valor
Grupo I	$RX_B$	-5327,7 (N)
	$RY_B$	139370,0 (N)
	$M_B$	39501,0 (Nm)
	$RX_C$	-14460,0 (N)
	$RY_C$	154360,0 (N)
	$M_C$	47706,0 (Nm)
Grupo II	$RX_D$	-7604,3 (N)
	$RY_D$	246580 (N)
	$M_D$	40344 (Nm)
	$RX_E$	-15730 (N)
	$RY_E$	267770 (N)
	$M_E$	47459 (Nm)
	$RX_F$	-15618 (N)
	$RY_F$	353330 (N)
	$M_F$	47945 (Nm)
	$RX_G$	-7517 (N)
	$RY_G$	347280 (N)
	$M_G$	40012 (Nm)
Grupo III	$RX_H$	2497,8 (N)
	$RY_H$	178640 (N)
	$M_H$	-1715,8 (Nm)
	$RX_I$	-3642,6 (N)
	$RY_I$	169830 (N)
	$M_I$	4218,1 (Nm)
	$RX_J$	-10755 (N)
	$RY_J$	310980 (N)
Grupo IV	$M_J$	25298 (Nm)
	$RX_K$	2785,3 (N)
	$RY_K$	102640 (N)
	$M_K$	-1715,8 (Nm)
	$RX_L$	-3947,7 (N)
	$RY_L$	108900 (N)
	$M_L$	4218,1 (Nm)
	$RX_M$	-14089 (N)
	$RY_M$	233800 (N)
$M_M$	25298 (Nm)	

Tabela 6.4 – Deslocamentos obtidos para os grupos de pórticos

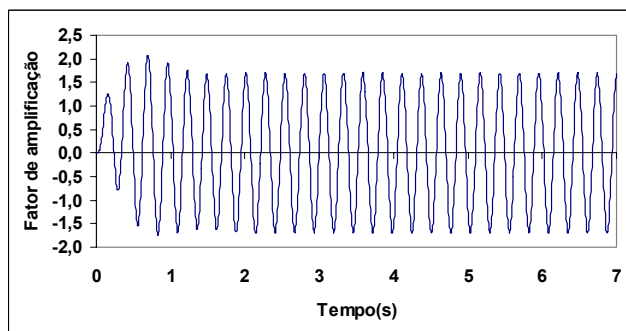
Grupos de pórticos	Deslocamento no ponto A ( $UX_A$ )
I	0,0427 (m)
II	0,0609 (m)
III	0,0337 (m)
IV	0,0318 (m)

## 6.5. Análise Dinâmica

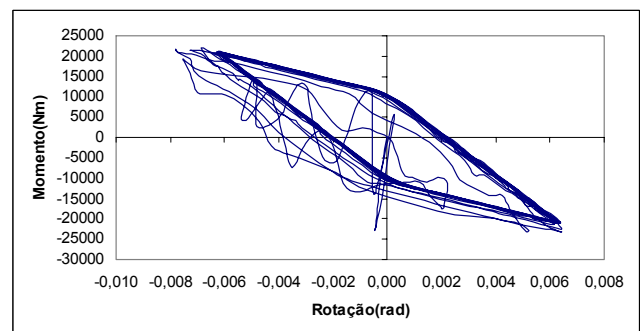
De posse dos valores obtidos na análise estática pode-se efetuar para a avaliação da resposta dinâmica dos modelos em estudo. Adota-se um intervalo de integração das equações de movimento igual a  $10^{-5}$  s ( $\Delta t=10^{-5}$  s). São considerados os efeitos da não linearidade geométrica, não linearidade da ligação e o efeito de histerese presente nas ligações viga-coluna em todos os casos.

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que a resposta dinâmica dos pórticos é apresentada em função do fator de amplificação,  $F_a$ . O fator de amplificação é definido pela razão entre o efeito dinâmico (deslocamentos, esforços e reações de apoio) e o seu correspondente efeito estático. Assim sendo, os gráficos de resposta dinâmica apresentam em sua ordenada o fator de amplificação e em sua abscissa o tempo em segundos. A Figura 6.8 a Figura 6.11 apresentam os deslocamentos transversais no ponto A para cada grupo de pórtico, bem como a curva momento *versus* rotação da ligação no ponto A.

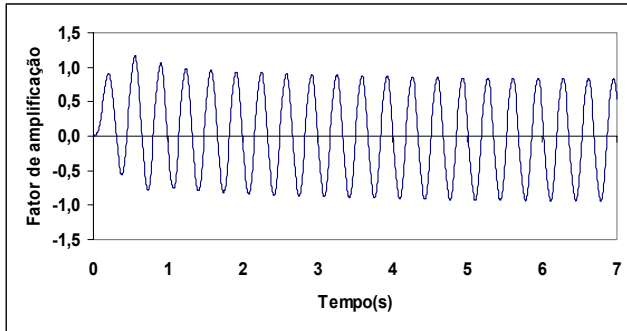
87



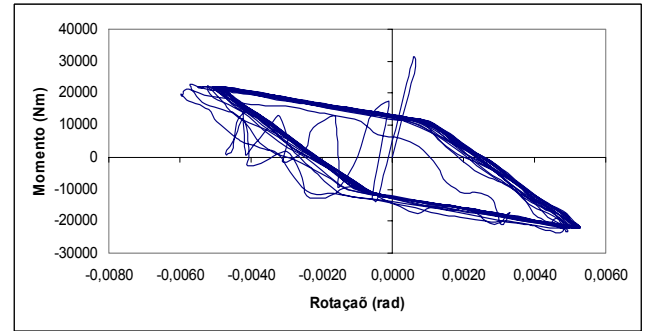
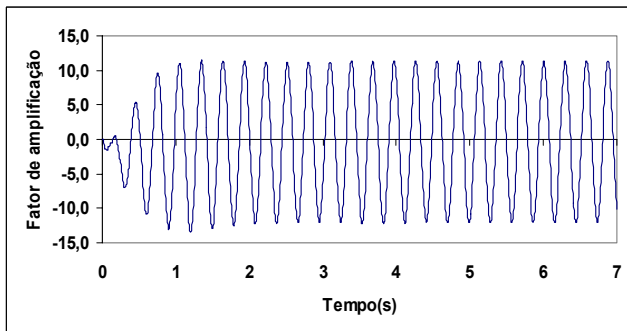
a) Fator de amplificação

