1. OBJETIVO

O presente Projeto Final de Curso, elaborado pela aluna Clarissa Maciel dos Santos, orientada pelos professores Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Silvio de Souza Lima, tem como objetivo desenvolver um estudo dos efeitos dos sismos na estrutura de um Edifício Empresarial hipotético, localizado no extremo oeste da região Norte do Brasil, de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 15421 - Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento [1], publicada no ano de 2006.

Primeiramente, são introduzidas características gerais dos sismos e alguns de seus conceitos básicos, com um breve histórico da ocorrência de sismos no território brasileiro. Em seguida, são apresentadas as características estruturais do Edifício Empresarial, para o qual foram considerados dois modelos estruturais distintos, de modo que, em um deles, sejam verificados efeitos de torção, quando aplicadas forças sísmicas. São também apresentados os critérios definidos pela norma NBR 15421 [1] para o projeto de estruturas resistentes a sismos.

Finalmente, são desenvolvidas as análises sísmicas para os dois modelos estruturais do edifício em estudo, segundo os métodos propostos na norma brasileira, comparando-se os resultados em termos de esforços normais, momentos fletores e deslocamentos, avaliados para determinados pilares da estrutura.

2. INTRODUÇÃO

As forças sísmicas sempre foram uma das forças da natureza mais temidas pela humanidade, devido a seu elevado potencial destrutivo. Registros mostram que a preocupação do homem com sua origem não é recente. Filósofos da antiga Grécia já investigavam a origem dos abalos sísmicos e propunham diferentes teorias, como a de que a Terra boiava na imensidade das águas e, quando estas se agitavam demais, provocavam o terremoto. Outra teoria defendia a opinião de que os abalos resultavam de vapores originados do fogo central da Terra, mas, para Aristóteles, era o ar retido nas profundezas terrestres que escapava explosivamente, provocando os terremotos. Outras teorias foram sendo propostas até que os abalos sísmicos finalmente foram definidos como movimentos naturais da crosta terrestre, propagados por meio de vibrações.

A propagação dessas vibrações ao longo da superfície terrestre pode causar efeitos mais ou menos destrutivos, dependendo, em parte, da distância entre o *hipocentro* ou *foco* e o *epicentro*, que são, respectivamente, o ponto de origem do sismo (em geral, localizado em camadas profundas da crosta terrestre) e o ponto na superfície terrestre diretamente acima do hipocentro. Quanto maior essa distância, menos destrutivos são os efeitos do sismo, ou seja, menor é sua intensidade.

A *intensidade* de um sismo é a medida dos danos por ele causados. Com o intuito de medir esses danos, em 1883 foi elaborada a primeira escala de intensidades, por Rossi e Forel. Em seguida, Mercalli, 1902, e Cancani, 1904, criaram também suas escalas. Porém, foi a Escala Modificada de Mercalli (MMI), desenvolvida por Newmann e Wood, em 1931, que teve seu uso amplamente difundido até os dias de hoje. Graduada em 12 níveis de intensidade, ela é apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Escala Modificada de Mercalli (MMI)

Intensidade	Descrição
I	Imperceptível para as pessoas. Corresponde aos efeitos secundários e de componentes de período longo de grandes terremotos.
II	Sentido por pessoas em repouso, em andares altos ou em locais muito favoráveis para isto.
III	Sentido no interior de edificações. Objetos suspensos balançam. Vibração similar ao tráfego de caminhões leves. A duração pode ser estimada. Pode ser reconhecido como um terremoto.
IV	Objetos suspensos balançam. Vibração similar ao tráfego de caminhões pesados, ou sensação de impacto similar à de uma bola pesada batendo nas paredes. Carros parados balançam. Janelas, pratos e portas vibram. Vidros estalam. Louças se entrechocam. Na faixa superior da intensidade IV, paredes de madeira e pórticos fissuram.
V	Sentido nas ruas; a direção pode ser estimada. Pessoas acordam. Líquidos são perturbados, alguns são derramados. Pequenos objetos instáveis são deslocados ou derrubados. Portas oscilam, fecham e abrem. Venezianas e quadros movem-se. Relógios de pêndulo param, voltam a funcionar ou alteram o seu ritmo.

VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e correm para as ruas. As pessoas andam de forma instável. Janelas, pratos e objetos de vidro são quebrados. Pequenos objetos, livros, etc. caem das estantes. Quadros caem das paredes. A mobília é deslocada ou tombada. Reboco e alvenaria fracos apresentam rachaduras. Pequenos sinos (de igrejas e escolas) tocam. Árvores e arbustos movem-se visivelmente.
VII	Difícil manter-se de pé. Notado pelos motoristas. Objetos suspensos oscilam fortemente. A mobília quebra-se. Danos e rachaduras em alvenaria fraca. Queda de reboco; tijolos, pedras, telhas, cornijas, parapeitos não contraventados e ornamentos arquitetônicos soltam-se. Algumas rachaduras em alvenaria normal. Ondas em reservatórios e água turva com lama. Pequenos escorregamentos e formação de cavidades em taludes de areia ou pedregulho. Sinos grandes tocam. Canais de irrigação de concreto danificados.
VIII	Condução de veículos afetada. Danos e colapso parcial em alvenaria comum. Algum dano em alvenaria sólida e nenhum em alvenaria reforçada. Queda de estuque e de algumas paredes de alvenaria. Torção e queda de chaminés, inclusive as de fábricas, monumentos, torres e tanques elevados. Casas em pórtico movem-se em suas fundações, quando não arrancadas do solo. Pilhas de destroços derrubadas. Galhos quebram-se nas árvores. Mudanças na vazão ou temperatura de fontes. Rachaduras em chão úmido ou taludes íngremes.
IX	Pânico geral. Alvenaria fraca destruída; alvenaria comum fortemente danificada, as vezes com colapso total. Alvenaria sólida seriamente danificada. Danos gerais em fundações. Estruturas em pórtico, quando não arrancadas, deslocadas em suas fundações. Pórticos rachados. Rachaduras significativas no solo. Em áreas de aluvião, areia e lama arrastadas; criam-se minas d'água e crateras na areia.
X	A maioria das alvenarias e estruturas em pórtico destruídas com suas fundações. Algumas estruturas de madeira bem construídas e pontes destruídas. Danos sérios em barragens, diques e taludes. Grandes deslizamentos de terra. Água lançada nas margens de canais, rios, lagos, etc. e lama lançada horizontalmente em praias e terrenos planos. Trilhos ligeiramente entortados.
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente fora de serviço.
XII	Destruição praticamente total. Grandes massas de rocha deslocadas. Linhas de visão e nível distorcidas. Objetos lançados no ar.

Poucos anos depois, em 1935, Charles F. Richter apresentou uma nova escala, a Escala Richter de Magnitude, que mede a quantidade de energia liberada por um sismo, também chamada de *magnitude*. Ela é calculada como o logaritmo decimal da amplitude máxima do registro sísmico, em mícron (10^{-6}), registrada por um sismógrafo do tipo Wood-Anderson, a uma distância de 100 km do epicentro do sismo.

Como, em geral, não se tem um sismógrafo afastado do epicentro dessa distância, é necessário fazer uma correção, estabelecendo-se para a magnitude M a seguinte expressão:

$$M = \log_{10} A - \log_{10} A_0$$

Onde,

A: amplitude máxima do registro sísmico;

A_0: fator de correção correspondente a uma leitura do sismógrafo produzida por um sismo padrão ou de calibração.

Em geral, adota-se A_0 = 0,001 mm.

Finalmente, a energia E, em Joules, liberada por um sismo de magnitude M na Escala Richter, é empiricamente avaliada como:

$$\log_{10} E = 11,4 + 1,5.M$$

Embora a escala Richter não seja indicativa dos danos causados pelos sismos, verifica-se, em geral, que aqueles com magnitude inferior a cinco apresentam baixa intensidade, enquanto que os sismos com magnitude acima deste valor são potencialmente muito destrutivos e, portanto, normalmente de elevada intensidade.

No Brasil, sismos moderados ocorrem periodicamente. Na Figura 2.1, elaborada pelo Observatório de Brasília [2], mostram sismos com registros históricos ocorridos no Brasil antes de 1900, e sismos registrados com instrumentos, após esta data.

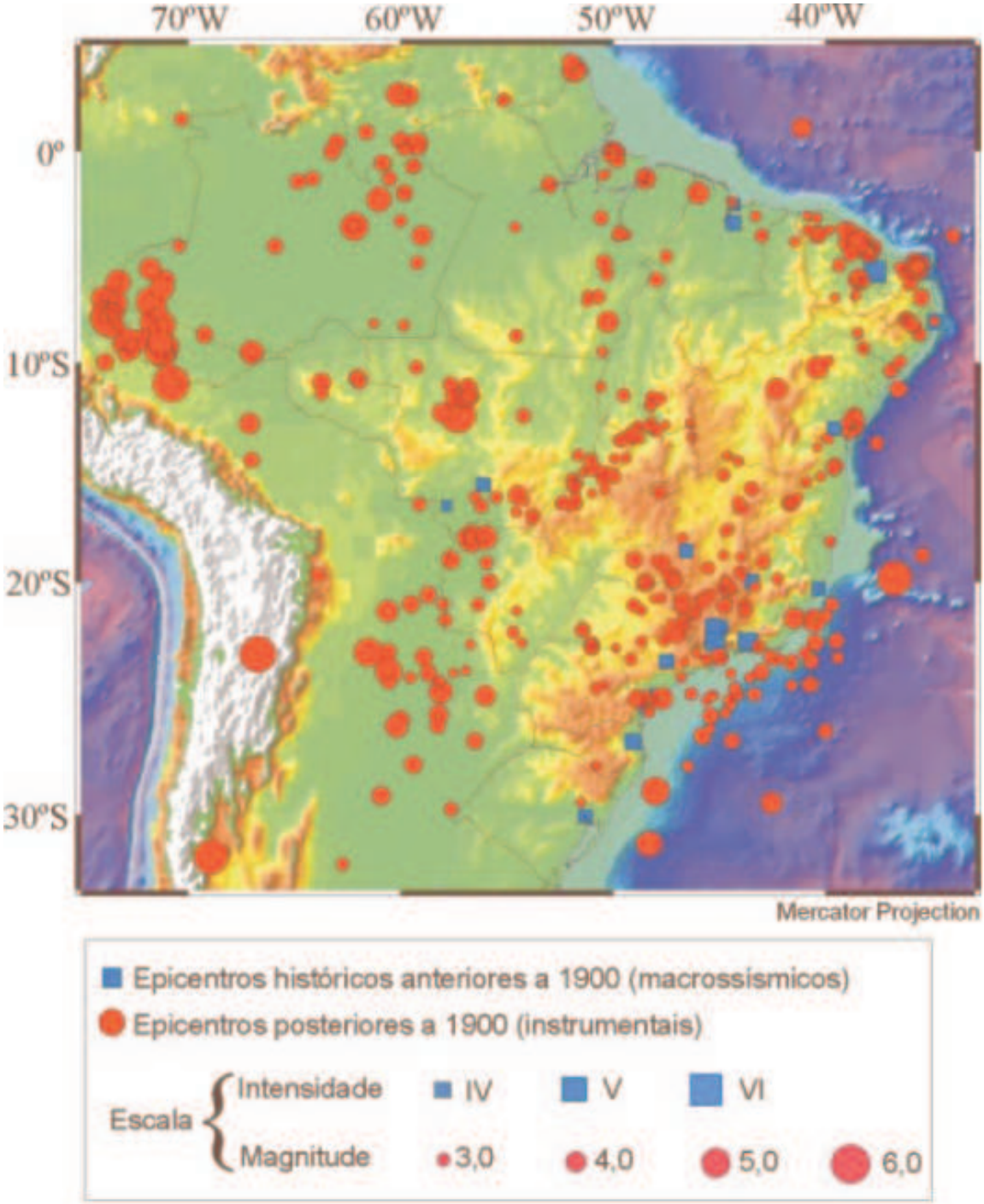

Figura 2.1 – Sismos no Brasil

3. EDIFÍCIO EMPRESARIAL

3.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O projeto estrutural a ser analisado para efeitos sísmicos corresponde a um Edifício Empresarial hipotético, localizado na cidade de Rio Branco, no Estado do Acre. Ele é composto por dez pavimentos em concreto armado, destinados à utilização como escritórios.

3.1.1. ESTRUTURA

A estrutura do edifício é composta por 32 pilares de seção transversal quadrada típica de 0,90m de lado. As vigas, com seção transversal retangular de 0,50m por 1,10m, e as lajes, com espessura de 0,15m, também compõem essa estrutura, que é apresentada, em planta, na Figura 3.1.

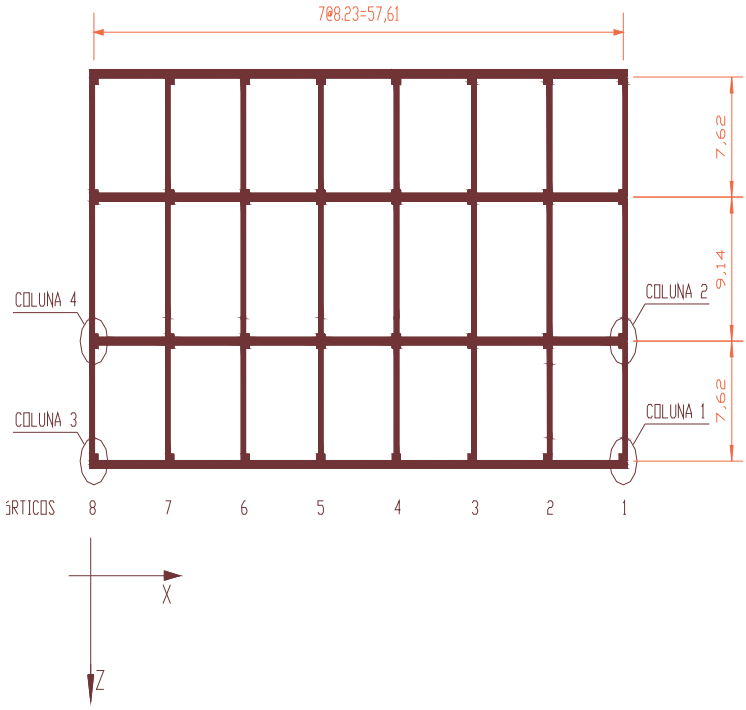

Figura 3.1 –Edifício empresarial em planta (dimensões em metro).

A altura típica entre os pavimentos do edifício é de 3,66m, com exceção apenas da distância entre o térreo e o primeiro pavimento, que é de 4,88m, conforme ilustrado, em elevação, na Figura 3.2.

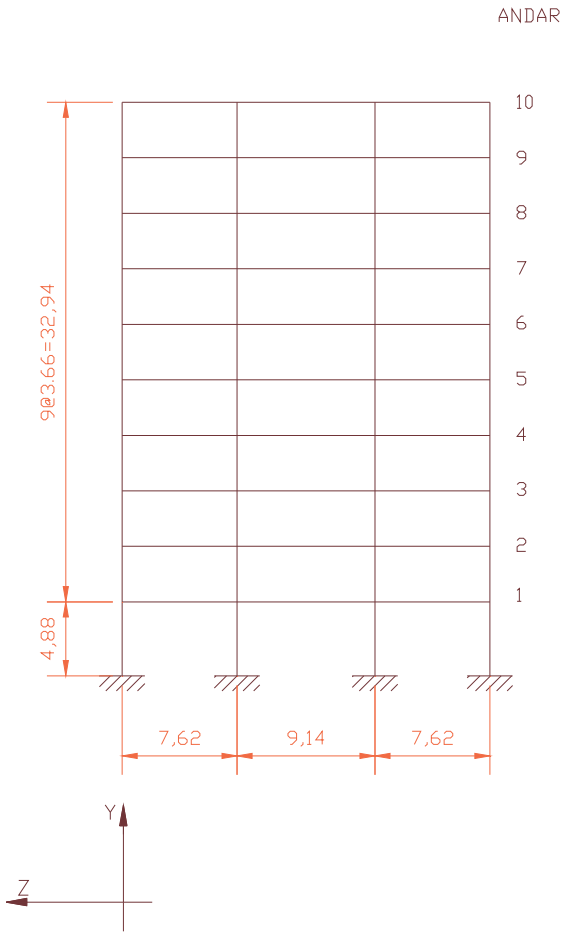

Figura 3.2 –Edifício empresarial em elevação (dimensões em metro).

3.1.2. TERRENO DE FUNDAÇÃO

O terreno de fundação, onde se localiza o edifício em estudo, é caracterizado por um depósito de 40m de solo coluvial, cuja velocidade de propagação das ondas de cisalhamento é de 135 m/s.

3.1.3. MATERIAIS

O concreto especificado para o edifício empresarial possui uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de, no mínimo, 30 MPa. O aço utilizado é o CA-50.

3.2. MODELAGEM

Para o Edifício Empresarial em estudo foram desenvolvidos, com auxílio do módulo *Galeria de Modelos*, do programa de análise estrutural SALT – UFRJ [3], dois modelos tridimensionais, perfeitamente fixados à fundação (engastados na base), capazes de representar a distribuição espacial de massa e rigidez em toda a estrutura.

Nesses modelos, foram desconsideradas paredes e demais componentes não estruturais, visto que sua análise foge ao escopo deste projeto.

O primeiro modelo, chamado de *Modelo 1*, representa o edifício como estrutura simétrica em massa e rigidez, capaz de distribuir uniformemente as forças sísmicas em relação a seu eixo de simetria, sem que sejam gerados esforços de torção na estrutura. Sua modelagem, extraída do SALT – UFRJ [3], pode ser visualizada tridimensionalmente na Figura 3.3.

Já o segundo, chamado de *Modelo 2* e ilustrado na Figura 3.4, apresenta uma estrutura com rigidez assimétrica, obtida a partir da inserção de uma parede vertical, entre o primeiro e décimo pavimentos. Ela está ligada às lajes através de elementos de viga com 1,0m de comprimento, a fim de evitar erros numéricos durante a análise computacional. Para este modelo, são esperados efeitos de torção na estrutura, quando aplicadas forças sísmicas.

De modo a garantir que ambos os modelos estruturais tenham a mesma massa, foi adotada, para a parede vertical do modelo 2, uma espessura de 0,05m, compensando a ausência de laje no trecho de ligação com a parede. Vale destacar que tanto essa parede quanto as lajes dos modelos 1 e 2 constituem diafragmas rígidos para os modelos estruturais em estudo.

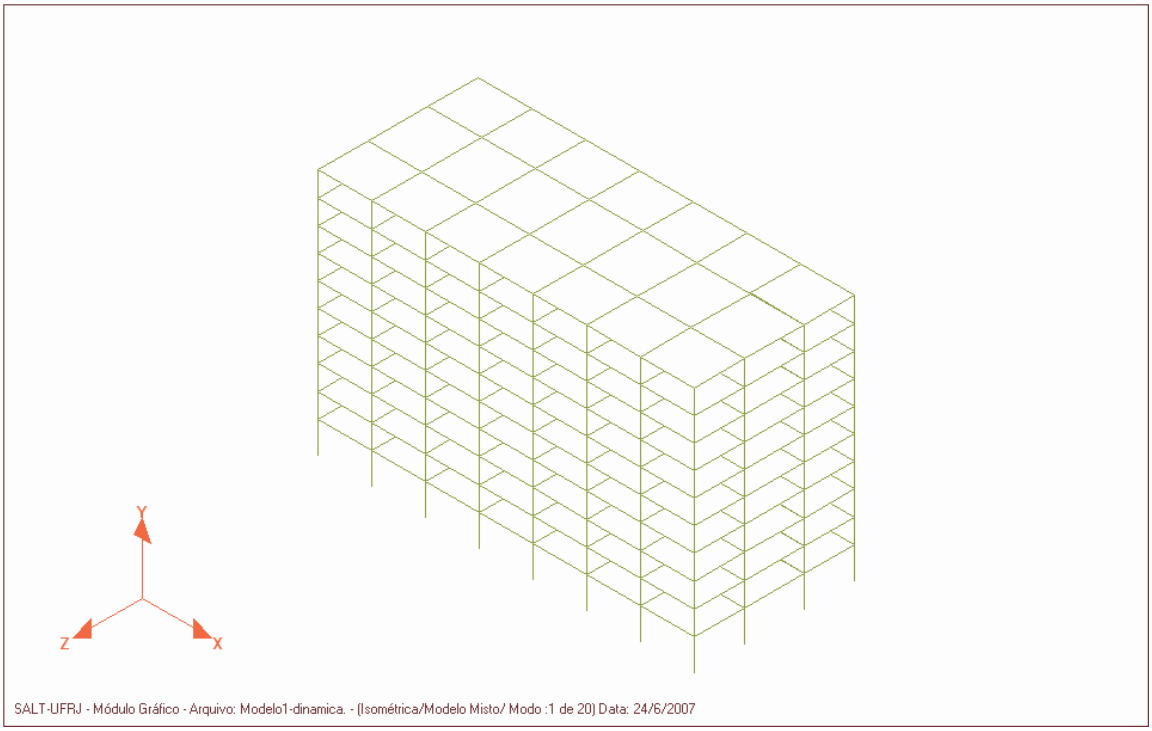

Figura 3.3 – Modelo 1: vista tridimensional do edifício no SALT-UFRJ [3].