b) Curva momento *versus* rotação

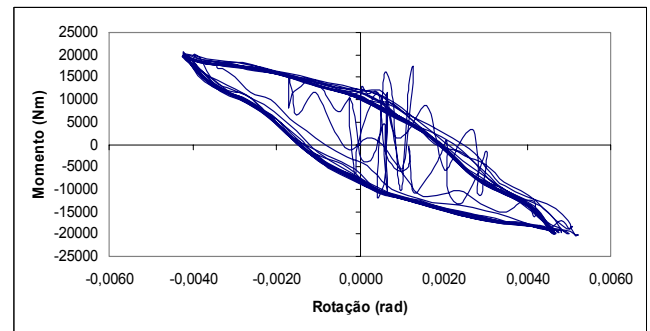
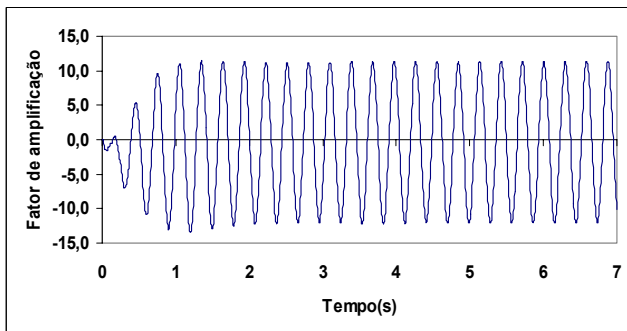
**Figura 6.8 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo I**



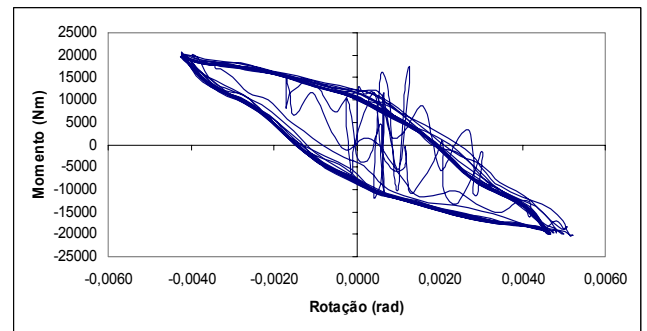
a) Fator de amplificação

b) Curva momento *versus* rotação**Figura 6.9 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo II**

a) Fator de amplificação

b) Curva momento *versus* rotação**Figura 6.10 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo III**

a) Fator de amplificação

b) Curva momento *versus* rotação**Figura 6.11 – Fator de amplificação do deslocamento no ponto A: Grupo IV**

Observando-se os gráficos da Figura 6.8 a Figura 6.11 pode-se notar que em nenhum dos grupos de pórticos estudados nesta dissertação ocorre o fenômeno físico da ressonância, caracterizado pelo aumento da amplitude dos deslocamentos ao longo do tempo, mesmo aplicando-se sobre os modelos uma frequência de excitação igual a frequência fundamental dos pórticos. Percebe-se que o fator de amplificação, associado aos deslocamentos translacionais, tende a se manter constante ao longo do tempo, de forma

distinta dos modelos lineares, tradicionalmente empregados na prática corrente de projeto de estruturas de aço.

O parágrafo imediatamente acima é relevante tratando-se de um problema comumente encontrado na análise estrutural. Isso deve-se ao fato de terem sido considerados na modelagem computacional desenvolvida neste trabalho os seguintes efeitos: não linearidade geométrica (efeito de segunda ordem), não linearidade da ligação (elemento de mola rotacional não-linear) e, ainda, o fenômeno de histerese, presente nas ligações viga-coluna. Evidentemente, tais efeitos não são levados em conta em uma análise estrutural mais tradicional.

Como já discutido no capítulo anterior e observando-se os gráficos apresentado da Figura 6.8 a Figura 6.11, verifica-se que o efeito da não linearidade geométrica e, bem como o efeito da não linearidade das ligações viga-coluna aliado ao fenômeno da histerese são bastante relevantes e devem ser considerados na modelagem computacional deste tipo de estrutura.

No que tange ao valor máximo do fator de amplificação dos deslocamentos translacionais dos pórticos, na fase permanente da resposta, é possível notar que nos pórticos do grupo I, o valor da amplificação máxima é da ordem de 1,80 (Figura 6.8). Por outro lado, nos pórticos do grupo II a resposta dinâmica da estrutura foi praticamente igual à resposta estática (Figura 6.9). Com referência aos modelos dos grupos III e IV, verifica-se que as amplificações são bastante severas (Figura 6.10 e Figura 6.11).

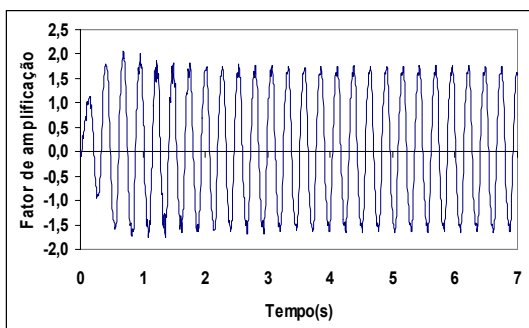
Explica-se a diferença existente nas amplificações dos modelos, pois a intensidade do carregamento aplicado (cargas permanentes, acidentais e de vento) nos pórticos do grupo III e IV é muito inferior aos demais grupos (grupos I e II). Aliado a isto sabe-se que a dissipação de energia no sistema provocada pela histerese presente nas ligações viga-coluna é proporcional a intensidade das cargas aplicadas. Assim sendo, considerando-se o nível de carga aplicada e o número de ligações presentes nos modelos dos grupos III e IV, os fatores de amplificação de deslocamentos correspondentes a esse grupo específico de pórticos são bastante elevados.

Em contrapartida, os pórticos de aço correspondentes ao grupo II possuem a resposta dinâmica praticamente igual à estática, pois diferentemente da situação dos grupos III e IV, tem-se um nível de cargas aplicadas e uma quantidade de ligações bastante superior o que aumenta o efeito da histerese e conduz a baixos níveis de amplificação.

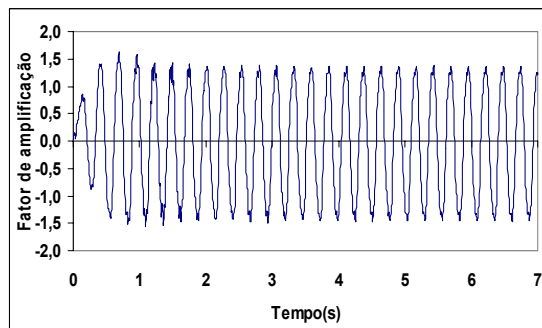
Ressalta-se, ainda, diante das situações analisadas, a grande importância da consideração dos efeitos de não linearidade geométrica, não linearidade das ligações e, bem como, o fenômeno de histerese na modelagem computacional desse tipo de estrutura. Evidentemente, a escolha do tipo de ligação viga-coluna a ser utilizada no sistema estrutural possui um papel fundamental no dimensionamento dos pórticos em estruturas de aço.

No que tange às curvas momento *versus* rotação apresentadas nas Figura 6.8.b, Figura 6.9.b, Figura 6.10.b e Figura 6.11.b, observa-se que juntamente com a envoltória presente na curva momento *versus* rotação das ligações há a presença de uma reta que passa pela origem e por uma certa instabilidade na curva de loop histerético. Isso ocorre porque no instante inicial ( $t=0$ ) todos os modelos sofrem a ação das cargas estáticas, apresentando assim uma condição inicial de esforços e deslocamentos.

Na seqüência do texto são analisados os gráficos correspondentes aos fatores de amplificação obtidos para as reações de apoio (forças e momentos) dos modelos estruturais correspondentes apenas aos grupos de pórticos I e II. Tal fato justifica-se devido a grande similaridade existente na resposta dinâmica dos modelos de pórticos de aço estudados nesta dissertação.

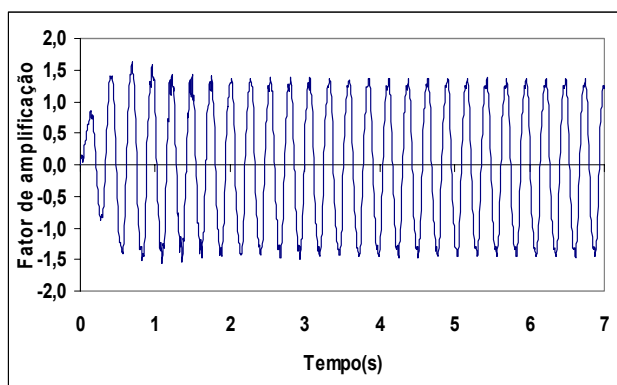
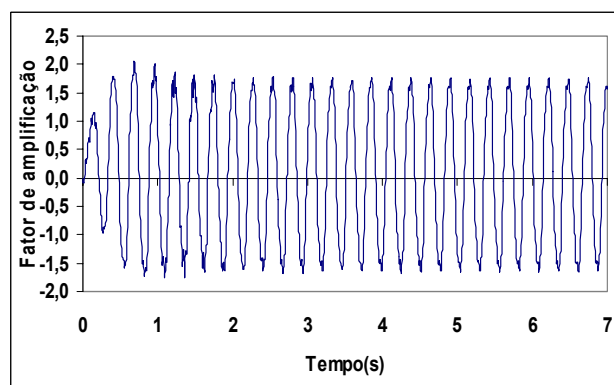
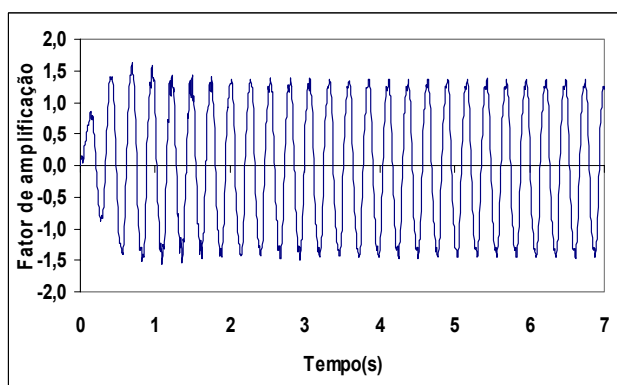
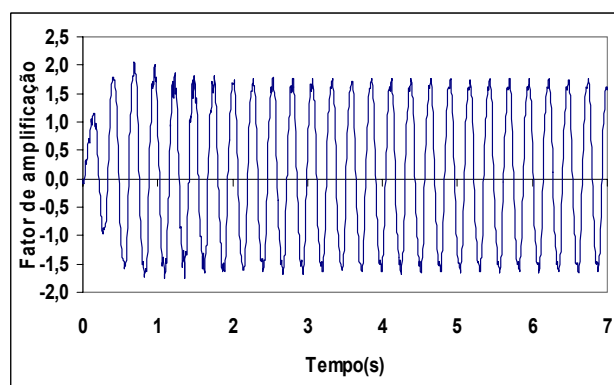


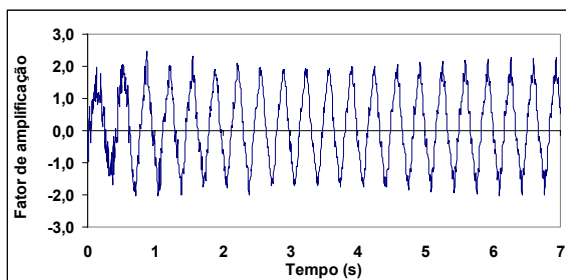
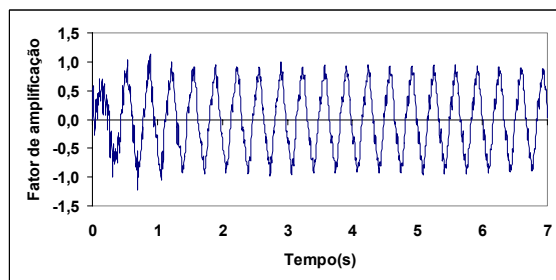
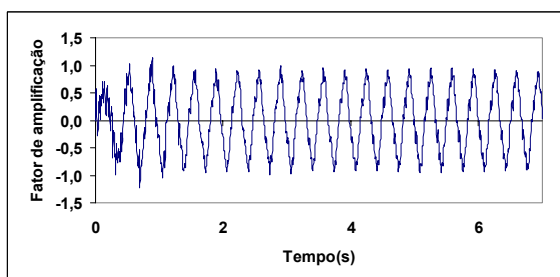
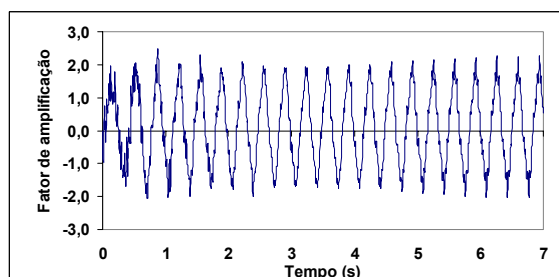
a) Fator de amplificação da reação  $RX_B$