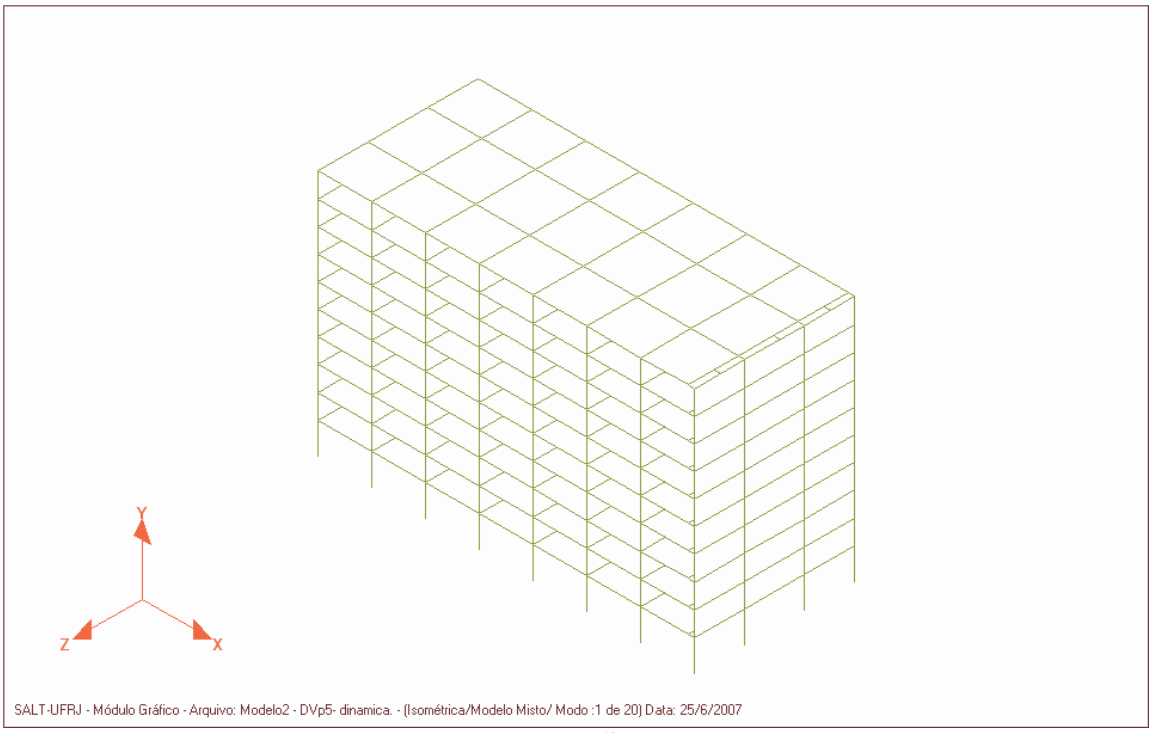

Figura 3.4 – Modelo 2: vista tridimensional do edifício com parede vertical no SALT-UFRJ [3].

A seguir, nas Figuras 3.5 e 3.6, são apresentadas as numerações dos nós e elementos dos pórticos 1 e 8, de acordo com o programa SALT-UFRJ [3], que será útil na fase de análise de resultados. Notar que foram adotadas, para este trabalho, as colunas 1, 2, 3 e 4 que correspondem aos pilares, cujos nós da base têm as respectivas numerações: 64, 62, 14 e 10.

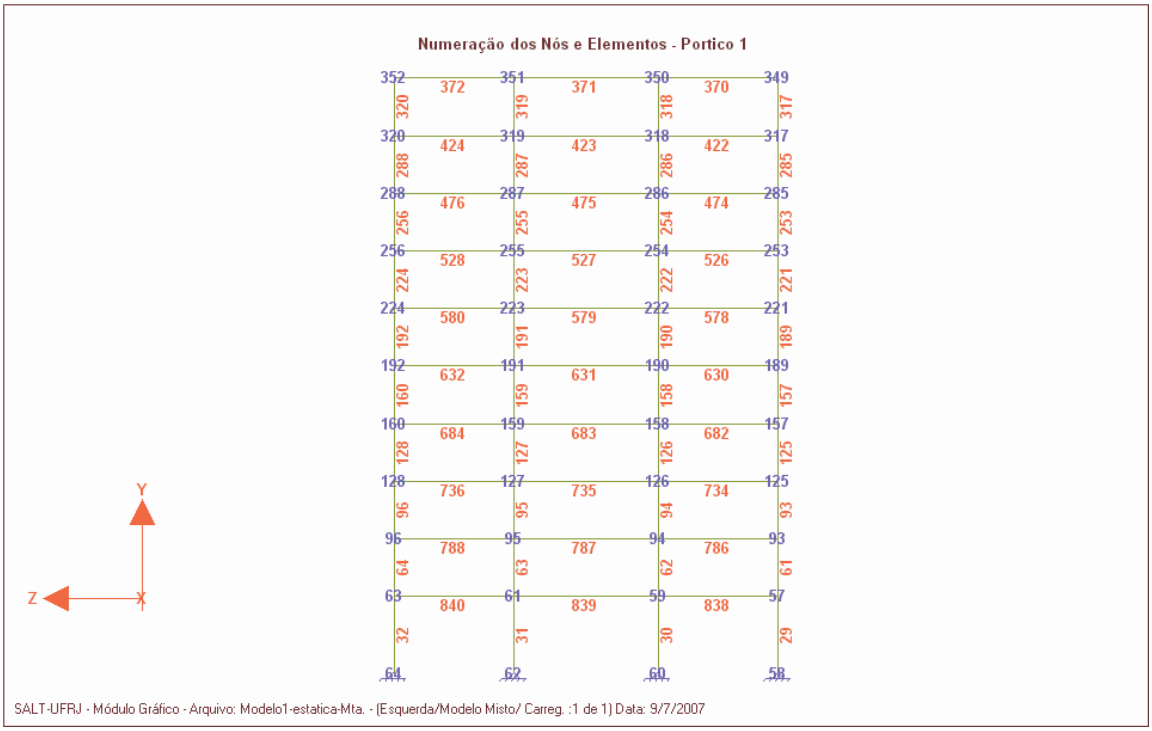

Figura 3.5 – Modelos 1 e 2: numeração dos nós e elementos do pórtico 1 no SALT-UFRJ [3].

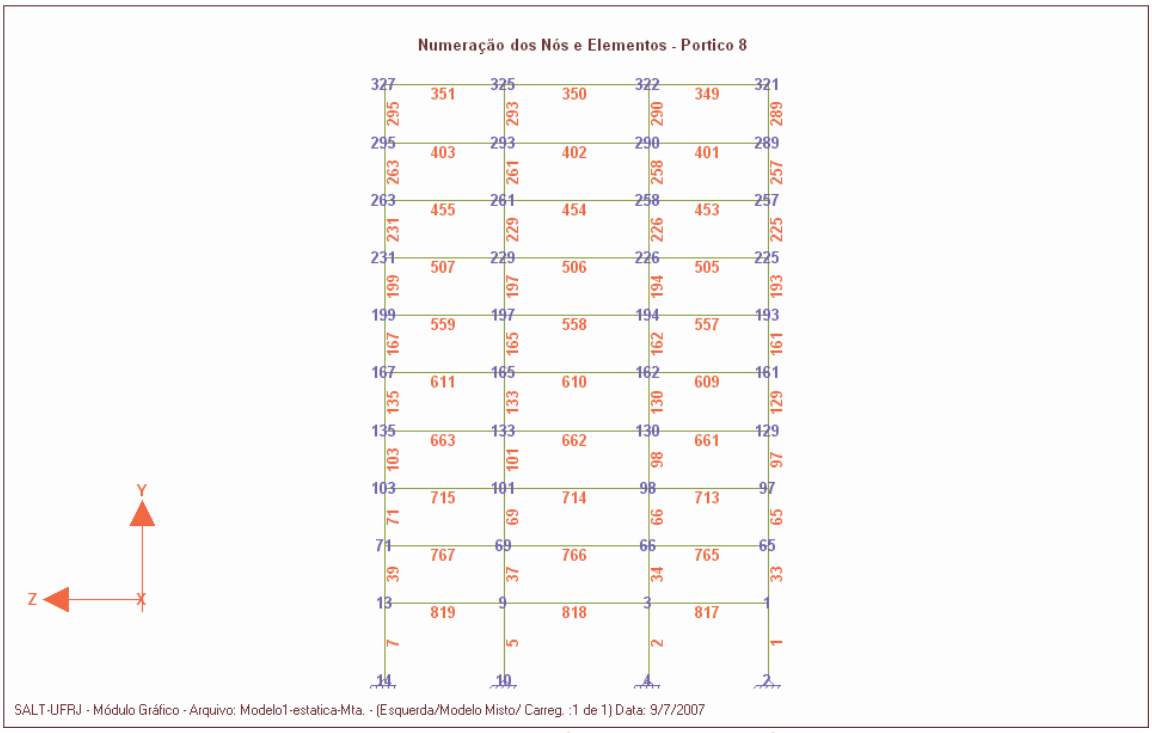

Figura 3.6 – Modelos 1 e 2: numeração dos nós e elementos do pórtico 8 no SALT-UFRJ [3].

4. CRITÉRIOS PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS RESISTENTES A SISMOS

Todos os critérios e procedimentos adotados para o desenvolvimento do projeto anti-sísmico do edifício acima descrito, estão de acordo com as prescrições da norma brasileira NBR 15421 - Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento [1], publicada no ano de 2006.

4.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS

As recomendações a serem apresentadas são aplicáveis ao projeto de estruturas de edificações, na verificação de sua segurança quanto às ações de sismos.

- **Zoneamento Sísmico Brasileiro**

De modo a considerar a variação de a_g, aceleração sísmica horizontal característica, normalizada para terrenos Classe B (rocha), ao longo do território brasileiro, são definidas cinco zonas sísmicas, conforme apresentado na Figura 4.1 e complementado na Tabela 4.1.

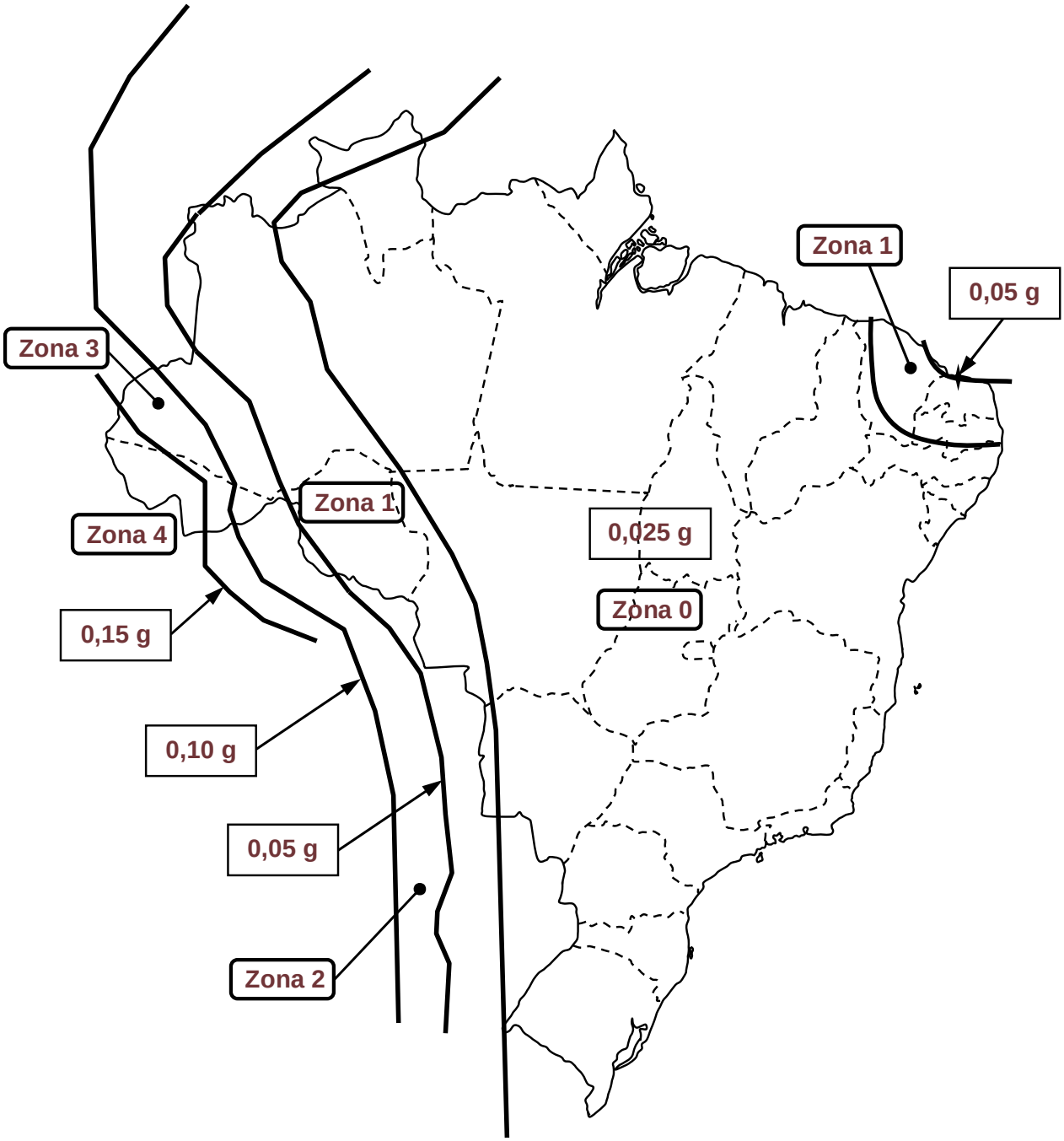

Figura 4.1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”)

Tabela 4.1 – Zonas sísmicas

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0{,}025g$
Zona 1	$0{,}025g \leq a_g \leq 0{,}05g$
Zona 2	$0{,}05g \leq a_g \leq 0{,}10g$
Zona 3	$0{,}10g \leq a_g \leq 0{,}15g$
Zona 4	$a_g = 0{,}15g$

- **Classe do Terreno**

A classificação do terreno de fundação está associada aos parâmetros geotécnicos médios, avaliados em seus 30 metros superiores.

Quando a velocidade de propagação das ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$ não for conhecida, permite-se a classificação do terreno a partir do número médio de golpes do ensaio SPT, $\overline{N}$, de acordo com a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Classe do terreno

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\overline{v_s}$	$\overline{N}$
A	Rocha sã	$\overline{v_s} \geq 1\,500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1\,500$ m/s $\geq \overline{v_s} \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq \overline{v_s} \geq 370$ m/s	$\overline{N} \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq \overline{v_s} \geq 180$ m/s	$50 \geq \overline{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\overline{v_s} \leq 180$ m/s	$\overline{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1.Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2.Turfa ou argilas muito orgânicas; 3.Argilas muito plásticas; 4.Estratos muito espessos ($\geq$ 35 m) de argila mole ou média.	

- **Espectro de Resposta**

O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, para acelerações horizontais, é definido a partir da aceleração sísmica horizontal característica, a_g, e da classe do terreno, conforme indicado nas seguintes grandezas:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g$$

onde:

a_{gs0} e a_{gs1} correspondem às acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente;

C_a e C_v são os fatores de amplificação no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, e que podem ser obtidos a partir da Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0{,}10g$	$a_g = 0{,}15g$	$a_g \leq 0{,}10g$	$a_g = 0{,}15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Para classe de terreno F, um estudo específico de amplificação no solo deverá ser desenvolvido.

Finalmente, o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, pode ser numericamente definido por três faixas de período, abaixo apresentadas:

Para $0 \leq T \leq C_v / C_a .0{,}08$: $S_a(T) = a_{gs0} (18{,}75.T.C_a/C_v+1{,}0)$

Para $C_v / C_a .0{,}08 \leq T \leq C_v / C_a .0{,}4$: $S_a(T) = 2{,}5\ a_{gs0}$

Para $T \geq C_v / C_a .0{,}4$: $S_a(T) = a_{gs1}/T$

- **Categoria de Utilização e Fator de Importância de Utilização**

De acordo com sua utilização, as estruturas são classificadas por uma categoria e por um fator de importância, conforme indicado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator *I*
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: – Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área – Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes – Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes – Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes – Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias – Instituições penitenciárias – Quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes – Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III – Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: – Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias – Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência – Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência – Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III – Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência – Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo – Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional – Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal	1,50

- **Categoria Sísmica**

De acordo com a zona sísmica da estrutura, ela pode ser caracterizada por uma categoria sísmica, conforme Tabela 4.5, que define os requisitos para análise da estrutura.

Tabela 4.5 – Categoria sísmica

Zona sísmica	Categoria sísmica
Zonas 0 e 1	*A*
Zona 2	*B*
Zonas 3 e 4	*C*

- **Sistemas Básicos Sismo-Resistentes**

Em função do sistema estrutural sismo-resistente de cada estrutura, são definidos, na Tabela 4.6, os seguintes coeficientes: de modificação de resposta (R), de sobre-resistência (Ω_0) e de amplificação de deslocamentos (C_d). Estes serão utilizados na determinação das forças de projeto e deslocamentos da estrutura.

Tabela 4.6 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo–resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta R	Coeficiente de sobre-resistência Ω_0	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento especial	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5

Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

- **Irregularidades no Plano**

Estruturas que apresentem uma ou mais irregularidades estruturais no plano, de acordo com a Tabela 4.7, deverão considerar requisitos específicos de projeto.

Tabela 4.7 – Irregularidades estruturais no plano

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade
1	Irregularidade torsional, definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção acidental, medido transversalmente a um eixo, é maior do que 1,2 vez a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Os requisitos associados à irregularidade torsional não se aplicam se o diafragma for classificado como flexível, de acordo com 8.3.1
2	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica no plano, como elementos resistentes verticais consecutivos com eixos fora do mesmo plano
3	Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos em relação aos eixos ortogonais principais deste sistema

- **Irregularidades na Vertical**

Estruturas que apresentem uma ou mais irregularidades estruturais na vertical, listadas na Tabela 4.8, deverão considerar requisitos específicos de projeto.

Tabela 4.8 – Irregularidades estruturais na vertical

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade
4	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos afastados de uma distância maior de que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior
5	Caracterização de um "pavimento extremamente fraco", como aquele em que a sua resistência lateral é inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sismo-resistentes presentes na direção considerada

4.2. DEFINIÇÕES DO PROJETO

A seguir são apresentados os parâmetros, de acordo com a norma brasileira de sismo NBR 15421 [1], que caracterizam o projeto do Edifício Empresarial em estudo.

- **Zoneamento Sísmico Brasileiro**

Localização do Edifício: cidade de Rio Branco – Acre → **Zona 4** (a_g = 0,15.g)

- **Classe do Terreno**

Características do terreno de fundação:

- 40 metros de colúvio;
- velocidade de propagação das ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$ = 135 m/s;

Como $\overline{v_s}$ < 180 m/s → solo mole → **Classe E**

- **Espectro de Resposta**

Determinação dos parâmetros que definem espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$:

- Fatores de Amplificação Sísmica no Solo (para $a_g = 0,15.g$):

  $C_a = 2,1$ (para período de 0,0s)
  $C_v = 3,4$ (para período de 1,0s)

- Acelerações Espectrais:

  $a_{gs0} = C_a \cdot a_g = 2,1 \times 0,15.g \rightarrow a_{gs0} = 0,315.g$

  $a_{gs1} = C_v \cdot a_g = 3,4 \times 0,15.g \rightarrow a_{gs1} = 0,51.g$

- Definição Numérica:

  Para $0 \leq T \leq 0,13 \rightarrow S_a(T) = 0,315.g.\ (11,58.T + 1,0)$

  Para $0,13 \leq T \leq 0,65 \rightarrow S_a(T) = 0,79.g$

  Para $T \geq 0,65 \rightarrow S_a(T) = 0,51.g / T$

O espectro de resposta de projeto será obtido graficamente e aplicado à estrutura através do programa de análise estrutural SALT – UFRJ [3].

- **Categoria de Utilização e Fator de Importância de Utilização**

Características do Projeto: edifício de dez pavimentos destinados a escritórios.

- Categoria de utilização → I
- Fator de importância → $I = 1,0$

- **Categoria Sísmica**

Zona sísmica 4 → Categoria **C**

- **Sistemas Básicos Sismo-Resistentes**

Modelo 1: Pórticos de concreto com detalhamento usual.

- Coeficiente de modificação de resposta: $\mathbf{R = 3}$
- Coeficiente de sobre-resistência: $\mathbf{\Omega_0 = 3}$
- Coeficiente de amplificação de deslocamentos: $\mathbf{C_d = 2,5}$

Modelo 2: Embora haja uma mudança no sistema resistente na direção vertical do modelo 2, ele não poderá ser considerado como um sistema dual, resistido por pórticos e pilares-parede de concreto com detalhamento usual, visto que essa mudança se dá apenas acima do primeiro pavimento, não contemplando o pavimento térreo.
Segundo a Norma Brasileira [1], não se pode aplicar em um pavimento valores menos desfavoráveis para os coeficientes R, Ω_0 e C_d do que os aplicados nos pavimentos superiores.
Portanto, serão adotados, para o modelo 2, os mesmos coeficientes do modelo 1, que são os valores correspondentes ao pavimento térreo.

- **Irregularidades no Plano e na Vertical**

Modelo 1: não há irregularidades

Modelo 2: irregularidades tipos 1 (a ser verificada), 3 e 5

5. ANÁLISE SÍSMICA

Nessa seção, são inicialmente apresentados os critérios e métodos para a análise sísmica de estruturas de edifícios e, ao final, desenvolve-se a análise sísmica do Edifício Empresarial em estudo.

5.1. CRITÉRIOS PARA A ANÁLISE SÍSMICA

De acordo com norma NBR 15421 [1], categoria e zona sísmicas da edificação determinam o tipo de análise necessária para a consideração dos efeitos do sismo, da seguinte forma:

- Para estruturas de Categoria Sísmica A e na Zona Sísmica 0 → nenhuma verificação quanto à resistência sísmica é exigida;

- Para estruturas de Categoria Sísmica A e na Zona Sísmica 1 → admite-se verificação simplificada, considerando o sismo através da aplicação simultânea a todos os pisos, em cada uma das direções ortogonais, de cargas horizontais iguais a 1% dos pesos permanentes nos pisos;

- Para estruturas de Categoria Sísmica B ou C → permite-se a análise sísmica por processo aproximado (Forças Horizontais Equivalentes) ou por processos mais rigorosos, como Análise Espectral ou Análise por Históricos de Acelerações no Tempo.

5.2. MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA

As recomendações a serem apresentadas são aplicáveis ao projeto de estruturas de edificações, na verificação de sua segurança quanto às ações de sismos.

- **Método das Forças Horizontais Equivalentes**

Na aplicação do método das forças horizontais equivalentes, avalia-se a força horizontal total na base da estrutura, de acordo com a seguinte expressão:

$$H = C_s \cdot W$$

Onde,

W – peso total da estrutura correspondente às cargas permanentes
C_s – coeficiente de resposta sísmica, definido como:

$$C_s = \frac{2{,}5.\left(a_{gs0}/g\right)}{\left(R/I\right)}$$, onde g é a aceleração da gravidade.

O coeficiente de resposta sísmica não precisa ser maior do que o valor:

$$C_s = \frac{\left(a_{gs1}/g\right)}{T.\left(R/I\right)}$$

Seu valor mínimo a ser considerado é: $C_s = 0{,}01$

Vale destacar que a_{gs0} e a_{gs1} foram definidas em 4.2, no item Espectro de Resposta, e correspondem às acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente. Já o coeficiente de modificação de resposta R e o fator de importância I foram definidos nas Tabelas 4.6 e 4.4, respectivamente.

O período natural da estrutura (T) pode ser obtido, de modo aproximado, em função da altura total h_n do edifício, pela seguinte expressão:

$$T_a = C_T \cdot h_n^x$$

Onde h_n é a altura, em metros, da estrutura acima da base. Já o coeficiente de período da estrutura (C_T) e o correspondente valor de x são definidos por:

$C_T = 0{,}0724$ e $x = 0{,}8$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0{,}0466$ e $x = 0{,}9$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0{,}0731$ e $x = 0{,}75$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;

$C_T = 0{,}0488$ e $x = 0{,}75$ → para todas as outras estruturas.

Outra forma de se obter o período natural da estrutura (T) é através de um processo de extração modal, que considere as características mecânicas e de massa da estrutura. Entretanto, seu valor fica superiormente limitado pelo produto entre o coeficiente de limitação do período C_{up}, definido na Tabela 5.1, e o período natural aproximado da estrutura (T_a), acima apresentado.

Tabela 5.1 – Coeficiente de limitação do período

Zona sísmica	Coeficiente de limitação do período (C_{up})
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

A força horizontal total na base, H, é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x, seja aplicada uma força F_x, conforme a expressão:

$$F_x = C_{vx} \cdot H$$

Onde C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical, dado por:

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i \cdot h_i^k}$$

Sendo:

w_i e w_x : parcelas do peso efetivo total para as elevações i ou x, respectivamente;

h_i e h_x : altura entre a base e as elevações i ou x, respectivamente;

k : expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura (T), com os seguintes valores:

- para estruturas com período inferior a 0,5 s → k = 1;
- para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s → k = (T + 1,5)/2;
- para estruturas com período superior a 2,5 s → k = 2.

O modelo considerado para distribuição das forças sísmicas horizontais F_x pode também ser utilizado para avaliar os efeitos de torção na estrutura, que deve incluir um momento de torção inerente (M_t) nos pisos, resultado da excentricidade entre os centros de massa e rigidez, e um momento torcional acidental (M_{ta}), determinado para um deslocamento do centro de massa, em cada direção, igual a 5% da dimensão da estrutura localizada perpendicularmente à direção de aplicação das forças horizontais F_x. Em casos de aplicação simultânea de forças horizontais nas duas direções, basta considerar o momento acidental na direção mais crítica.

Para estruturas de categoria sísmica C, com irregularidade estrutural no plano do tipo 1, os momentos torcionais acidentais M_{ta}, em cada elevação, devem ser multiplicados pelo fator de amplificação torcional A_x, definido conforme a seguinte expressão:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{máx}}{1{,}2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2$$

Onde:

$\delta_{máx}$: deslocamento máximo em uma direção, para elevação x ;

δ_{avg} : média dos deslocamentos, na mesma direção, nos pontos extremos da estrutura, em um eixo transversal a esta direção;

Destaca-se que o fator A_x não deve ser maior do que 3,0.

A determinação dos deslocamentos absolutos das elevações δ_x e dos relativos dos pavimentos Δ_x devem ser determinados para a aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo da estrutura, que deve considerar os efeitos de torção e a redução da rigidez dos elementos de concreto pela fissuração. Essa redução de rigidez não será considerada neste trabalho.

Os deslocamentos absolutos δ_x, em uma elevação, avaliados em seu centro de massa, são determinados pela expressão:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I}$$

Onde:

C_d : coeficiente de amplificação dos deslocamentos;

δ_{xe} : deslocamento determinado em análise estática, considerando a aplicação das forças F_x;

I : fator de importância de utilização;

Os deslocamentos relativos dos pavimentos Δ_x são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos δ_x, dados nos centros de massa, entre as elevações acima ou abaixo do pavimento em questão, adotando-se o maior valor entre eles.

Para estruturas de categoria sísmica C, com irregularidade estrutural no plano do tipo 1, os deslocamentos relativos Δ_x devem ser determinados como a maior diferença entre os deslocamentos das elevações acima ou abaixo do pavimento em questão, avaliados ao longo de todo o contorno da estrutura.

De modo a limitar os possíveis danos causados pelos deslocamentos absolutos δ_x nas elevações, os deslocamentos relativos Δ_x de um pavimento x, são limitados apelos valores máximos definidos na Tabela 5.2, onde h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão.

Tabela 5.2 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δ_x)

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

- **Método Espectral**

O Método Espectral consiste em um método dinâmico de análise, em que o espectro de resposta é aplicado ao modelo estrutural, nas duas direções ortogonais, representando a excitação (aceleração) na base do mesmo.

Neste tipo de análise, a norma exige que o número de modos a ser considerado nos cálculos finais seja suficiente para mobilizar, no mínimo, 90% da massa total da estrutura, em cada uma das direções ortogonais analisadas.

Além disso, as respostas modais em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I / R e aquelas em termos de deslocamentos absolutos e relativos devem ser multiplicadas pelo fator C_d / R.

As respostas elásticas finais, para sismos aplicados em diferentes direções ortogonais, devem ser obtidas através da combinação das respostas de cada uma das direções, pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados.

Finalmente, caso a força horizontal total na base H_t, determinada pelo processo espectral, para uma direção ortogonal, seja inferior a 0,85 da força horizontal total na base H, determinada pelo método da forças horizontais equivalentes, todas as forças elásticas obtidas para essa direção devem ser multiplicadas por $0{,}85.H / H_t$, não sendo esta correção aplicável aos deslocamentos, absolutos ou relativos.

- **Método de Análise por Históricos de Acelerações no Tempo**

Este é também um método dinâmico de análise, em que um conjunto de históricos de acelerações no tempo (acelerogramas), independentes entre si, são aplicados à base do modelo estrutural, nas direções ortogonais relevantes da estrutura. A análise deverá considerar, no mínimo, três conjuntos de acelerogramas, que poderão ser registros de eventos reais ou gerados artificialmente.

As respostas, em termos de forças, momentos e reações de apoio, obtidas da análise de cada um desses acelerogramas, devem ser multiplicadas pelo fator I / R, enquanto que as respostas em deslocamentos estão dispensadas de correção.

Como verificação, a Norma Brasileira [1] exige que, caso a força horizontal máxima na base H_t, obtida com um determinado acelerograma, for inferior à força horizontal total na base H, determinada pelo método das forças horizontais equivalentes, para $C_s = 0{,}01$, todas as forças elásticas obtidas com este acelerograma devem ser multiplicadas por H / H_t.

Os efeitos estruturais finais correspondem à envoltória dos efeitos máximos obtidos para cada conjunto de acelerogramas considerados na análise.

5.3. ANÁLISE SÍSMICA – MODELO 1

Nesta seção, são aplicadas as recomendações da norma NBR 15421 [1] para o desenvolvimento da análise sísmica do Edifício Empresarial em estudo, utilizando o Método das Forças Horizontais Equivalentes e o Método Espectral.

- **Método das Forças Horizontais Equivalentes**

a) Determinação do período

O período natural aproximado é dado por:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

onde,

h_n = 37,82 m (altura da estrutura acima da base)
C_t = 0,0466 e x = 0,9 (coeficientes de período para estruturas cujas forças sísmicas são resistidas 100% por pórticos de concreto)

Logo,

$$T_a = 0{,}0466 \cdot (37{,}82)^{0{,}9} \quad \rightarrow \quad \mathbf{T_a = 1{,}23\ s}$$

O valor máximo para o período obtido por processo de extração modal é dado por:

$$T_{máx} = C_{up} \cdot T_a$$

Para a Zona 4, C_{up} = 1,5 → $\mathbf{T_{máx} = 1{,}85\ s}$

A extração dos primeiros modos de vibração e respectivas freqüências de vibração foi realizada através do programa SALT – UFRJ [3], obtendo-se um período natural máximo de $\mathbf{T_{modal} = 0{,}6494\ s}$, correspondente ao primeiro modo de vibração.
Sendo este período obtido por processo analítico e, portanto, mais preciso do que o aproximado, calculado anteriormente, seu valor será adotado nos cálculos a seguir.

b) Determinação do peso total da estrutura (desprezados os pesos dos revestimentos arquitetônicos)

- Volume de concreto:

Lajes: V_L = {[(8,23-0,5) x (7,62-0,5) x 7 x 2] + [(8,23-0,5) x (9,14-0,5) x 7]} x 0,15
V_L = 185,71 m^3 (por pavimento)

Vigas: V_V = [(8,23-0,9) x 7 x 4 + (7,62-0,9) x 2 x 8 + (9,14-0,9) x 8] x 0,50 x 1,10
V_V = 208,27 m^3 (por pavimento)

Número de pavimentos: n = 10 → V_L = 1857,1 m^3
V_V = 2082,7 m^3

Pilares: V_P = (0,9 x 0,9 x 37,82) x 32 → V_P = 980,3 m^3

Portanto:
Volume total de concreto: V = V_L + V_V + V_P → V = 4920,1 m^3

- Peso específico do concreto armado: γ_{ca} = 25 kN /m^3

Finalmente, vem:

Peso total da estrutura: W = V x γ_{ca} → **W = 123.003 kN**

c) Cálculo da força horizontal total

$$H = C_s \cdot W$$

Determinação do coeficiente de resposta sísmica:

$$C_s = \frac{2{,}5.\left(a_{gs0}/g\right)}{\left(R/I\right)} = \frac{2{,}5.\left(0{,}315.g/g\right)}{\left(3/1\right)} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Cs = 0{,}2625}$$

Valores limites:

Cs_{min} = 0,01 → Cs > Cs_{min} → Ok

$$C_{s\,máx} = \frac{\left(a_{gs1}/g\right)}{T.\left(R/I\right)} = \frac{\left(0{,}51.g/g\right)}{0{,}6494.\left(3/1\right)} \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{Cs_{máx} = 0{,}26178}$$

Como Cs > $Cs_{máx}$, será utilizado o valor máximo. Portanto,

$$H = C_{s\,máx} \cdot W = 0{,}26178 \times 123003 \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{H = 32.200\ kN}$$

d) Distribuição vertical das forças sísmicas

As forças sísmicas a serem aplicadas em cada elevação e as correspondentes forças que compõem o binário equivalente ao momento de torção acidental, calculadas conforme item 5.2, são apresentadas abaixo na Tabela 5.3, para a qual são necessárias as seguintes informações de entrada:

- Força horizontal total na base: H = 32.200 kN
- Peso total da estrutura: W = 123.003 kN
- Expoente de distribuição: k = 1,0747

Para levar em conta os momentos torsionais acidentais (M_{ta}), que decorrem de um deslocamento do centro de massa igual a 5% da direção considerada, aplica-se um binário, nos pórticos extremos, com forças de sinais contrários e de valor numérico igual a F_x /20.

Tabela 5.3 – Distribuição vertical das forças sísmicas – modelo 1

Andares	Peso efetivo por pavimento: Wi (kN)	Altura em relação à base - hi (m)	$(hi)^k$	Produto Wi x $(hi)^k$	C_{vx}	**F_x (kN)**	**F_x / 20 (kN)**
10º	12.300,3	37,82	49,61	610.229,26	0,1829	**5.890,9**	**294,5**
9º	12.300,3	34,16	44,47	547.000,03	0,1640	**5.280,5**	**264,0**
8º	12.300,3	30,50	39,37	484.275,77	0,1452	**4.675,0**	**233,7**
7º	12.300,3	26,84	34,32	422.112,55	0,1265	**4.074,9**	**203,7**
6º	12.300,3	23,18	29,31	360.581,22	0,1081	**3.480,9**	**174,0**
5º	12.300,3	19,52	24,37	299.774,27	0,0899	**2.893,9**	**144,7**
4º	12.300,3	15,86	19,50	239.817,87	0,0719	**2.315,1**	**115,8**
3º	12.300,3	12,20	14,71	180.895,02	0,0542	**1.746,3**	**87,3**
2º	12.300,3	8,54	10,02	123.297,27	0,0370	**1.190,3**	**59,5**
1º	12.300,3	4,88	5,49	67.571,02	0,0203	**652,3**	**32,6**

$\sum$ Wi. $(hi)^k$ = 3.335.554,29 $\sum$ Fx = 32.200,0

A seguir, na Figura 5.1, é apresentado o modelo tridimensional utilizado na análise estática equivalente do edifício, onde foram aplicadas as forças sísmicas horizontais em cada elevação, bem como o binário de forças equivalentes à torção acidental, de acordo com a Tabela 5.3.

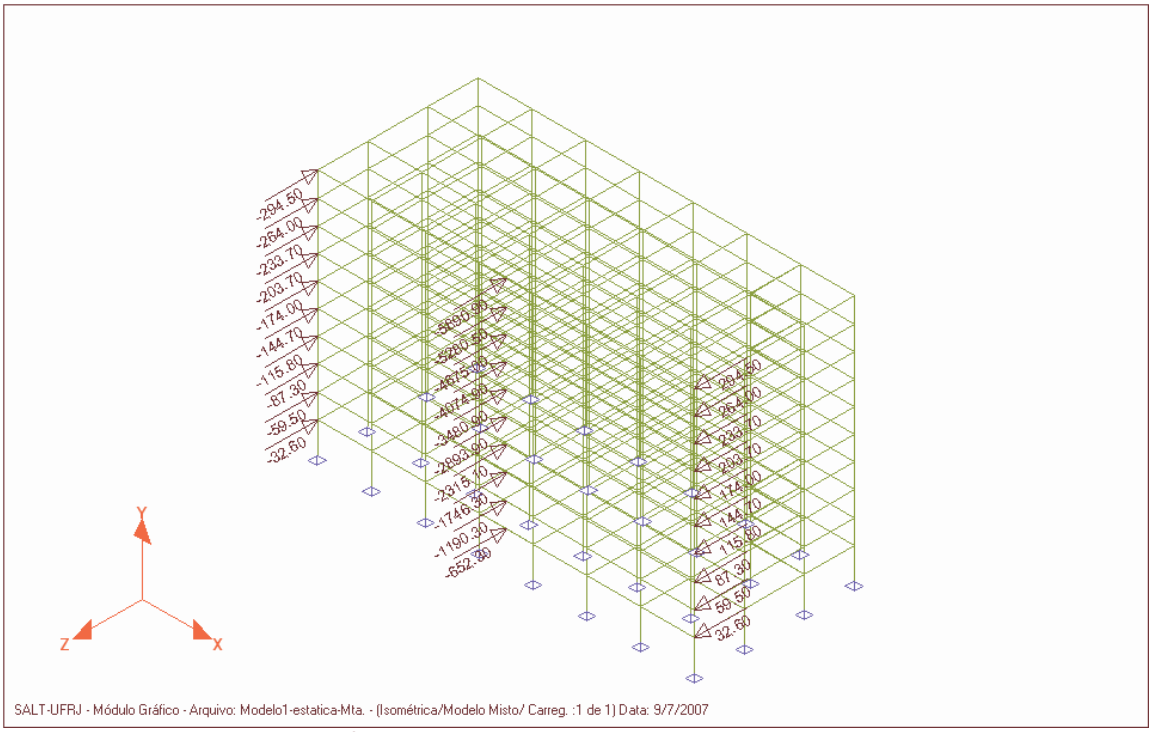

Figura 5.1 – Distribuição das forças horizontais aplicadas ao modelo 1 no programa SALT-UFRJ [3] – Vista tridimensional.

e) Resultados da análise estática – Modelo 1

A seguir, são apresentados os resultados da análise estática do modelo 1, em termos de deslocamentos, esforços normais e momentos fletores, para as colunas 1, 2, 3 e 4, considerando os efeitos da torção acidental. Deste modo, vale ressaltar que os deslocamentos não são avaliados nos centros de massa das elevações, mas sim, em pilares ao longo do contorno da estrutura. Além disso, não está sendo considerada a redução da rigidez da estrutura pela fissuração.