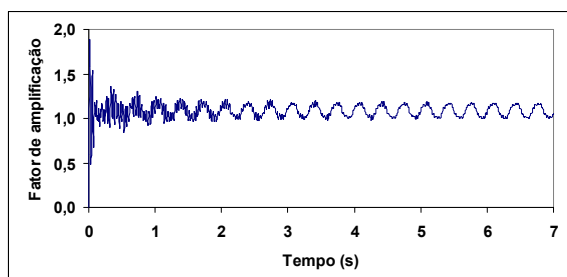
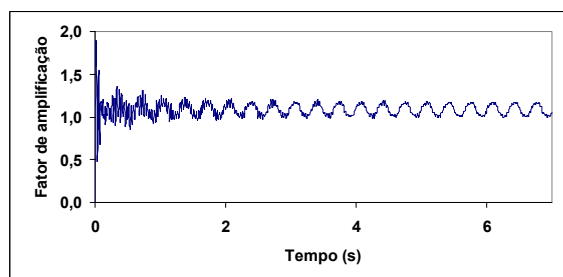
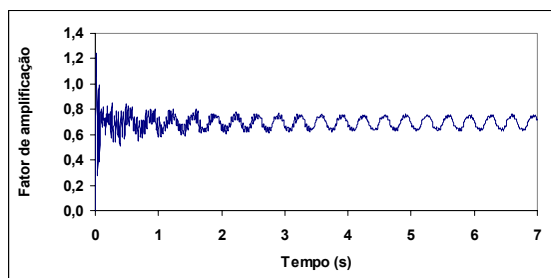
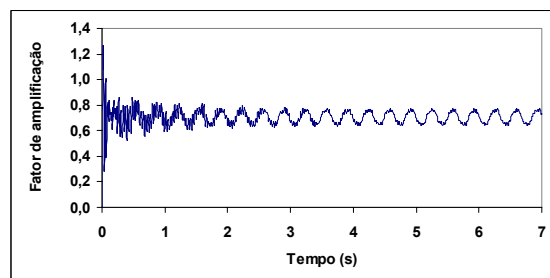
b) Fator de amplificação da reação  $RX_C$

**Figura 6.12 – Fator de amplificação das reações de apoio horizontais do Grupo I**

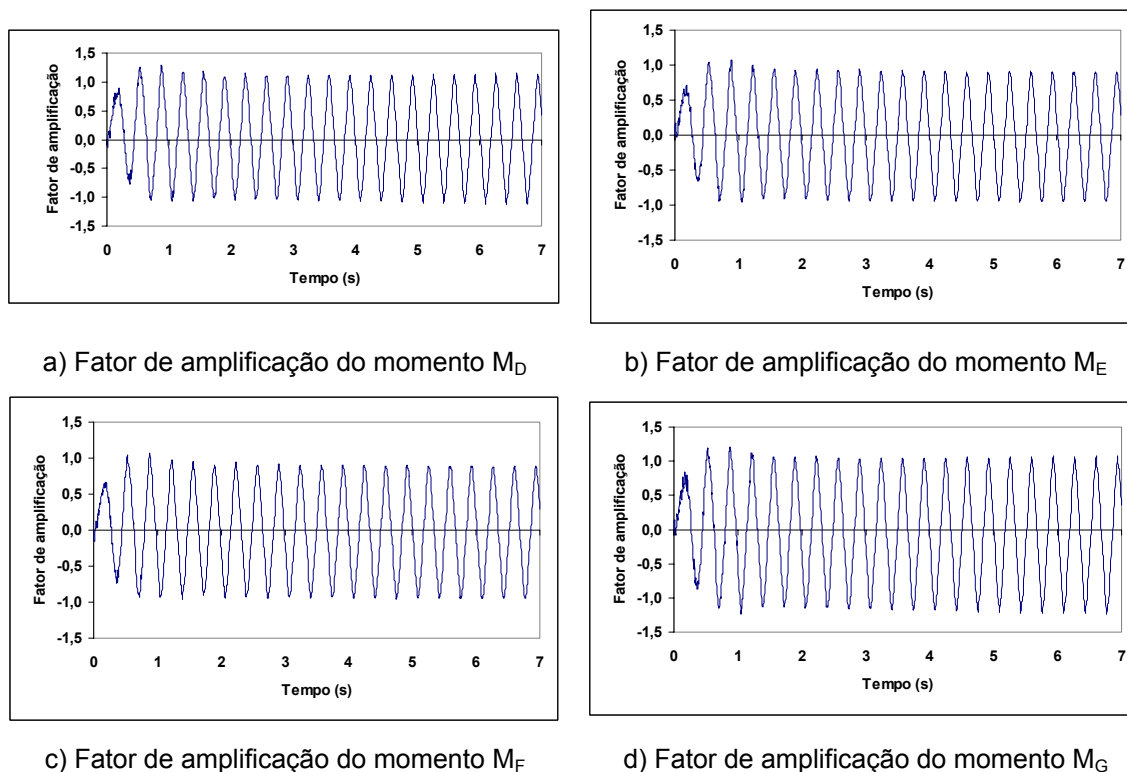
a) Fator de amplificação da reação  $RY_B$ b) Fator de amplificação da reação  $RY_C$ **Figura 6.13 – Fator de amplificação das reações de apoio verticais do Grupo I**a) Fator de amplificação da reação  $M_B$ b) Fator de amplificação da reação  $M_C$ **Figura 6.14 – Fator de amplificação dos momentos nos apoios do Grupo I**

a) Fator de amplificação da reação  $RX_D$ b) Fator de amplificação da reação  $RX_E$ c) Fator de amplificação da reação  $RX_F$ d) Fator de amplificação da reação  $RX_G$ 