- Deslocamentos

Os resultados obtidos para os deslocamentos ao longo da direção Z (global) das colunas 1, 2, 3 e 4 são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 5.4, 5.5 , 5.6 e 5.7. Notar que, para nenhuma das colunas analisadas, os deslocamentos relativos de pavimento foram superiores a seu valor limite.

Graficamente, os deslocamentos absolutos ao longo do eixo Z, para as colunas 1, 2, 3 e 4, são apresentados, em módulo, na Figura 5.2, em função dos andares da estrutura.

Tabela 5.4 – Deslocamentos da coluna 1 (análise estática - modelo 1)

COLUNA 1						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
64	0	0,0	0	1,7	488	9,8
63	-6,6086E-03	1,7	1	1,7	366	7,3
96	-1,0402E-02	2,6	2	0,9	366	7,3
128	-1,4078E-02	3,5	3	0,9	366	7,3
160	-1,7685E-02	4,4	4	0,9	366	7,3
192	-2,1133E-02	5,3	5	0,9	366	7,3
224	-2,4334E-02	6,1	6	0,8	366	7,3
256	-2,7204E-02	6,8	7	0,7	366	7,3
288	-2,9663E-02	7,4	8	0,6	366	7,3
320	-3,1639E-02	7,9	9	0,5	366	7,3
352	-3,3114E-02	8,3	10	0,4	366	7,3

Tabela 5.5 – Deslocamentos da coluna 2 (análise estática - modelo 1)

COLUNA 2						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
62	0	0,0	0	1,7	488	9,8
61	-6,6507E-03	1,7	1	1,7	366	7,3
95	-1,0425E-02	2,6	2	0,9	366	7,3
127	-1,4118E-02	3,5	3	0,9	366	7,3
159	-1,7734E-02	4,4	4	0,9	366	7,3
191	-2,1193E-02	5,3	5	0,9	366	7,3
223	-2,4406E-02	6,1	6	0,8	366	7,3
255	-2,7287E-02	6,8	7	0,7	366	7,3
287	-2,9758E-02	7,4	8	0,6	366	7,3
319	-3,1749E-02	7,9	9	0,5	366	7,3
351	-3,3212E-02	8,3	10	0,4	366	7,3

Tabela 5.6 – Deslocamentos da coluna 3 (análise estática - modelo 1)

COLUNA 3						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
14	0	0,0	0	2,3	488	9,8
13	-9,3318E-03	2,3	1	2,3	366	7,3
71	-1,4420E-02	3,6	2	1,3	366	7,3
103	-1,9402E-02	4,9	3	1,3	366	7,3
135	-2,4292E-02	6,1	4	1,2	366	7,3
167	-2,8959E-02	7,2	5	1,1	366	7,3
199	-3,3281E-02	8,3	6	1,1	366	7,3
231	-3,7143E-02	9,3	7	1,0	366	7,3
263	-4,0440E-02	10,1	8	0,8	366	7,3
295	-4,3080E-02	10,8	9	0,7	366	7,3
327	-4,5017E-02	11,3	10	0,5	366	7,3

Tabela 5.7 – Deslocamentos da coluna 4 (análise estática - modelo 1)

COLUNA 4						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
10	0	0,0	0	2,3	488	9,8
9	-9,3887E-03	2,3	1	2,3	366	7,3
69	-1,4419E-02	3,6	2	1,3	366	7,3
101	-1,9401E-02	4,9	3	1,2	366	7,3
133	-2,4287E-02	6,1	4	1,2	366	7,3
165	-2,8950E-02	7,2	5	1,1	366	7,3
197	-3,3269E-02	8,3	6	1,1	366	7,3
229	-3,7129E-02	9,3	7	1,0	366	7,3
261	-4,0425E-02	10,1	8	0,8	366	7,3
293	-4,3066E-02	10,8	9	0,7	366	7,3
325	-4,4972E-02	11,2	10	0,4	366	7,3

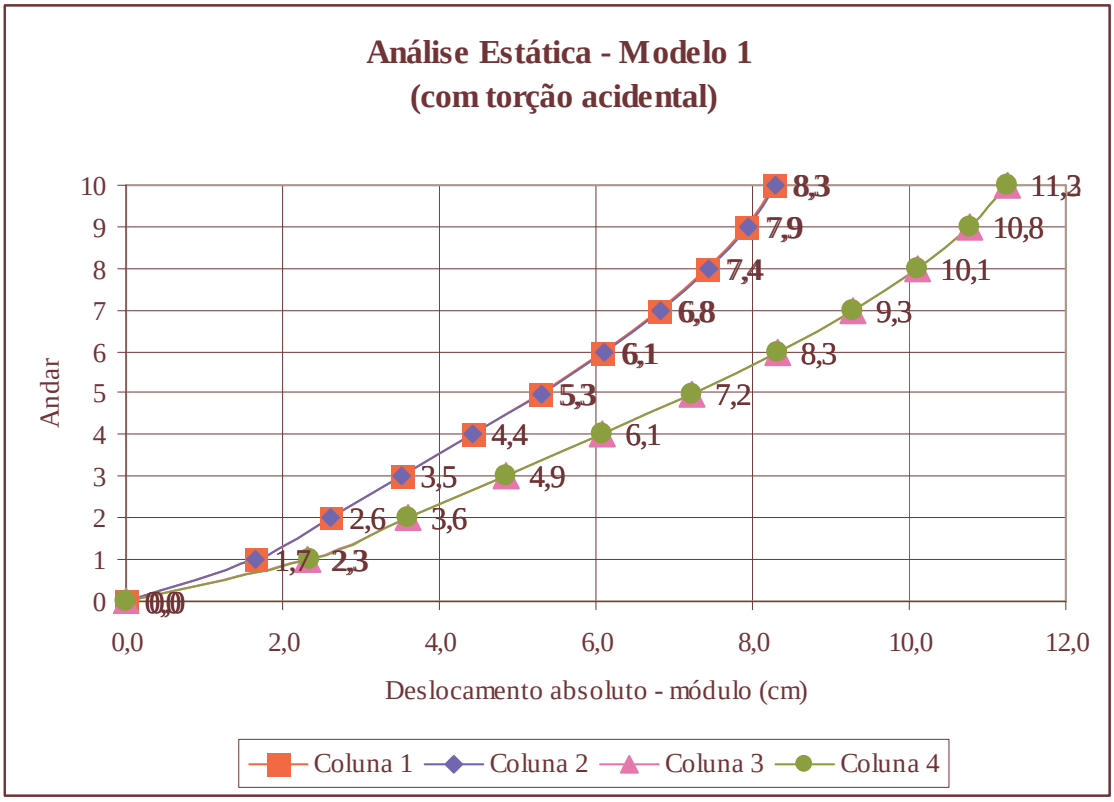

Figura 5.2 – Deslocamentos absolutos das colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise estática modelo 1

- Esforços Normais

A seguir, nas Figuras 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, respectivamente, em função dos andares da estrutura. Essas Figuras foram extraídas diretamente da opção *Diagrama em barras* do programa SALT – UFRJ [3].

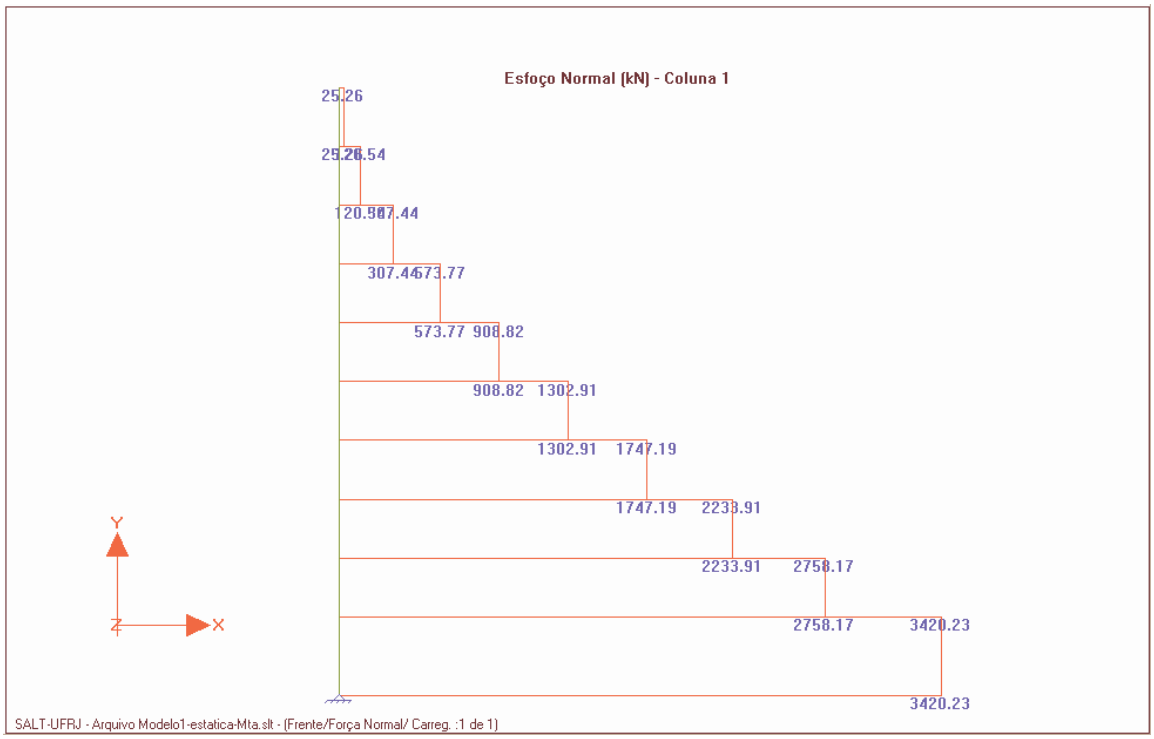

Figura 5.3 – Esforços normais na coluna 1 - Análise estática modelo 1

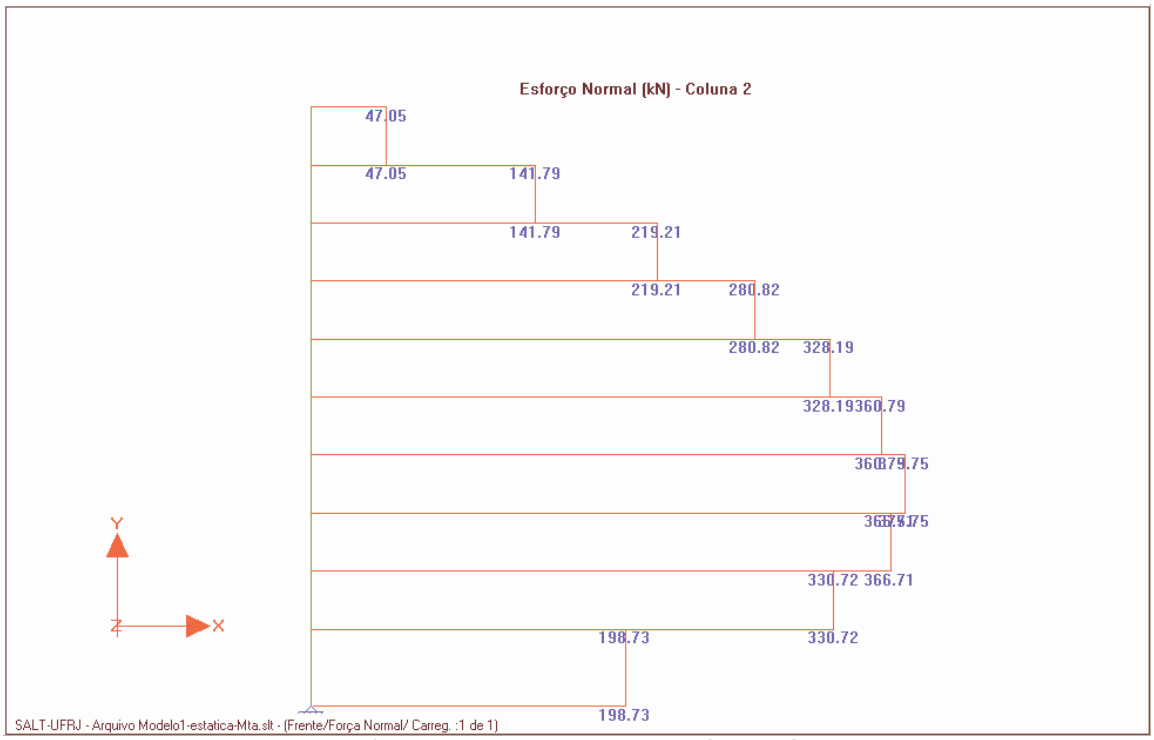

Figura 5.4 – Esforços normais na coluna 2 - Análise estática modelo 1

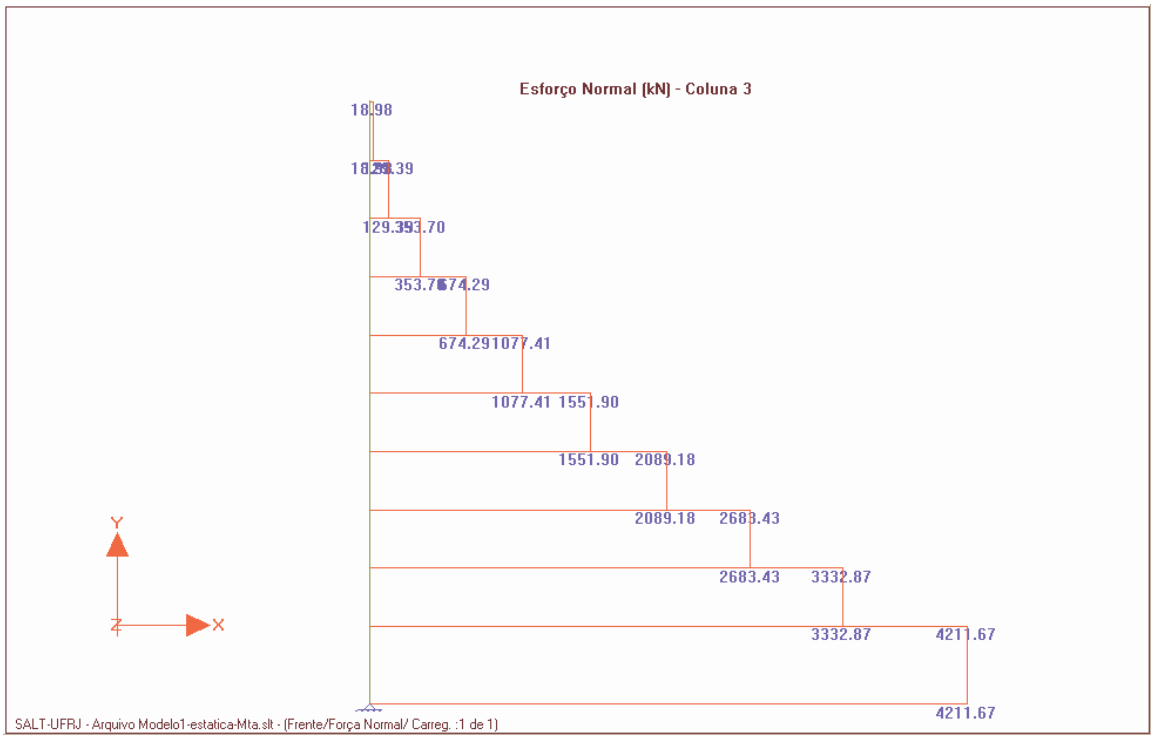

Figura 5.5 – Esforços normais na coluna 3 - Análise estática modelo 1

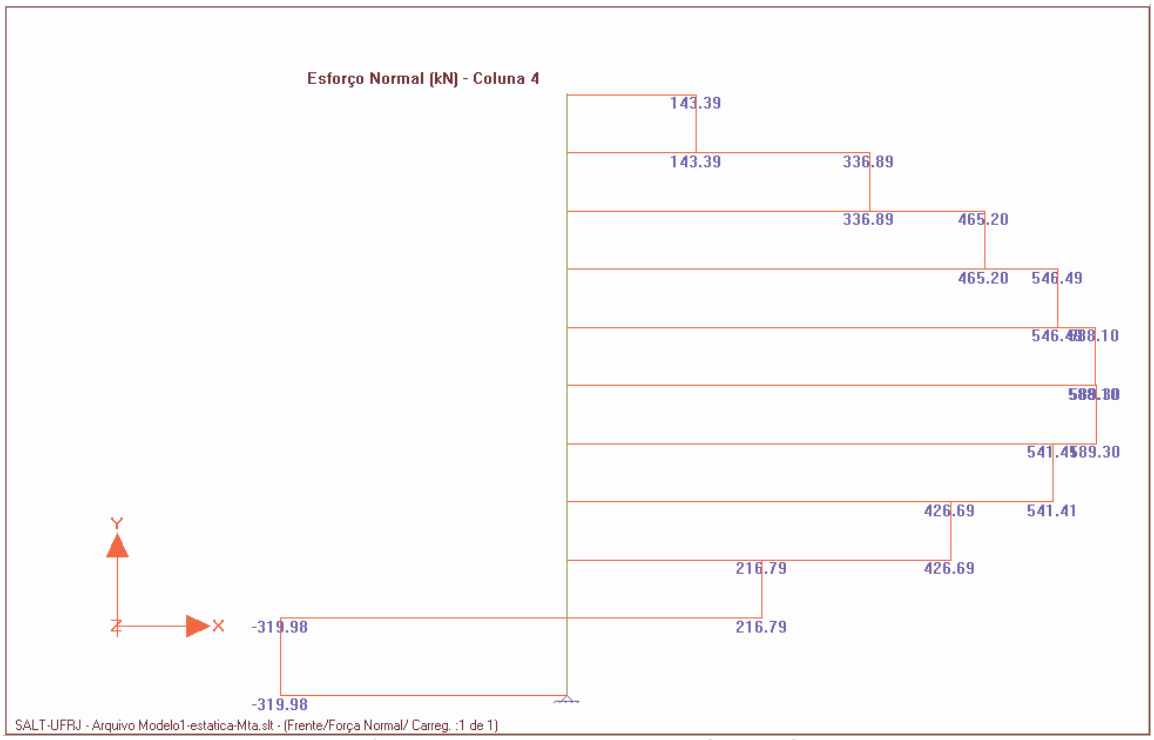

Figura 5.6 – Esforços normais na coluna 4 - Análise estática modelo 1

- Momentos Fletores

A seguir, nas Figuras 5.7, 5.8, 5.9 e 5.10, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), para as colunas 1, 2, 3 e 4, respectivamente, em função dos andares da estrutura. Essas Figuras foram extraídas diretamente da opção *Diagrama em barras* do programa SALT – UFRJ [3].