**Figura 6.15 – Fator de amplificação das reações de apoio horizontais pórticos do grupo II**

a) Fator de amplificação da reação  $RY_D$ b) Fator de amplificação da reação  $RY_E$ c) Fator de amplificação da reação  $RY_F$ d) Fator de amplificação da reação  $RY_G$ 

**Figura 6.16 – Fator de amplificação dos momentos nas reações de apoio verticais dos pórticos do grupo II**



**Figura 6.17 – Fator de amplificação dos momentos nos apoios dos pórticos do grupo II**

Analisando-se os gráficos relativos aos fatores de amplificação correspondentes as reações de apoio dos pórticos dos grupos I e II (forças horizontais, forças verticais e momentos na base), observa-se que o quadro já descrito anteriormente, quando da análise dos deslocamentos translacionais horizontais, não sofre alterações significativas. Os fatores de amplificação das forças e momentos na base dos modelos, na fase permanente da resposta das estruturas, não são muito distintos dos valores máximos encontrados para o caso correspondente aos deslocamentos translacionais horizontais.

Nos pórticos do grupo I essas amplificações são da ordem de 1,80. Com referência aos modelos do grupo II, a resposta dinâmica é da mesma ordem de grandeza da resposta estática. Todavia, observando-se a Figura 6.15.a a Figura 6.15.d, verifica-se que os fatores de amplificação são da ordem 2,0. Explica-se este aumento no valor da amplificação pela própria natureza do sistema estrutural e pela distribuição dos carregamentos estáticos (cargas permanentes e acidentais) pois, observando-se a Tabela 6.3 e a Figura 6.7, percebe-se que as reações horizontais associadas aos pontos E e F,  $R_{X_E}$  e  $R_{X_F}$ , são exatamente o dobro das reações horizontais nos pontos D e G,  $R_{X_D}$  e  $R_{X_G}$ , o que conduz a este nível de amplificação.



Finalmente, convém chamar a atenção do leitor para o fato de que as situações analisadas são similares com referência aos pórticos dos grupos III e IV. Vale a pena lembrar que o efeito de histerese, bem como os efeitos de não linearidade geométrica e das ligações devem, sem sombra de dúvida, serem consideradas no dimensionamento de pórticos de estruturas de aço.

## **7. Considerações Finais**

### **7.1. Introdução**

A presente dissertação apresenta uma contribuição inicial no que tange a avaliação da resposta dinâmica de pórticos de aço. Desenvolve-se um modelo computacional capaz de simular adequadamente o efeito das ligações viga-coluna (flexíveis, semi-rígidas e rígidas) sobre a resposta dos modelos estruturais analisados. Tal modelo é respaldado pelo emprego de um elemento de mola rotacional não-linear, de forma a representar, especialmente, o efeito das ligações semi-rígidas.

A metodologia de análise proposta considera, ao longo da análise dinâmica dos sistemas estruturais, os efeitos de não linearidade geométrica dos pórticos (efeito de segunda ordem), não linearidade das ligações viga-coluna (elemento de mola rotacional não-linear), e, bem como o fenômeno de histerese presente nessas ligações.

Basicamente, esta dissertação foi desenvolvida em duas etapas: inicialmente, a partir do desenvolvimento do modelo computacional referente à representação das ligações viga-coluna, foi realizada a calibração do referido modelo através da realização de uma série de análises numéricas. Os resultados obtidos dessas análises são comparados com aqueles disponíveis na literatura técnica pertinente sobre o assunto.

Posteriormente, numa segunda fase, são verificadas as modificações mais significativas no tocante a resposta dinâmica de vários sistemas estruturais, principalmente, aquele correspondente a um edifício residencial de quatro pavimentos, onde são avaliados os fatores de amplificação referentes aos deslocamentos e esforços, mediante a aplicação de cargas estáticas (cargas permanentes e acidentais) e dinâmicas (cargas harmônicas determinísticas), representativas do efeito do vento sobre a edificação.

### **7.2. Conclusões Alcançadas**

Na seqüência do texto, são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

Com base em comparações feitas a partir de informações fornecidas pela literatura técnica disponível sobre o assunto, pode-se concluir que os resultados obtidos ao longo deste estudo apresentam-se coerentes e confiáveis. A resposta dinâmica dos pórticos de aço estudados ao longo do trabalho, utilizando o modelo computacional proposto com base no emprego de um elemento de mola rotacional não-linear utilizado para representar o efeito das ligações viga-coluna, mostra-se de acordo com o esperado e fornece informações úteis aos projetistas de estruturas de aço.

No que se refere à análise dos autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração) dos modelos, percebe-se que o modelo computacional proposto em um trabalho anterior (elemento de mola translacional) [34] fornece resultados bem próximos quando comparados com aqueles correspondentes ao elemento de mola rotacional empregado no desenvolvimento do presente modelo computacional. Todavia, para representação da resposta dinâmica (deslocamentos e esforços) de modelos mais flexíveis e, ainda, considerando a própria natureza do elemento de mola rotacional, conclui-se que este é mais adequado para a representação das ligações viga-coluna.

Com referência a uma análise mais detalhada no tocante à resposta dinâmica dos modelos, quando submetidos a carregamentos estáticos (cargas permanentes e acidentais) e dinâmicas (cargas harmônicas determinísticas), pode-se afirmar que para os pórticos semi-rígidos não-lineares não ocorre o fenômeno físico da ressonância (frequência da excitação igual, ou mesmo próxima, da frequência fundamental da estrutura), com um aumento substancial da amplitude de esforços e deslocamentos ao longo do tempo.

Como explicado anteriormente, a ressonância não ocorre nesses sistemas devido à dissipação de energia da excitação, associada ao fenômeno conhecido como histerese, presente nas ligações viga-coluna semi-rígidas com comportamento não-linear. Por outro lado, situação completamente oposta acontece quando é atribuído um comportamento linear para as ligações viga-coluna dos modelos semi-rígidos, o que, evidentemente, não corresponde à realidade das estruturas de aço correntes em engenharia civil.

Pode-se observar ainda que, para baixos valores das frequências da excitação, correspondentes a valores inferiores à frequência fundamental, que as amplitudes da resposta dinâmica dos pórticos semi-rígidos, com comportamento não linear, são bem maiores àquelas obtidas para os mesmos modelos quando estes são considerados rígidos ou mesmo semi-rígidos, porém com comportamento linear.

Esta conclusão indica que o efeito da não-linearidade geométrica (efeito de segunda ordem) e, bem como, o efeito da não-linearidade das ligações viga-coluna (elemento de mola rotacional não-linear), aliado ao fenômeno da histerese são bastante relevantes e devem, sem nenhuma dúvida, ser considerados na modelagem computacional deste tipo de estrutura. Por outro lado, deve-se ressaltar, também, que considerações associadas à modelagem do amortecimento estrutural devem ser efetivamente analisadas.

Constata-se ainda que, quando os pórticos são submetidos a excitações dinâmicas com valores da frequência do carregamento superiores a frequência fundamental do modelo, observa-se que, neste caso específico, as amplitudes da resposta dinâmica, associadas aos modelos semi-rígidos não-lineares tendem a ser menores do que nos sistemas rígidos e semi-rígidos lineares, como esperado.

No que tange à resposta dinâmica dos grupos de pórticos, correspondentes ao edifício residencial de quatro pavimentos, em termos quantitativos, percebe-se que o nível dos fatores de amplificação dinâmicos (deslocamentos e esforços) encontrados, em diversas situações (da ordem de 1,8 até 2,0), podem vir a indicar que determinados critérios de projeto, principalmente, associados à modelagem das ligações, necessitam de uma reavaliação por parte dos projetistas de estruturas de aço.

A assertiva acima indica, novamente, que os efeitos de não-linearidade geométrica (efeitos de segunda ordem), não-linearidade das ligações (elemento de mola rotacional não-linear) e, ainda, o fenômeno de histerese, presente nas ligações viga-coluna, devem ser considerados no projeto de estruturas de aço, o que, infelizmente não ocorre em uma análise estrutural mais tradicional onde quase sempre apenas a resposta estática dos modelos é obtida.

### **7.3. Sugestões Para Trabalhos Futuros**

Na seqüência do texto relacionam-se algumas sugestões para a continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre os temas aqui tratados e outros correlatos.

- a) Incluir nas equações de movimento do sistema, o amortecimento proveniente do material (aço);

- b) Considerar na modelagem computacional, o amortecimento devido ao tipo específico de ligação viga-coluna utilizada;
- c) Introduzir na metodologia de análise o comportamento não-linear do material utilizado (não-linearidade física);
- d) Considerar na análise outros casos de carregamento (cargas estáticas e dinâmicas), verificando os estados limites último e de utilização;
- e) Modelar as cargas de vento de acordo com um modelo não-determinístico, com essência inteiramente probabilística;
- f) Considerar, a partir de dados obtidos na literatura técnica, a modelam das ligações entre as colunas de aço e a base dos modelos;
- g) Estender o emprego do modelo computacional para pórticos de aço mistos (aço-concreto);
- h) Desenvolver uma estratégia de modelagem para a inclusão de modelos tridimensionais;
- i) Calibrar os resultados numéricos obtidos a partir do desenvolvimento do presente modelo computacional, com base em ensaios experimentais realizados de acordo com o emprego de ligações viga-coluna adotados correntemente na prática de projeto.

## Referências Bibliográficas

- 1 CHEN, W.F.; Lur, M.R.; **Effects of Joint Flexibility on the behavior of steel frames** Department of Structural Engineering, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN 47907, U.S.A.; Computers and structures 26, n 5 (1987) pp 719-732
- 2 Nader M. N.; Astaneh, A. ; **Dynamic Behavior of Flexible, Semirigid and Rigid Steel Frames**; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California 94720, USA; Journal of Constructional Steel Research 18, 1991; pages 179-192
- 3 Moon, Kim, M.Y.; Yun, H.T.; **Exact dynamic and static element stiffness matrices of nonsymmetric thin-walled beam-columns**; Department of Civil Environmental Engineering, SungKyunKwan University, Jangan-Gu, Suwon, South Korea; Computers and Structures 81, 2003; pages 1425–1448
- 4 Barsan, G.M. ; Chiorean, C.G.; **Computer program for large deflection elastoplastic analysis of semi-rigid steel frameworks** Faculty of Civil Engineering, Technical University of Cluj, Str. C. Daicoviciu nr. 15, RO-3400, Cluj-Napoca, Romania; Computers and Structures 72 , 1999 ; 699-711
- 5 CHAN, S. L. and CHUI, P. P. T. **Non-Linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections**. 1<sup>st</sup> ed. Oxford, United Kingdom: Elsevier Science Ltd, 2000. 336p.
- 6 Sekulovic, M. ; Salatic, R.; Nefovska, M.; **Dynamic analysis of steel frames with flexible connections**; Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bule, 2001; Computers and Structures 80, 2002; pages 935–955
- 7 Kameshki, E.S.; Saka, M.P.; **Optimum design of nonlinear steel frames with flexible connections using a genetic algorithm.**; Departmento of Civil and Architectural

- Engineering. University of Barahain. Computers and structural 79, 2001; pp 1593-1604
- 8 Kim,S.;Choi,S.;**Practical advanced analysis for semi-rigid space frames;** Department of Civil and Engineering, Sejong University; International Journal of solids and Structures 38, 2001; Págs 9111-9131
  - 9 Keulen,D.C.;Nethercot, D.A. ; Snijder,H.H.; **Frame analysis incorporating semi-rigid joint action: Applicability of the half initial Secantstiffness approach** Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, Imperial College Road, London SW7 2BU, UK, Faculty of Architecture, Building and Planning, Department of Structural Design, Eindhoven University of Technology, P.O. Box 513, 5600 MB Eindhoven, The Netherlands;Journal of Constructional Steel Research 59,2003;págs 1083–1100.
  - 10 CASTRO, Rafael Alves de ; SILVA, J. G. S. da ; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de ; VELLASCO, Pedro Colmar Gonçalves da Silva ; ANDRADE, Sebastião Arthur Lopes de . **Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua Influência no Comportamento Dinâmico de Pórticos de Aço** . In: CILAMCE XXVI - Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, 2005, Guarapari. Proceedings of The Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. Guarapari/ES : Editora da Universidade Federal do Espírito Santo, 2005. v. 1. p. 1-12.
  - 11 SILVA, J. G. S. da ; VELLASCO, Pedro Colmar Gonçalves da Silva ; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de ; ANDRADE, Sebastião Arthur Lopes de ; LOPES, Rita de Kássia Dias . **Análise Dinâmica de Pórticos de Aço com Ligações Semi-Rígidas. In: XXV CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods - CILAMCE 2004, 2004, Recife. XXV CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods - CILAMCE 2004. Recife/PE : Editora da Universidade Federal de Pernambuco, 2004. v. 1. p. 1-14.**