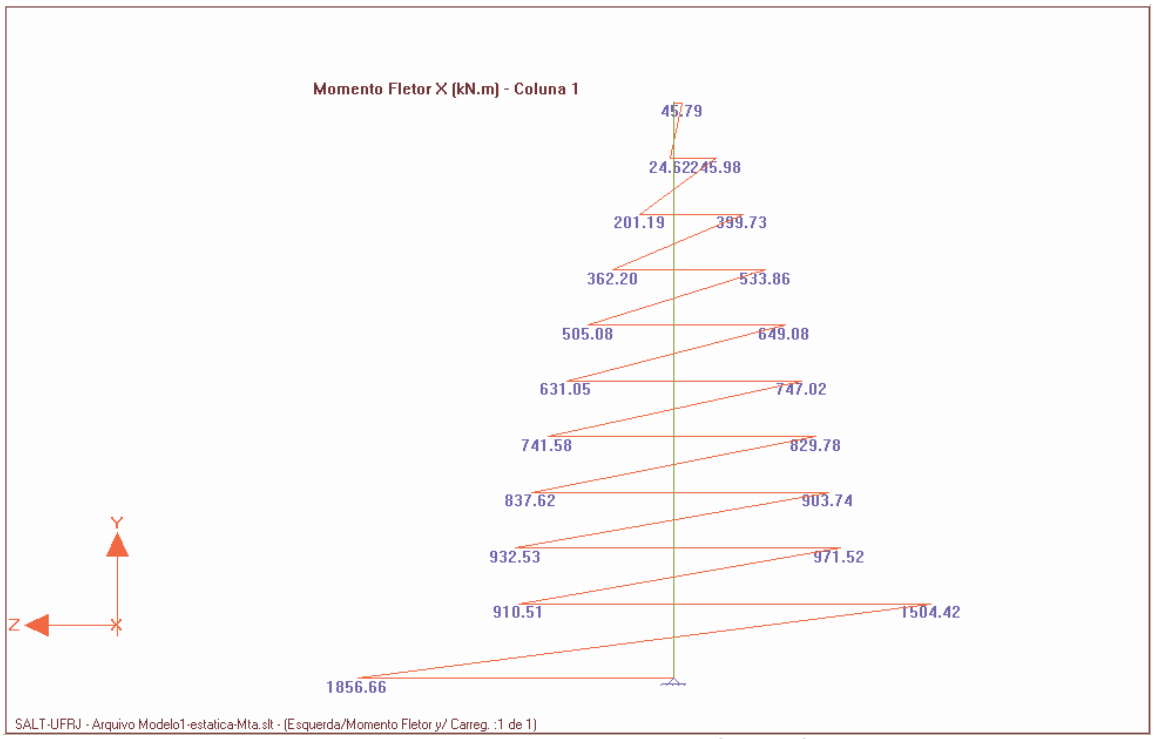

Figura 5.7 – Momentos Fletores na coluna 1 - Análise estática modelo 1

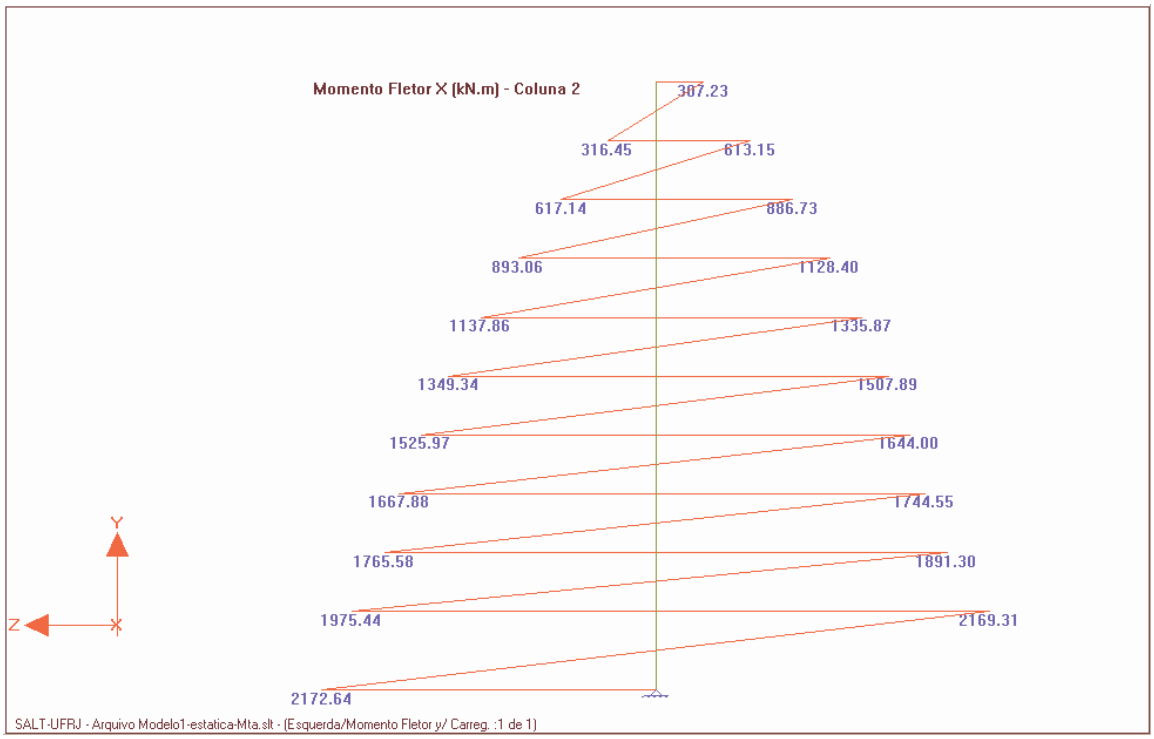

Figura 5.8 – Momentos Fletores na coluna 2 - Análise estática modelo 1

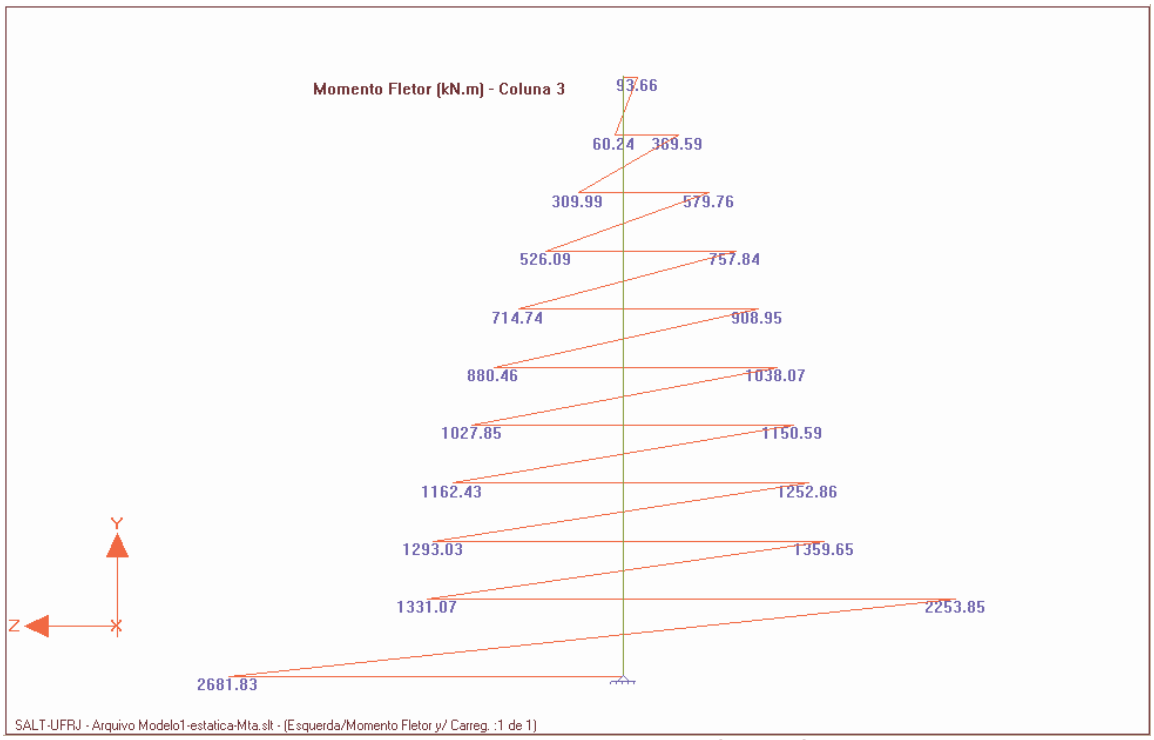

Figura 5.9 – Momentos Fletores na coluna 3 - Análise estática modelo 1

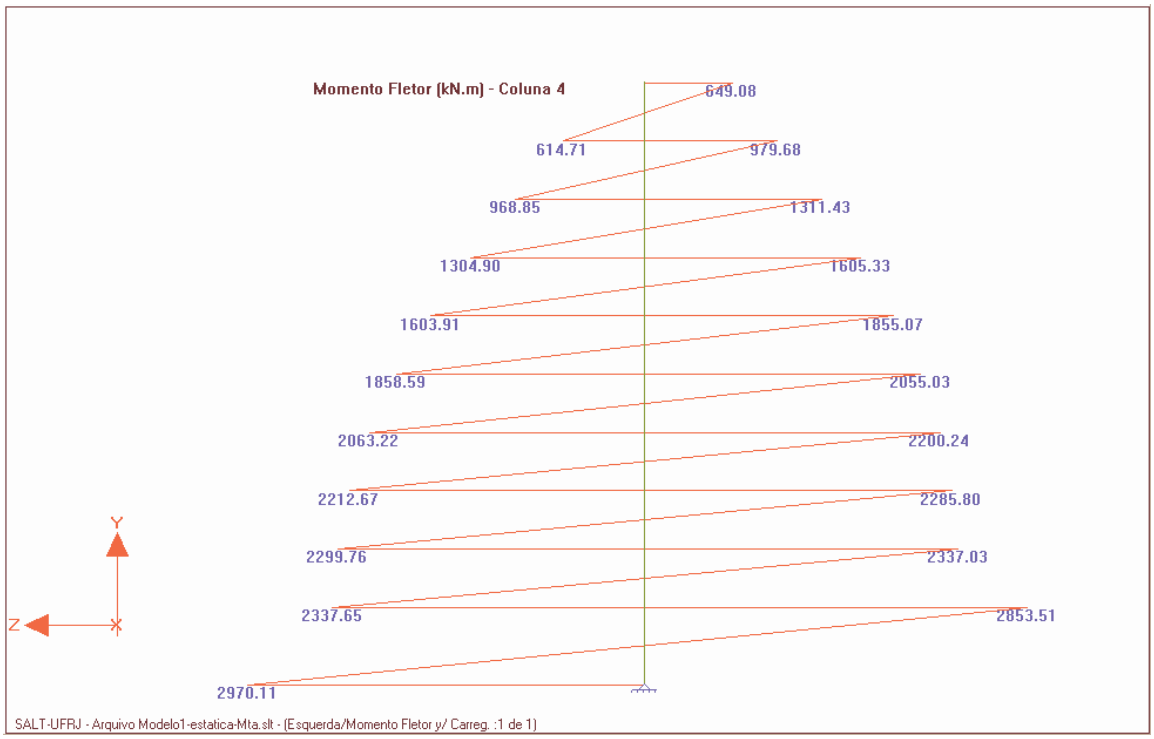

Figura 5.10 – Momentos Fletores na coluna 4 - Análise estática modelo 1

- **Método Espectral**

a) Espectro de resposta

O espectro de resposta, a ser utilizado na análise dinâmica pelo método espectral, foi determinado conforme item 4.2, pelo programa SALT – UFRJ [3] e encontra-se abaixo ilustrado na Figura 5.11.

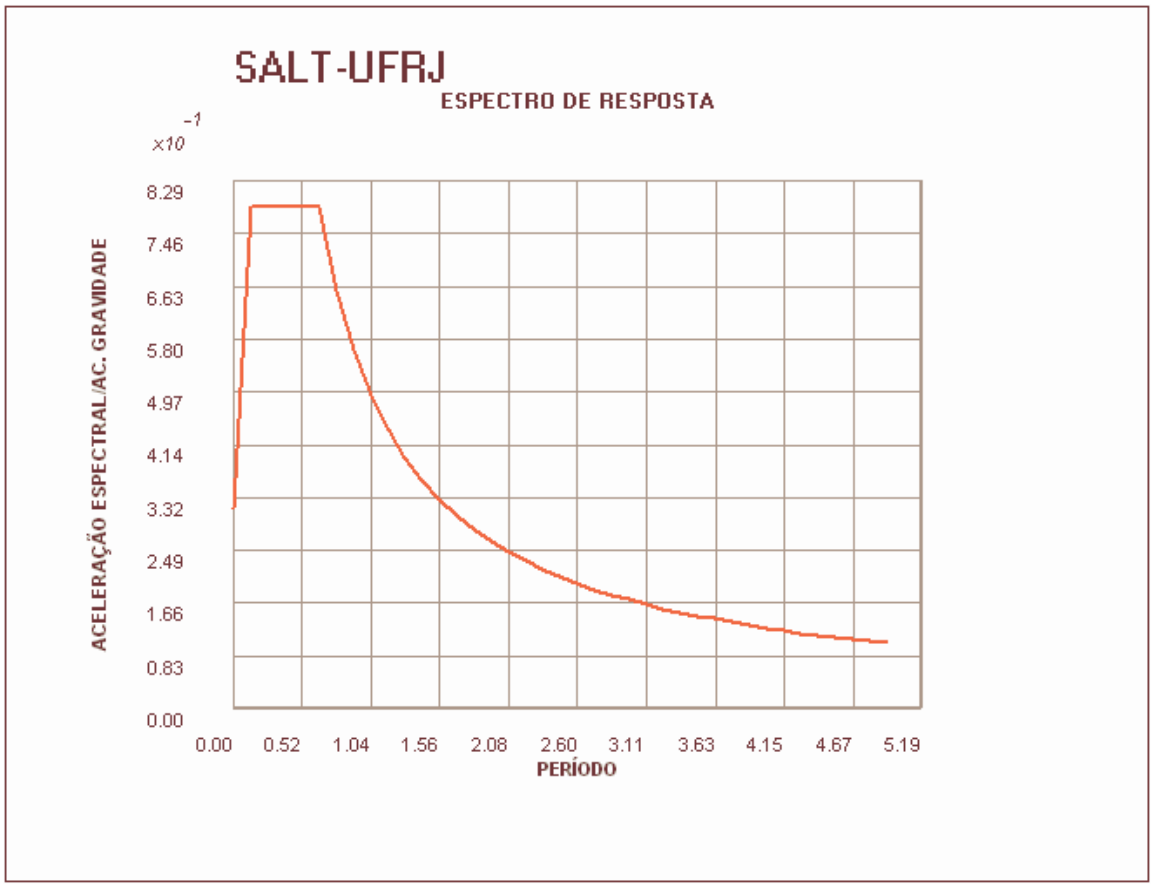

Figura 5.11 – Espectro de resposta - Análise dinâmica modelo 1

b) Resumo da análise espectral

A seguir, encontram-se alguns trechos extraídos do arquivo de saída da análise espectral do modelo 1, realizada pelo programa SALT – UFRJ [3], aplicando-se o espectro de resposta, apresentado anteriormente na Figura 5.11, ao modelo estrutural, ao longo da direção Z (global).

O espectro de resposta não foi considerado nas duas direções ortogonais do modelo, pois, devido à simetria da estrutura em relação ao eixo X (global), as forças aplicadas na direção longitudinal não provocam esforços na transversal. Portanto, para os pórticos transversais analisados, 1 e 8, não há diferença nos resultados.

```
*************************************************************************
   M O D O S   U T I L I Z A D O S
    -------------------------------

              MODO      FREQÜÊNCIA      FREQÜÊNCIA        PERÍODO
                         (rad/seg)        (Hertz)          (seg)
              ----   -------------     ----------        -------
                 1         9.6756         1.5399          0.6494
                 2        10.2776         1.6357          0.6113
                 3        10.5629         1.6811          0.5948
```

4	14.8248	2.3594	0.4238
5	14.8479	2.3631	0.4232
6	14.8513	2.3637	0.4231
7	14.8602	2.3651	0.4228
8	14.8610	2.3652	0.4228
9	14.8616	2.3653	0.4228
10	14.8668	2.3661	0.4226
11	14.8972	2.3710	0.4218
12	14.9464	2.3788	0.4204
13	18.3850	2.9261	0.3418
14	28.9425	4.6063	0.2171
15	30.8121	4.9039	0.2039
16	31.6494	5.0372	0.1985
17	52.6602	8.3811	0.1193
18	53.7879	8.5606	0.1168
19	70.7289	11.2569	0.0888
20	74.7808	11.9017	0.0840

NÚMERO DE MODOS UTILIZADOS: 20

A C E L E R A Ç Õ E S E S P E C T R A I S

MODO	FREQÜÊNCIA (rad/seg)	PERÍODO (seg)	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	9.6756	0.6494	0.00000	0.00000	7.70668
2	10.2776	0.6113	0.00000	0.00000	7.72047
3	10.5629	0.5948	0.00000	0.00000	7.72047
4	14.8248	0.4238	0.00000	0.00000	7.72047
5	14.8479	0.4232	0.00000	0.00000	7.72047
6	14.8513	0.4231	0.00000	0.00000	7.72047
7	14.8602	0.4228	0.00000	0.00000	7.72047
8	14.8610	0.4228	0.00000	0.00000	7.72047
9	14.8616	0.4228	0.00000	0.00000	7.72047
10	14.8668	0.4226	0.00000	0.00000	7.72047
11	14.8972	0.4218	0.00000	0.00000	7.72047
12	14.9464	0.4204	0.00000	0.00000	7.72047
13	18.3850	0.3418	0.00000	0.00000	7.72047
14	28.9425	0.2171	0.00000	0.00000	7.72047
15	30.8121	0.2039	0.00000	0.00000	7.72047
16	31.6494	0.1985	0.00000	0.00000	7.72047
17	52.6602	0.1193	0.00000	0.00000	7.33992
18	53.7879	0.1168	0.00000	0.00000	7.25082
19	70.7289	0.0888	0.00000	0.00000	6.25425
20	74.7808	0.0840	0.00000	0.00000	6.08281

E S P E C T R O S E F A T O R E S D E E S C A L A

Direção	Espectro	Fator de Escala
X	0	0.000
Y	0	0.000
Z	1	1.000

F A T O R E S D E P A R T I C I P A Ç Ã O M O D A L

MODO	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	-4.449076E-01	4.303797E-02	-1.071859E+02
2	1.072682E+02	2.453410E-02	-4.999071E+00
3	-2.449179E+01	-4.050066E-02	-1.787737E+01
4	4.666751E-02	1.083398E+01	-2.526683E-01

5	1.059683E-01	-2.518576E+00	1.740063E-01
6	-4.299436E-02	-1.019532E+00	6.370455E-01
7	-1.765720E-01	2.060942E+00	-1.730114E-01
8	4.685849E-02	1.406376E-01	2.293871E-01
9	-6.749816E-01	-1.789195E+00	-3.830047E-01
10	-4.829646E-01	1.175512E+00	-2.577194E-01
11	-3.845814E-01	6.394344E+00	3.584610E-01
12	-1.001150E-01	3.435789E-01	6.968130E-01
13	2.028067E+00	2.498322E+00	-1.135585E+00
14	4.457598E-01	2.975256E-01	3.754694E+01
15	-3.237096E+01	3.608202E-01	4.074213E-01
16	2.194826E+00	-3.557845E-01	2.392868E+00
17	-1.287673E+01	1.066474E-01	-7.359736E+00
18	-4.609269E-02	1.766197E-01	1.333551E+01
19	-4.071344E+00	1.124902E+00	-6.101057E+00
20	-2.668506E+00	3.194039E-01	3.492003E+00

M A S S A S T O T A I S

DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
14100.67543	13831.89551	15045.95607

M A S S A S A T I V A D A S P E L A A C E L E R A Ç Ã O

DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
13939.50112	13670.72120	14884.78176

M A S S A S E F E T I V A S

	INDIVIDUAL (%)			ACUMULADO (%)		
MODO	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	0.0	0.0	77.2	0.0	0.0	77.2
2	82.5	0.0	0.2	82.5	0.0	77.4
3	4.3	0.0	2.1	86.9	0.0	79.5
4	0.0	0.9	0.0	86.9	0.9	79.5
5	0.0	0.0	0.0	86.9	0.9	79.5
6	0.0	0.0	0.0	86.9	0.9	79.5
7	0.0	0.0	0.0	86.9	0.9	79.5
8	0.0	0.0	0.0	86.9	0.9	79.5
9	0.0	0.0	0.0	86.9	1.0	79.5
10	0.0	0.0	0.0	86.9	1.0	79.5
11	0.0	0.3	0.0	86.9	1.3	79.5
12	0.0	0.0	0.0	86.9	1.3	79.5
13	0.0	0.0	0.0	86.9	1.3	79.5
14	0.0	0.0	9.5	86.9	1.3	89.0
15	7.5	0.0	0.0	94.4	1.3	89.0
16	0.0	0.0	0.0	94.4	1.3	89.0
17	1.2	0.0	0.4	95.6	1.3	89.4
18	0.0	0.0	1.2	95.6	1.3	90.6
19	0.1	0.0	0.3	95.7	1.3	90.8
20	0.1	0.0	0.1	95.8	1.3	90.9

F O R Ç A N A B A S E

SIST	FORÇA X	FORÇA Y	FORÇA Z	MOMENTO X	MOMENTO Y	MOMENTO Z
GLOB	1503.67	100.19	90926.88	2309673.25	275625.54	42157.00

Momentos em relação à origem do sistema global de referência.