- 12 CARVALHO, L. C. V. de. **Avaliação de Ligações Semi-Rígidas Aparafusadas em Estruturas de Aço**, 1997. 208 f. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1997.
- 13 LIMA, L. R. O. **Avaliação de Ligações Viga-Coluna em Estruturas de Aço Submetidas a Flexão no Eixo de Menor Inércia**. 1999. 189f. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1999.
- 14 FERREIRA, L. T. S. **Sistemas Construtivos Semi-rígidos Mistos para Edificações**, 2000. 300f. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2000.
- 15 SIMÕES, R. D. **Comportamento de Ligações Mistas Viga-Pilar Sob Acções Estáticas e Cíclicas**, 2000. 256f. Tese de Doutorado - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, 2000.
- 16 NEVES, L. F. C. **Nós Semi-rígidos em Estruturas Metálicas; Avaliação da Rigidez em ConFigurações de Eixo Fraco**, 1996. 231 f. Tese de Mestrado - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, 1996.
- 17 Vogel, U., 1985, **Calibrating frames**. Stahlbau, Vol. 54, 295-301.
- 18 CRUZ, P. J. S., SILVA, L. A. P. S. da S., RODRIGUES, D. S. and SIMÕES, R. A. D. **Database for the Semi-Rigid Behaviour of Beam-to-Column Connections in seismic regions**. In: Journal of Constructional Steel Research, v. 46 (120), p. 1-3. 1998..
- 19 WILSON, W. M. and MOORE, H. F. **Tests to Determine the Rigidity of Riveted Joints in Steel Structures**. Bulletin nº 104, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urban, IL, 1917.
- 20 MESQUITA, A. C. B. **Caracterização e Sistematização do Comportamento Experimental de Ligações Metálicas e Mistas**. 2002. 186 f. Dissertação de



Mestrado - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, 2002.

- 21 AZIZINAMINI, A., BRADBURN, J. H. and RADZIMINSKI, L. B. **Initial Stiffness of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections**. In: Journal of Constructional Steel Research, v. 8, p. 71-90. 1987.
- 22 AZIZINAMINI, A. and RADZIMINSKI, L. B. **Static and Cyclic Performance of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections**. In: Journal of Structural Engineering, v. 115, nº 12, p. 2979-2999. 1989.
- 23 Chui, P.P.T, Chan, S.L., 1996, **Transient response of moment-resistant Steel frames with flexible and hysteretic joints**. Journal of Construct Steel, Vol 39, pp 221-243.
- 24 Chan, S. L., 1994, **Vibration and modal analysis of steel frames with semi-rigid connections**. *Engineering Structures*, 16(1), 25-31.
- 25 Chan, S. L. and Ho, G. W. M., 1994, **Nonlinear vibration analysis of steel frames with semi-rigid connections**. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 120(4), 1075-1087.
- 26 VELLASCO, Pedro Colmar Gonçalves da Silva ; ANDRADE, Sebastião Arthur Lopes de ; SILVA, J. G. S. da ; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de ; BRITO JÚNIOR, Olavo Ferreira . **A Parametric Analysis of Steel and Composite Portal Frames with Semi-Rigid Connections**. *Engineering Structures*, Londres, v. 28, n. 4, p. 543-556, 2006
- 27 SILVA, J. G. S. da ; VELLASCO, Pedro Colmar Gonçalves da Silva ; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de ; ANDRADE, Sebastião Arthur Lopes de . **Modelling Strategies for the Evaluation of Composite Steel Deck Floors Natural Frequencies**. In: **Eurosteel 2005**, Fourth European Conference on Steel and

- Composite Structures, 2005, Maastricht. Proceedings of Eurosteel 2005, Fourth European Conference on Steel and Composite Structures. Aachen : Druck und Verlagshaus Mainz GmbH Aachen, 2005. v. A. p. 9.1-9.8.
- 28 SILVA, J. G. S. da ; VELLASO, P. C. G. S. ; ANDRADE, Sebastião Arthur Lopes de ; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de ; LOPES, Rita de Kássia Dias . **A Dynamical Parametric Analysis of Semi-Rigid Portal Frames**. In: **The Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, CC 2003, 2003**, Egmond aan Zee. Proceedings of the Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, CC 2003. Edinburgo : Civil-Comp Press, 2003. v. 1. p. 1-20.
- 29 Chen, W. F. and Kishi, N., 1989, **Semirigid steel beam-to-column connections: database and modeling**. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 115(1), 105-119.
- 30 Ho, W. M. G. and Chan, S. L., 1993, **An accurate and efficient method for large deflection analysis of frames with semi-rigid connections**. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 26, 171-191.
- 31 Silva, J. G. S. da, Vellasco, P. C. G. da S., Lima, L. R. O. de, Andrade, S. A. L. de, Lopes, R. de K. D., 2004, **Análise Dinâmica de Pórticos de Aço com Ligações Semi-Rígidas**. XXV CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods - CILAMCE 2004, CD-ROM, 14 pgs, Recife, Brasil
- 32 Sekulovic, M.; Slatic, R. 2001; **Nonlinear analysis of frames with semirigid connections**; *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 26, 1097-1107.
- 33 CARVALHO, L. C. V., ANDRADE, S. A. L. and VELLASCO, P. C. G. S. **Experimental Analysis of Bolted Semi-Rigid Connections**. In: *Journal of Constructional Steel Research*. Londres: Elsevier, v.46, nº 1-3, p. 1-20. 1998.

- 34 Júnior, O.B.; **Desenvolvimento de Sistemas Estruturais Semi-Rígidos em Aço e Mistos para Edificações Residenciais Multi-familiares**; Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2002. 163 págs; Dissertação de mestrado
  
- 35 TSCHEMMERNEGG, F. and HUMER, C. **A Non-Linear Joint Model for the Design of Structural Steel Frames**. In: *Costruzioni Metalliche*, nº 1. 1988.
  
- 36 SILVA, L. S., Lima, L. R. O. de, Vellasco, P. C. G. da S. and Andrade, S. A. L. de. **Experimental and Numerical Assessment of Beam-to-Column Joints Under Bending and Axial Force**. In: *The First International Conference on Steel & Composite Structures, 1<sup>st</sup> ICSCS 2001, Pusan, Coréia*. Proceedings of The First International Conference on Steel & Composite Structures. Pusan: Korea Advanced Institute of Science & Technology, 2001, v1, p.715-722.
  
- 37 JASPART, J. P. **General Report: Session on Connections**. In: *Journal of Constructional Steel Research*, v. 55, p. 69-89. 2000.
  
- 38 GAYLORD Jr., H. E., GAYLORD, C. N. and STALLMEYER, J. E. **Design of Steel Structures**. 3<sup>rd</sup> Edition, McGraw-Hill International Editions. 1992. 513p.
  
- 39 DALLY, J. W. and RILEY, W. F. **Experimental Stress Analysis**. 3<sup>rd</sup> ed. McGraw-Hill International Editions. 1991. 639p.
  
- 40 LIMA, L. R. O. de, SILVA, L. S. da, VELLASCO, P. C. G. da S. and ANDRADE, S. A. L. de. **Experimental Analysis of Extended End-Plate Beam-to-Column Joints Under Bending and Axial Force**. In: *3<sup>rd</sup> European Conference on Steel Structures, EUROSTEEL 2002, Coimbra, Portugal*. Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures – EUROSTEEL 2002. António Lamas and Luís Simões da Silva Editors, p. 1121-1130. 2002.
  
- 41 NEVES, L. F. C., SILVA, L. A. P. S., VELLASCO, P. G. C. **Ligações Viga-Coluna de Eixo Fraco Metálicas e Mistas: Avaliação Experimental sob Acções Estáticas**

- Monotónicas.** In: III CMM – Conferência Nacional de Construção Metálica e Mista, Aveiro, Portugal. Editado por Lammas & Silva, 2001, v. 1, p. 277-288.
- 42 GIONCU et al. **Prediction of Available Ductility by Means of Local Plastic Mechanism Method: Ductrot Computer Program.** In: Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas – Design and Reliability. Edited by F. M. Mazzolani – E & FN Spon, Taylor e Francis Group. 2000.
- 43 OWENS, G. W., CHEAL, B. D. **Structural Steelwork Connections,** Butterworths & Co. Lda. 1989.
- 44 SILVA, L. A. P. S. da. **Post-Limit Stiffness and Ductility of Endplate Beam-to-Column Steel Joints.** In: Computers & Structures, v. 80, p. 515-531. 2001.
- 45 FEA **LUSAS 13.3 User Manual,** FEA Ltd, UK. 2001.
- 46 BORGES, L. **Software - Non-Linear Numerical Analysis of Steel Connections.** Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal. 2003.
- 47 Lee,S.; Moon,T.; **Moment–rotation model of semi-rigid connections with angles;**Division of Architectural Engineering;Engineering Structures 24,2002;págs 227–237
- 48 Muravyov, A.A.;Rizzi,s.a.;**Determination of nonlinear stiffness with application to random vibration of geometrically nonlinear structures;**NASA Langley Research Center, Structural Acoustics Branch, Mail Stop 463, Hampton, VA 23681-2199, USA;Computers and Structures 81,2003;1513–1523
- 49 Fu,Z.;Ohi,K.,Takanashi,K.;Lin,X.;**Seismic behavior of Steel frames with semi-rigid connections and braces.** Institute os Industrial science, University of Tokyo.Journal of constructional steel research vol 16 ,1994,pp 440-451

- 50 Suarez, L. E. ; Singh, M. P. ; Matheut E. E.; **Seismic response of structural frameworks with flexible connections**; University of Puerto Rico, Mayaguez, PR 00681-5000. U.S.A.; Computers and structures vol.58, 1995; pages 27-41
- 51 LIMA, L. R. O., VELLASCO, P. C. G. S., ANDRADE, S. A. L., SILVA, L. A. P. S. **Experimental and Mechanical Model for Predicting the Behaviour of Minor Axis Beam-to-Column Semi-Rigid Joints**. In: International Journal of Mechanical Sciences. Inglaterra, Reino Unido, v. 44, nº 6, p. 1047-1065. 2002.
- 52 RIBEIRO, L. F. L. **Comportamento Estrutural de Ligações Viga-Coluna com Chapa de Topo: Análise Teórico-Experimental**. 1998. Tese de Doutorado – USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.
- 53 FAELLA, C., PILUSO, V. and RIZZANO, G. **Structural steel semi-rigid connections: theory, design and software**. 1<sup>st</sup>. CRC Press LLC, 2000. 328p.
- 54 TSCHEMMERNEGG, F. and HUMER, C. **A Non-Linear Joint in Steel Frames**. In: Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design, ed. R. Bjorhovde et al., Elsevier Applied Science, London, p. 158-165. 1987.
- 55 EUROCODE 3, **prEN 1993-1-8, Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints (“stage 49 draft”)**, 2003.
- 56 LIMA, L.R.O. **Comportamento de Ligações com Placa de Extremidade em Estruturas de Aço Submetidas a Momento Fletor e Força Axial**. Tese de Doutorado. 269 páginas. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2003.
- 57 ANSYS, 1998, Swanson Analysis Systems”, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, version 5.5, Basic analysis procedures, Second edition.

- 58 Júnior, D.S. ;2002;**Análise dinâmica não linear nos domínios do tempo e da frequência de modelos não lineares discretizados por elementos finitos**- Tese de Doutorado- Departamento de Engenharia Civil, COPPE-UFRJ
- 59 NBR 6120 - “Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações” - ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978, 6 páginas.
- 60 NBR 6123 - “Forças devidas ao vento em Edificações” - ABNT -Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988, 81 páginas.