****

c) Verificação das forças obtidas pelo processo espectral

Força horizontal total na base:

. método das forças horizontais equivalentes: H = 32.200 kN
. método espectral: H_t = 90.926,88 .(I / R) = 90.926,88.(1/3) = 30.308,96 kN

(H_t / H) = 30.308,96 / 32.200 = 0,94 → H_t = 0,94 H

Como H_t > 0,85 H, não é preciso fazer nenhuma correção nos resultados obtidos pelo método espectral, em termos de forças elásticas.

d) Modos de vibração

A seguir, nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14, encontram-se as representações tridimensionais dos três primeiros modos de vibração da estrutura, extraídos diretamente do *Módulo Gráfico* do programa SALT – UFRJ [3], após a análise modal do modelo 1.

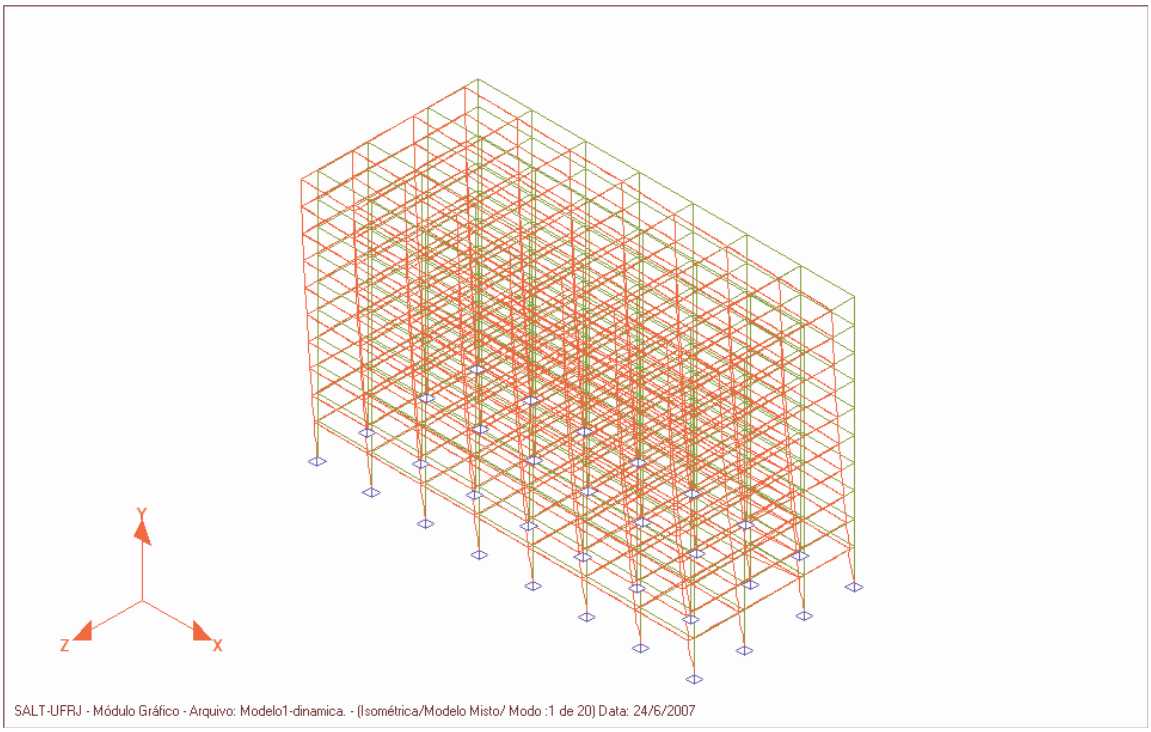

Figura 5.12 – Primeiro modo de vibração - Análise dinâmica modelo 1

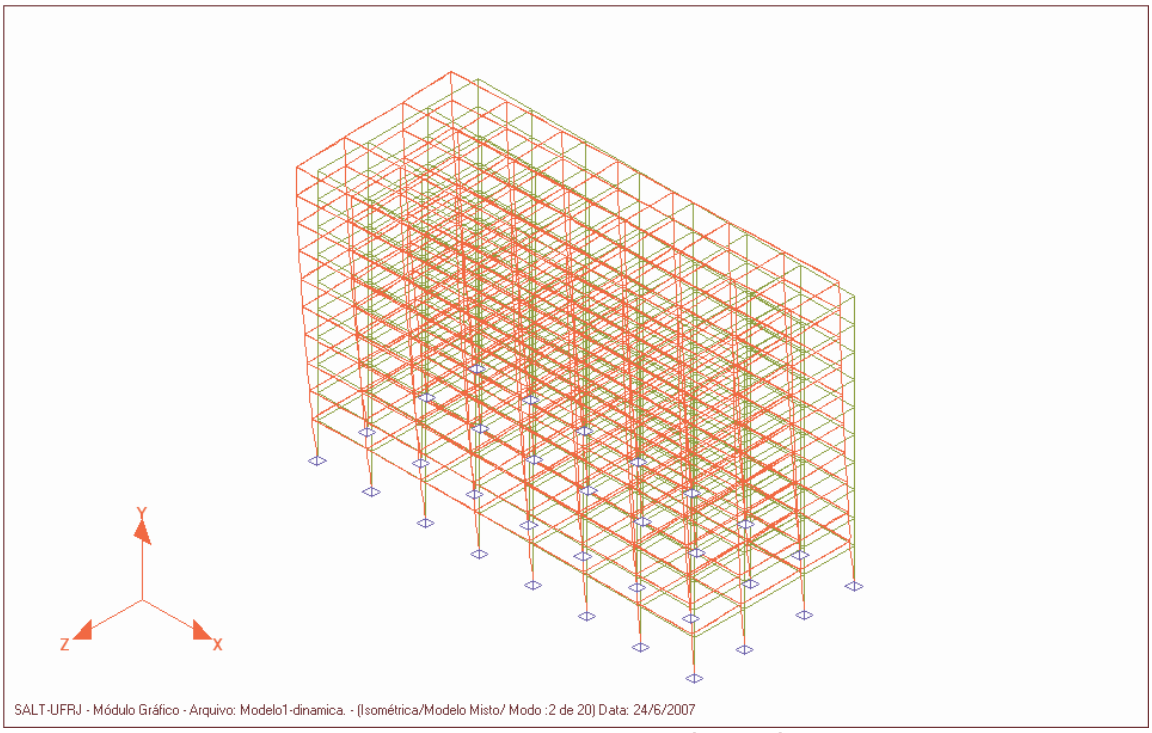

Figura 5.13 – Segundo modo de vibração - Análise dinâmica modelo 1

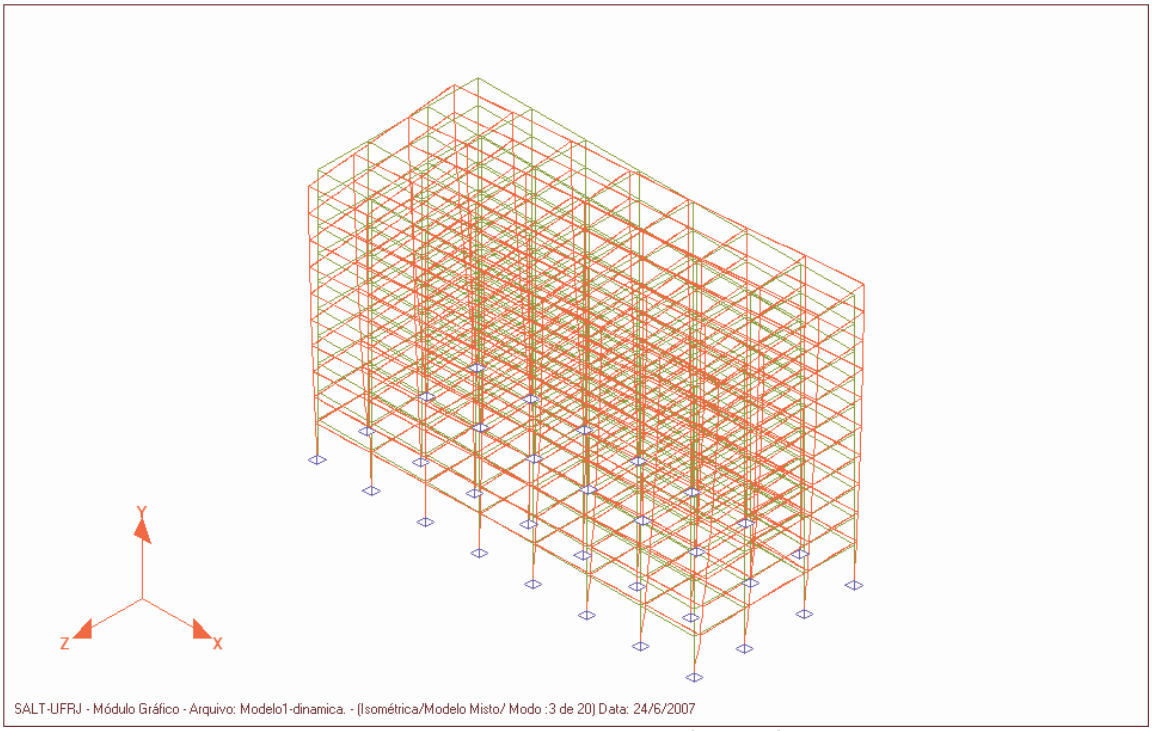

Figura 5.14 – Terceiro modo de vibração - Análise dinâmica modelo 1

e) Resultados da análise dinâmica – Modelo 1

A seguir, são apresentados os resultados da análise dinâmica do modelo 1, em termos de deslocamentos, esforços normais e momentos fletores, para as colunas 1, 2, 3 e 4. Vale ressaltar que, durante a análise dinâmica, os efeitos da torção acidental são considerados pelo modelo tridimensional e, por isso, a amplificação torcional pode ser desprezada. Dessa forma, os deslocamentos são avaliados para pilares ao longo do contorno da estrutura.

- Deslocamentos

Os resultados obtidos para os deslocamentos ao longo da direção Z (global) das colunas 1, 2, 3 e 4 são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 5.8, 5.9 , 5.10 e 5.11. Notar que, para nenhuma das colunas analisadas, os deslocamentos relativos de pavimento foram superiores a seu valor limite.

Graficamente, os deslocamentos absolutos ao longo do eixo Z, para as colunas 1, 2, 3 e 4, são apresentados, em módulo, na Figura 5.15, em função dos andares da estrutura.

Tabela 5.8 – Deslocamentos da coluna 1 (análise dinâmica - modelo 1)

COLUNA 1						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite(cm)
64	0	0,0	0	2,2	488	9,8
63	2,6347E-02	2,2	1	2,2	366	7,3
96	4,0773E-02	3,4	2	1,2	366	7,3
128	5,4640E-02	4,6	3	1,2	366	7,3
160	6,7986E-02	5,7	4	1,1	366	7,3
192	8,0456E-02	6,7	5	1,0	366	7,3
224	9,1770E-02	7,6	6	0,9	366	7,3
256	1,0167E-01	8,5	7	0,9	366	7,3
288	1,0996E-01	9,2	8	0,7	366	7,3
320	1,1645E-01	9,7	9	0,5	366	7,3
352	1,2104E-01	10,1	10	0,4	366	7,3

Tabela 5.9 – Deslocamentos da coluna 2 (análise dinâmica - modelo 1)

COLUNA 2						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Desloc. Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
62	0	0,0	0	2,2	488	9,8
61	2,6347E-02	2,2	1	2,2	366	7,3
95	4,0773E-02	3,4	2	1,2	366	7,3
127	5,4640E-02	4,6	3	1,2	366	7,3
159	6,7986E-02	5,7	4	1,1	366	7,3
191	8,0456E-02	6,7	5	1,0	366	7,3
223	9,1770E-02	7,6	6	0,9	366	7,3
255	1,0167E-01	8,5	7	0,9	366	7,3
287	1,0996E-01	9,2	8	0,7	366	7,3
319	1,1645E-01	9,7	9	0,5	366	7,3
351	1,2104E-01	10,1	10	0,4	366	7,3

Tabela 5.10 – Deslocamentos da coluna 3 (análise dinâmica - modelo 1)

COLUNA 3						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
14	0	0,0	0	1,7	488	9,8
13	2,0833E-02	1,7	1	1,7	366	7,3
71	3,1397E-02	2,6	2	0,9	366	7,3
103	4,1902E-02	3,5	3	0,9	366	7,3
135	5,2083E-02	4,3	4	0,8	366	7,3
167	6,1686E-02	5,1	5	0,8	366	7,3
199	7,0483E-02	5,9	6	0,7	366	7,3
231	7,8272E-02	6,5	7	0,9	366	7,3
263	8,4889E-02	7,1	8	0,6	366	7,3
295	9,0201E-02	7,5	9	0,4	366	7,3
327	9,4145E-02	7,8	10	0,3	366	7,3

Tabela 5.11 – Deslocamentos da coluna 4 (análise dinâmica - modelo 1)

COLUNA 4						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
10	0	0,0	0	1,7	488	9,8
9	2,0833E-02	1,7	1	1,7	366	7,3
69	3,1397E-02	2,6	2	0,9	366	7,3
101	4,1902E-02	3,5	3	0,9	366	7,3
133	5,2083E-02	4,3	4	0,8	366	7,3
165	6,1686E-02	5,1	5	0,8	366	7,3
197	7,0483E-02	5,9	6	0,7	366	7,3
229	7,8272E-02	6,5	7	0,9	366	7,3
261	8,4889E-02	7,1	8	0,6	366	7,3
293	9,0201E-02	7,5	9	0,4	366	7,3
325	9,4145E-02	7,8	10	0,3	366	7,3

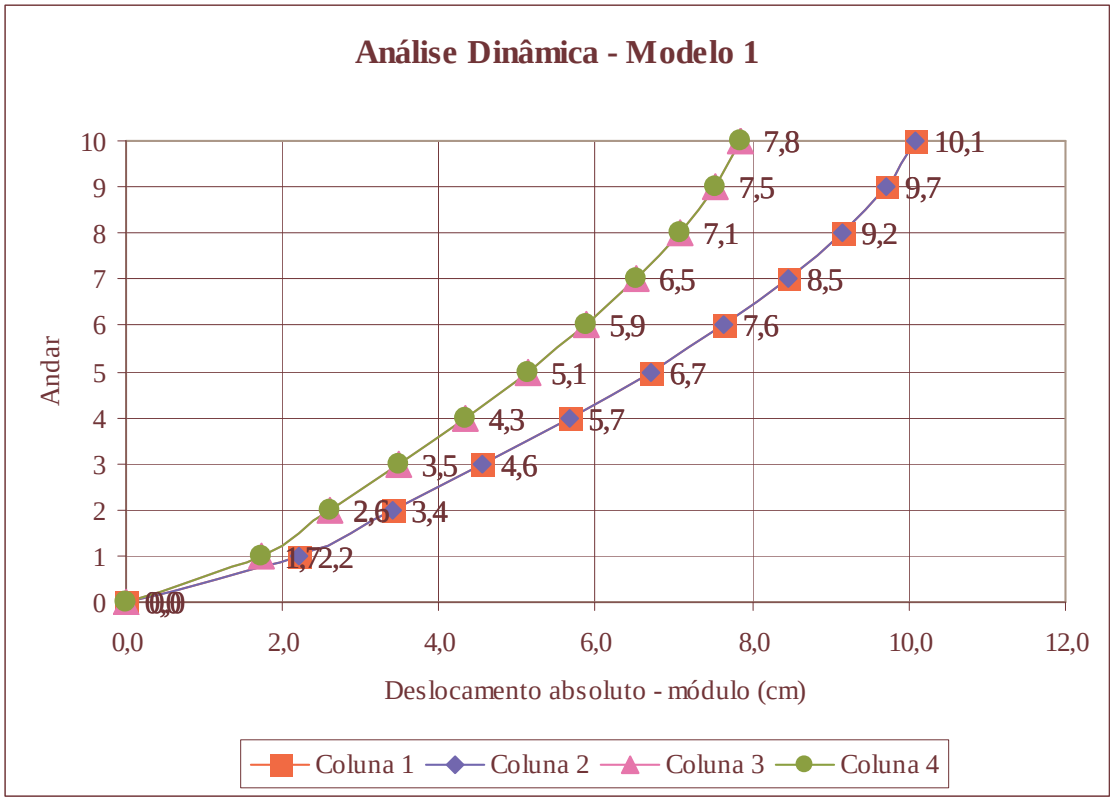

Figura 5.15 – Deslocamentos absolutos das colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 1

- Esforços Normais

A seguir, na Figura 5.16, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

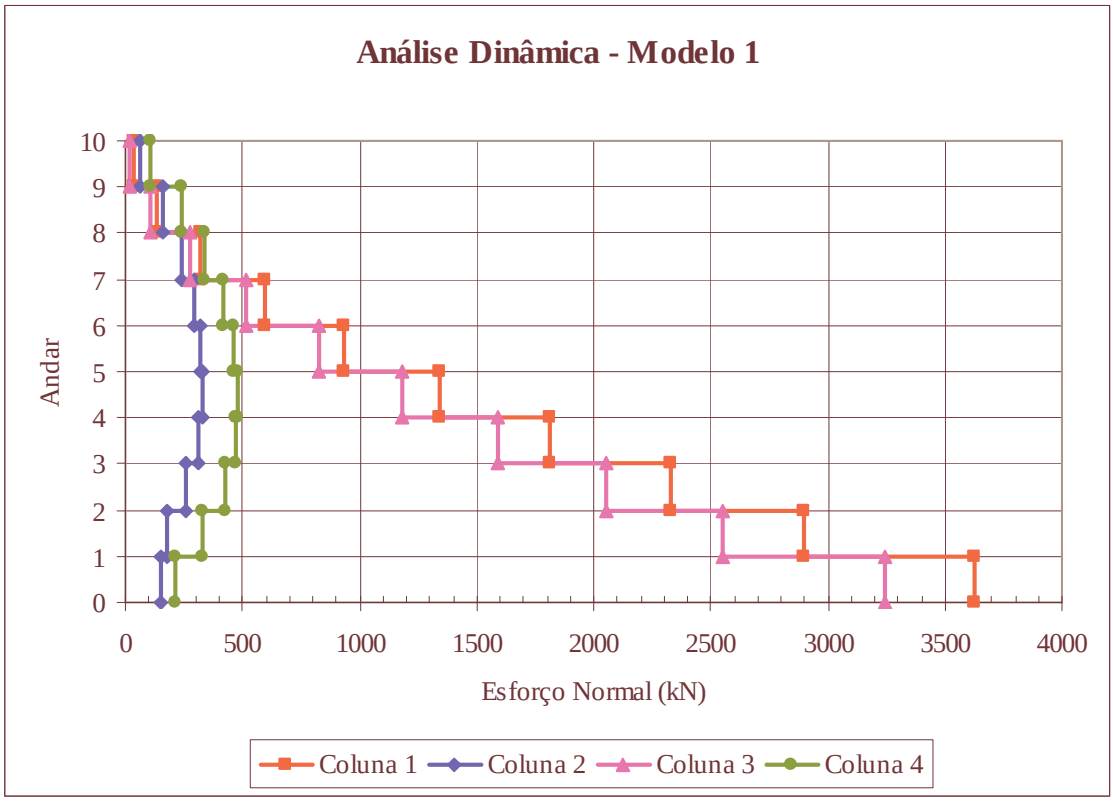

Figura 5.16 – Esforços normais nas colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 1

- Momentos Fletores

A seguir, na Figura 5.17, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), para as colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

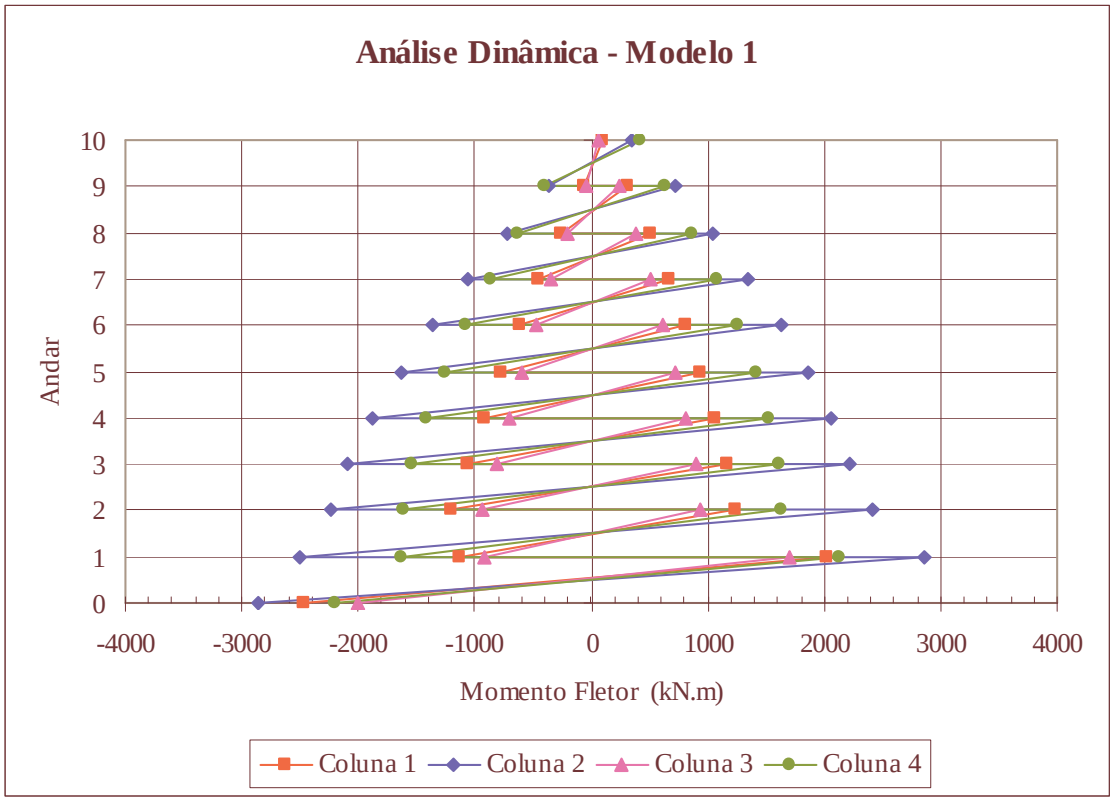

Figura 5.17 – Momentos Fletores nas colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 1

5.4. ANÁLISE SÍSMICA – MODELO 2

- **Método das Forças Horizontais Equivalentes**

a) Determinação do período

Conforme calculado para o modelo 1, o período natural aproximado é:

$\mathbf{T_a = 1{,}23\ s}$

E o valor máximo para o período obtido por processo de extração modal é:

$\mathbf{T_{máx} = 1{,}85\ s}$

A extração dos primeiros modos de vibração e respectivas freqüências de vibração para o segundo modelo estrutural foi também realizada através do programa SALT – UFRJ [3], obtendo-se um período natural máximo de $\mathbf{T_{modal} = 0{,}6242\ s}$, correspondente ao primeiro modo de vibração.

Sendo este período obtido por processo analítico e, portanto, mais preciso do que o aproximado, calculado anteriormente, seu valor será adotado nos cálculos a seguir.

b) Determinação do peso total da estrutura

O peso total da estrutura do modelo 2 é equivalente ao do modelo 1. Portanto:

W = 123.003 kN

c) Cálculo da força horizontal total

$$H = C_s \cdot W$$

Conforme calculado para o modelo 1, o coeficiente de resposta sísmica é:

Cs = 0,2625

Valores limites:

$Cs_{min} = 0{,}01 \quad \rightarrow \quad Cs > Cs_{min} \quad \rightarrow \quad$ Ok

$$C_{s\,máx} = \frac{\left(a_{gs1}/g\right)}{T.\left(R/I\right)} = \frac{\left(0{,}51.g/g\right)}{0{,}6242.\left(3/1\right)} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Cs_{máx} = 0{,}27235}$$

Como $Cs > Cs_{máx}$, será utilizado o valor máximo. Portanto,

$$H = C_{s\,máx} \cdot W = 0{,}27235 \times 123003 \quad \rightarrow \quad \mathbf{H = 33.500\ kN}$$

d) Distribuição vertical das forças sísmicas

As forças sísmicas a serem aplicadas em cada elevação e as correspondentes forças que compõem o binário equivalente ao momento de torção acidental, calculadas conforme item 5.2, são apresentadas abaixo na Tabela 5.12, para a qual são necessárias as seguintes informações de entrada:

- Força horizontal total na base: H = 33.500 kN
- Peso total da estrutura: W = 123.003 kN
- Expoente de distribuição: k = 1,0621

Tabela 5.12 – Distribuição vertical das forças sísmicas – modelo 2

Andares	Peso efetivo por pavimento: Wi (kN)	Altura em relação à base - hi (m)	$(hi)^k$	Produto Wi x $(hi)^k$	C_{vx}	**F_x (kN)**	**F_x / 20 (kN)**
10º	12.300,3	37,82	47,39	582.926,41	0,1820	**6.096,0**	**304,8**
9º	12.300,3	34,16	42,54	523.196,73	0,1633	**5.471,3**	**273,6**
8º	12.300,3	30,50	37,71	463.863,89	0,1448	**4.850,9**	**242,5**
7º	12.300,3	26,84	32,92	404.972,57	0,1264	**4.235,0**	**211,8**
6º	12.300,3	23,18	28,18	346.579,35	0,1082	**3.624,4**	**181,2**
5º	12.300,3	19,52	23,48	288.758,19	0,0901	**3.019,7**	**151,0**
4º	12.300,3	15,86	18,83	231.610,22	0,0723	**2.422,1**	**121,1**
3º	12.300,3	12,20	14,25	175.282,47	0,0547	**1.833,0**	**91,7**
2º	12.300,3	8,54	9,76	120.009,91	0,0375	**1.255,0**	**62,8**
1º	12.300,3	4,88	5,38	66.234,83	0,0207	**692,7**	**34,6**
			$\sum$ Wi. $(hi)^k$ =	3.203.434,57	$\sum$ Fx =	33.500,0	

A seguir, na Figura 5.18, é apresentado o modelo tridimensional utilizado na análise estática equivalente do edifício, onde foram aplicadas as forças sísmicas horizontais em cada elevação, bem como os binários de forças equivalentes à torção acidental, de acordo com a Tabela 5.12.

Os binários de forças foram aplicados à estrutura de forma a provocar uma rotação negativa em torno do eixo Y global, amplificando os deslocamentos do pórtico 8 e reduzindo os do pórtico 1. Dessa forma, obtém-se a situação mais desfavorável para a verificação da existência da irregularidade no plano do tipo 1.

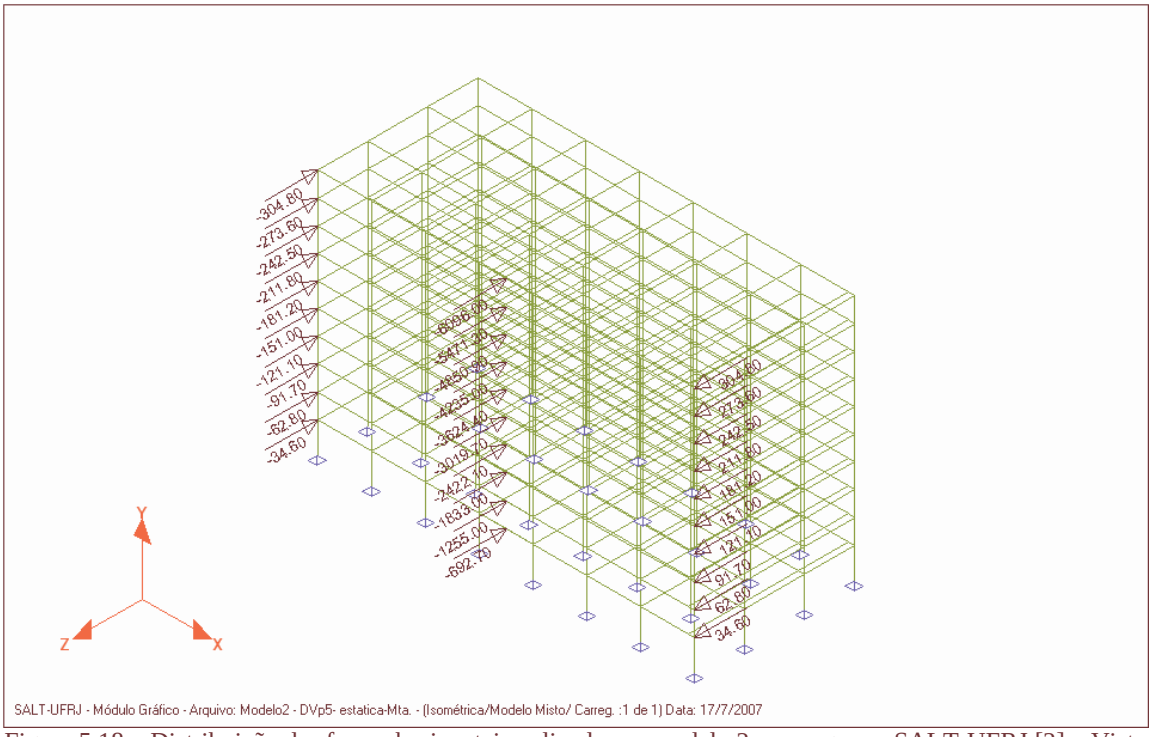

Figura 5.18 – Distribuição das forças horizontais aplicadas ao modelo 2 no programa SALT-UFRJ [2] – Vista tridimensional.

e) Resultados da análise estática – Modelo 2 (com torção acidental)

A seguir, nas Tabelas 5.13 e 5.14 e na Figura 5.19, são apresentados os resultados em termos de deslocamentos para as colunas extremas 1 e 4, de modo a verificar a ocorrência da irregularidade no plano tipo 1.

Tabela 5.13 – Deslocamentos da coluna 1 – modelo 2 (com torção acidental)

COLUNA 1						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto(cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
64	0	0,0	0	1,9	488	9,8
63	-7,5137E-03	1,9	1	1,9	366	7,3
96	-8,0009E-03	2,0	2	0,1	366	7,3
128	-8,4881E-03	2,1	3	0,1	366	7,3
160	-8,9753E-03	2,2	4	0,2	366	7,3
192	-9,4625E-03	2,4	5	0,2	366	7,3
224	-9,9497E-03	2,5	6	0,1	366	7,3
256	-1,0437E-02	2,6	7	0,1	366	7,3
288	-1,0924E-02	2,7	8	0,2	366	7,3
320	-1,1411E-02	2,9	9	0,2	366	7,3
352	-1,1899E-02	3,0	10	0,1	366	7,3

Tabela 5.14 – Deslocamentos da coluna 4 – modelo 2 (com torção acidental)

COLUNA 4						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
10	0	0,0	0	2,6	488	9,8
9	-1,0475E-02	2,6	1	2,6	366	7,3
69	-1,6323E-02	4,1	2	1,5	366	7,3
101	-2,2273E-02	5,6	3	1,5	366	7,3
133	-2,8188E-02	7,0	4	1,5	366	7,3
165	-3,3855E-02	8,5	5	1,5	366	7,3
197	-3,9093E-02	9,8	6	1,3	366	7,3
229	-4,3745E-02	10,9	7	1,1	366	7,3
261	-4,7675E-02	11,9	8	1,0	366	7,3
293	-5,0768E-02	12,7	9	0,8	366	7,3
325	-5,2935E-02	13,2	10	0,5	366	7,3

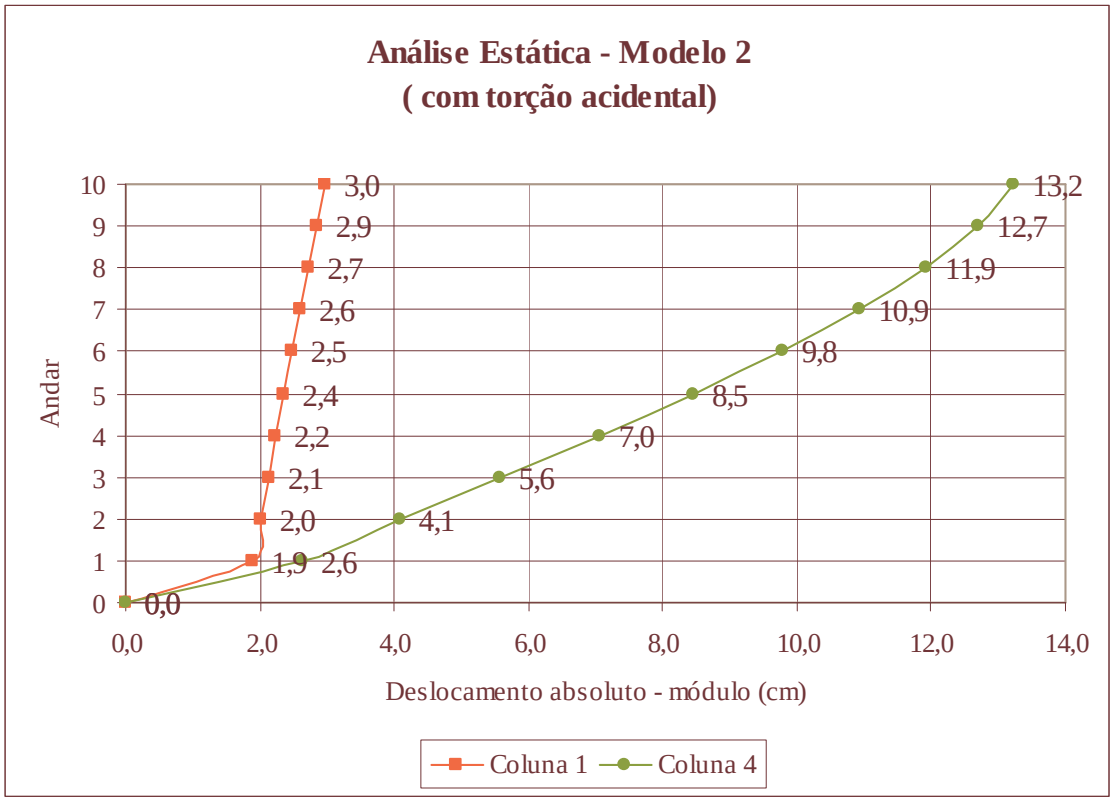

Figura 5.19 – Deslocamentos absolutos das colunas 1 e 4 – Análise estática modelo 2.

f) Verificação da irregularidade tipo 1

A verificação da existência de irregularidade no plano do tipo 1, para o modelo 2, será feita para os deslocamentos do décimo andar do edifício, conforme apresentado a seguir:

- Deslocamento relativo máximo de pavimento: $\Delta x_{máx} = 0{,}5$ cm

- Média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades:

$$\Delta x_{med} = (0{,}5 + 0{,}1) / 2 = 0{,}3 \text{ cm}$$

- Condição de existência da irregularidade: $\Delta x_{máx} > 1{,}2 \,.\, \Delta x_{med}$

- Verificação: 0,5 cm > 1,2 . 0,3 = 0,36 cm → **Existe irregularidade do tipo 1 para o modelo 2**

g) Cálculo do fator de amplificação torcional A_x

Confirmada a existência da irregularidade tipo 1, os momentos acidentais, aplicados em cada pavimento da estrutura, devem ser majorados pelo fator de amplificação torcional A_x. A seguir, na Tabela 5.15, são apresentados os valores destes fatores para cada pavimento do edifício e sua aplicação às correspondentes forças que compõem o binário equivalente ao momento de torção acidental. Vale ressaltar que o valor do fator A_x não deve ser superior a 3,0.

Tabela 5.15 – Fator de amplificação torcional Ax

Andar	Desloc. Absol. Coluna 1 (cm)	Desloc. Absol. Coluna 4 (cm)	**A_x**	F_x / 20 (kN)	**(F_x / 20).Ax (kN)**
10º	3,0	13,2	**1,9**	304,8	**564,4**
9º	2,9	12,7	**1,9**	273,6	**506,6**
8º	2,7	11,9	**1,8**	242,5	**445,9**
7º	2,6	10,9	**1,8**	211,8	**383,4**
6º	2,5	9,8	**1,8**	181,2	**319,9**
5º	2,4	8,5	**1,7**	151,0	**256,2**
4º	2,2	7,0	**1,6**	121,1	**193,5**
3º	2,1	5,6	**1,5**	91,7	**133,5**
2º	2,0	4,1	**1,3**	62,8	**78,5**
1º	1,9	2,6	**0,9**	34,6	**32,6**

h) Análise estática para torção acidental majorada – Modelo 2

De forma a se obter os maiores deslocamentos nos pórticos 1 e 8, os binários de forças equivalentes foram aplicados ao modelo estrutural nos dois sentidos do eixo Z global, provocando rotações em torno do eixo Y global nos dois sentidos.

Sendo assim, foram realizadas duas análises estáticas: uma para as rotações em torno do eixo Y com sentido negativo, chamadas de Rotação A, e outra para as rotações com sentido positivo, chamadas de Rotação B.

A seguir, nas Figuras 5.20 e 5.21, são apresentados os modelos tridimensionais das novas análises estáticas do edifício, onde foram aplicadas as forças sísmicas horizontais em cada elevação e os binários de forças equivalentes à torção acidental majorada, conforme Tabela 5.15, para as rotações A e B, respectivamente.

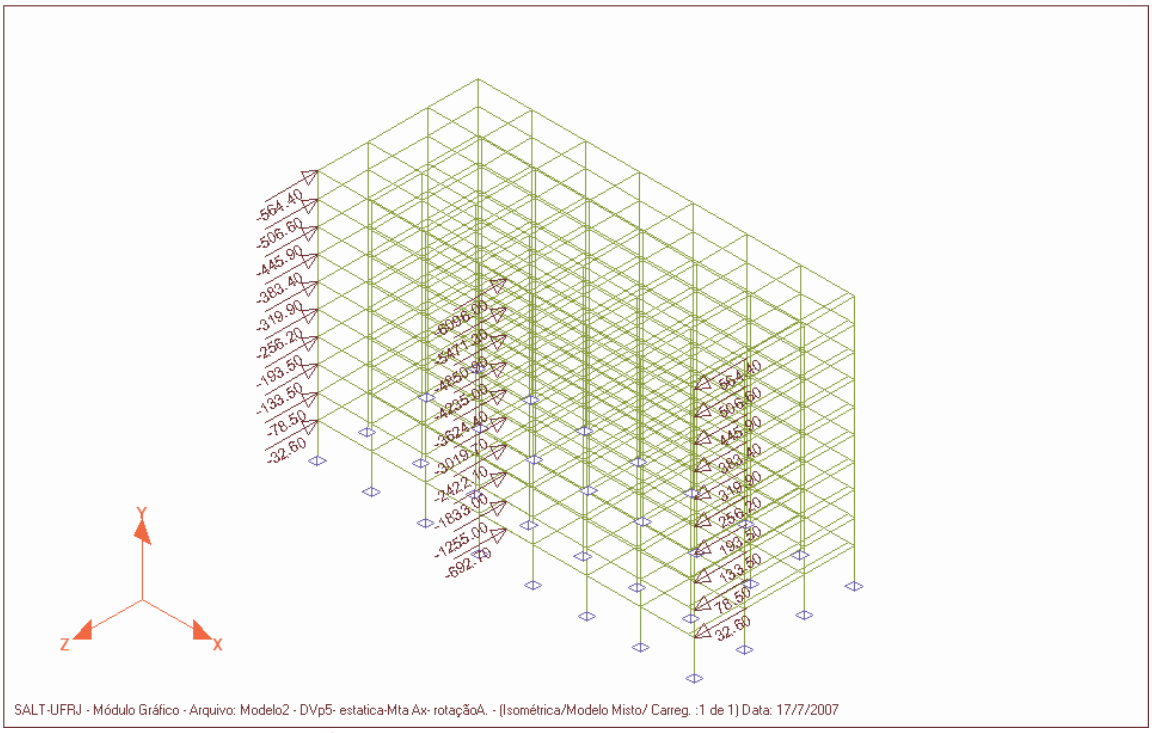

Figura 5.20 – Distribuição das forças horizontais aplicadas ao modelo 2 no programa SALT-UFRJ [3] – Vista tridimensional – Rotação A.

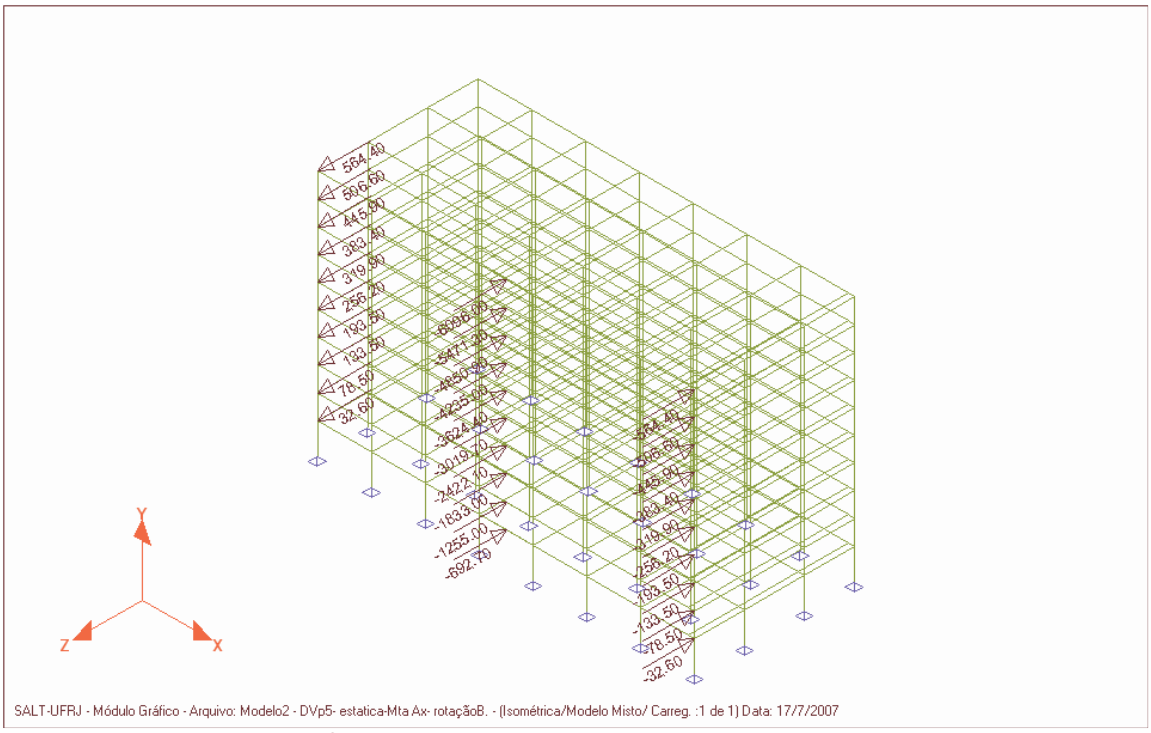

Figura 5.21 – Distribuição das forças horizontais aplicadas ao modelo 2 no programa SALT-UFRJ [3] – Vista tridimensional – Rotação B.

i) Resultados da análise estática – Modelo 2 (com torção acidental majorada)

Para os resultados, a seguir, são apresentados apenas os valores máximos obtidos em cada uma das análises estáticas realizadas. Portanto, para as colunas 1 e 2, localizadas no pórtico 1, os resultados em termos de deslocamento, esforço normal e momento fletor foram extraídos da análise estática para rotação B. Já os resultados das colunas 3 e 4, localizadas no pórtico 8, são provenientes da análise estática para rotação A.

- Deslocamentos:

Os resultados obtidos para os deslocamentos ao longo da direção Z (global) das colunas 1, 2, 3 e 4 são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 5.16, 5.17 , 5.18 e 5.19. Notar que, para nenhuma das colunas analisadas, os deslocamentos relativos de pavimento foram superiores a seu valor limite.

Graficamente, os deslocamentos absolutos ao longo do eixo Z, para as colunas 1, 2, 3 e 4, são apresentados, em módulo, na Figura 5.22, em função dos andares da estrutura.

Tabela 5.16 – Deslocamentos da coluna 1 – modelo 2 (com torção acidental majorada)

COLUNA 1						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
64	0	0,0	0	3,1	488	9,8
63	-1,2506E-02	3,1	1	3,1	366	7,3
96	-1,3247E-02	3,3	2	0,2	366	7,3
128	-1,3989E-02	3,5	3	0,2	366	7,3
160	-1,4730E-02	3,7	4	0,2	366	7,3
192	-1,5472E-02	3,9	5	0,2	366	7,3
224	-1,6214E-02	4,1	6	0,2	366	7,3
256	-1,6955E-02	4,2	7	0,2	366	7,3
288	-1,7697E-02	4,4	8	0,2	366	7,3
320	-1,8439E-02	4,6	9	0,2	366	7,3
352	-1,9180E-02	4,8	10	0,2	366	7,3

Tabela 5.17 – Deslocamentos da coluna 2 – modelo 2 (com torção acidental majorada)

COLUNA 2						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
62	0	0,0	0	3,1	488	9,8
61	-1,2506E-02	3,1	1	3,1	366	7,3
95	-1,3247E-02	3,3	2	0,2	366	7,3
127	-1,3989E-02	3,5	3	0,2	366	7,3
159	-1,4730E-02	3,7	4	0,2	366	7,3
191	-1,5472E-02	3,9	5	0,2	366	7,3
223	-1,6214E-02	4,1	6	0,2	366	7,3
255	-1,6955E-02	4,2	7	0,2	366	7,3
287	-1,7697E-02	4,4	8	0,2	366	7,3
319	-1,8439E-02	4,6	9	0,2	366	7,3
351	-1,9180E-02	4,8	10	0,2	366	7,3

Tabela 5.18 – Deslocamentos da coluna 3 – modelo 2 (com torção acidental majorada)

COLUNA 3						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
14	0	0,0	0	2,9	488	9,8
13	-1,1491E-02	2,9	1	2,9	366	7,3
71	-1,7974E-02	4,5	2	1,6	366	7,3
103	-2,4455E-02	6,1	3	1,6	366	7,3
135	-3,0888E-02	7,7	4	1,6	366	7,3
167	-3,7048E-02	9,3	5	1,6	366	7,3
199	-4,2745E-02	10,7	6	1,4	366	7,3
231	-4,7808E-02	12,0	7	1,3	366	7,3
263	-5,2089E-02	13,0	8	1,0	366	7,3
295	-5,5457E-02	13,9	9	0,9	366	7,3
327	-5,7862E-02	14,5	10	0,6	366	7,3

Tabela 5.19 – Deslocamentos da coluna 4 – modelo 2 (com torção acidental majorada)

COLUNA 4						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
10	0	0,0	0	2,9	488	9,8
9	-1,1560E-02	2,9	1	2,9	366	7,3
69	-1,7966E-02	4,5	2	1,6	366	7,3
101	-2,4444E-02	6,1	3	1,6	366	7,3
133	-3,0865E-02	7,7	4	1,6	366	7,3
165	-3,7014E-02	9,3	5	1,2	366	7,3
197	-4,2699E-02	10,7	6	1,4	366	7,3
229	-4,7752E-02	11,9	7	1,2	366	7,3
261	-5,2024E-02	13,0	8	1,1	366	7,3
293	-5,5389E-02	13,8	9	0,8	366	7,3
325	-5,7743E-02	14,4	10	0,6	366	7,3

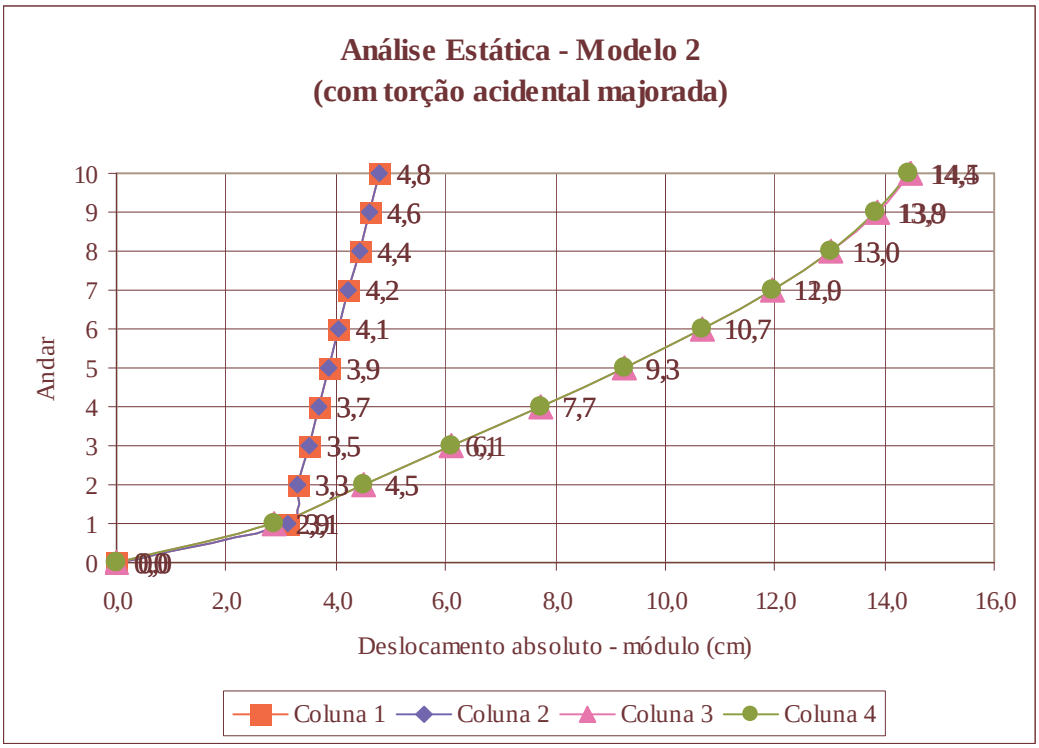

Figura 5.22 – Deslocamentos absolutos das colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise estática modelo 2.

- Esforço Normal:

A seguir, na Figura 5.23, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

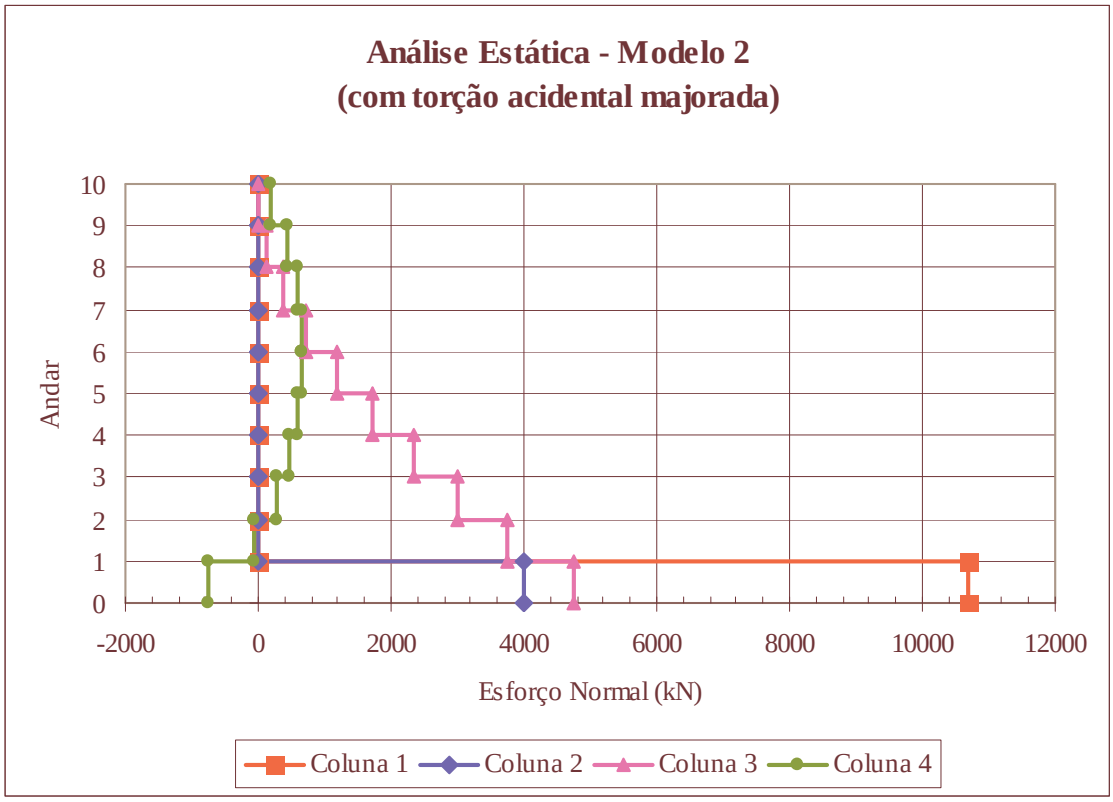

Figura 5.23 – Esforços normais nas colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise estática modelo 2.

- Momento Fletor:

A seguir, na Figura 5.24, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), para as colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

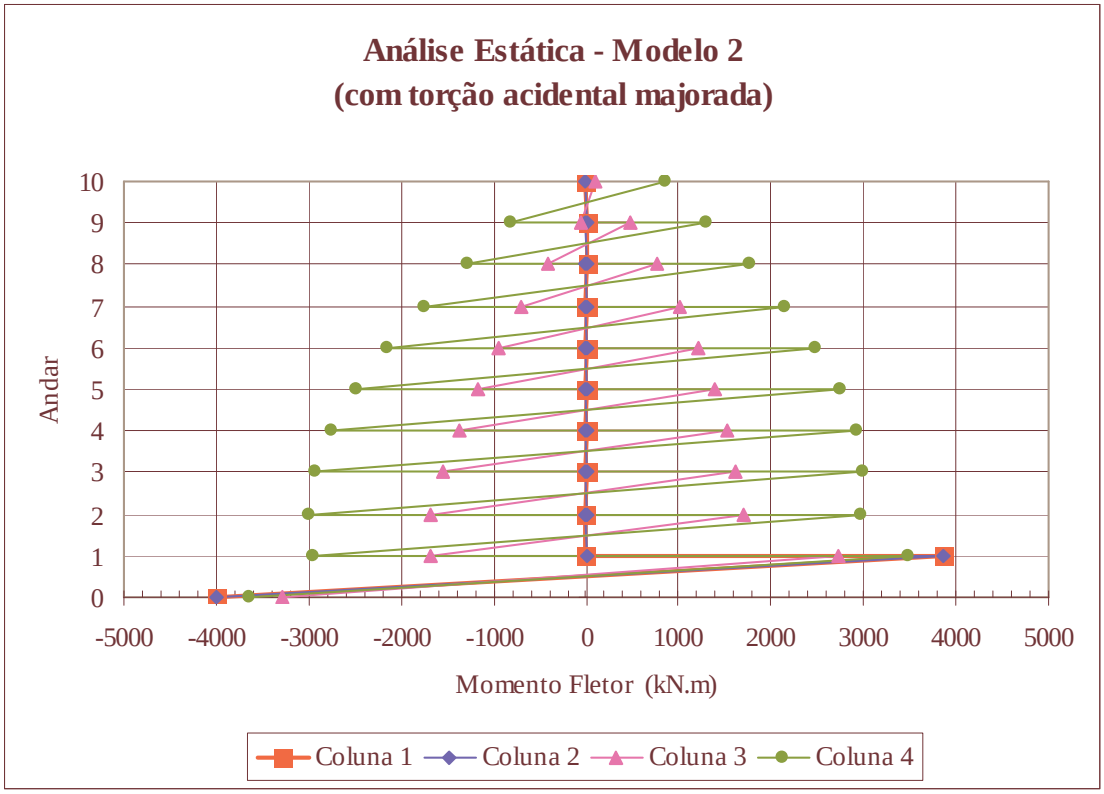

Figura 5.24 – Momentos fletores das colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise estática modelo 2.

j) Resultados finais da análise estática – Modelo 2 (consideração de Ω_0)

Como a estrutura do modelo 2 apresenta irregularidade na vertical do tipo 5 e o edifício possui mais de dois pavimentos, os resultados em termos de esforço normal e momento fletor devem ser multiplicados pelo coeficiente de sobre-resistência Ω_0, cujo valor, conforme item 4.2, é 3. A seguir, encontram-se os resultados corrigidos para esse coeficiente.

- Esforço Normal:

A seguir, na Figura 5.25, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais, majorados por Ω_0, ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

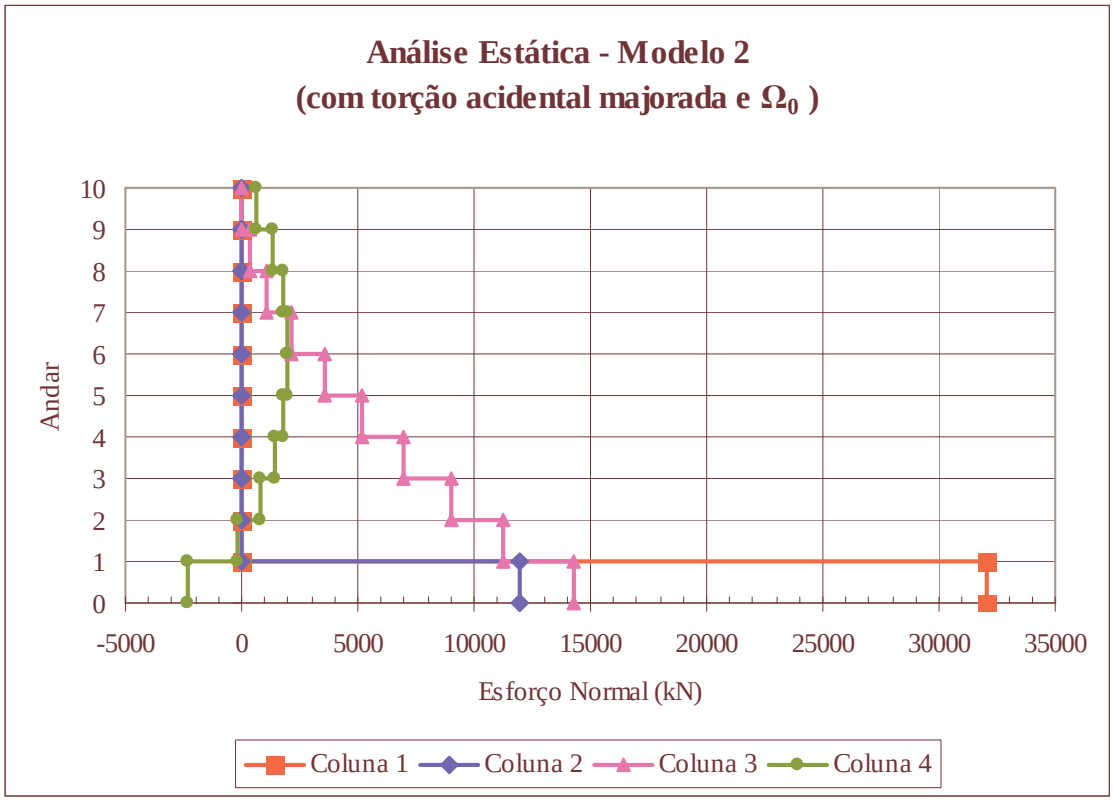

Figura 5.25 – Esforços normais finais para as colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise estática modelo 2.

- Momento Fletor:

A seguir, na Figura 5.26, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), majorados por Ω_0, para as colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

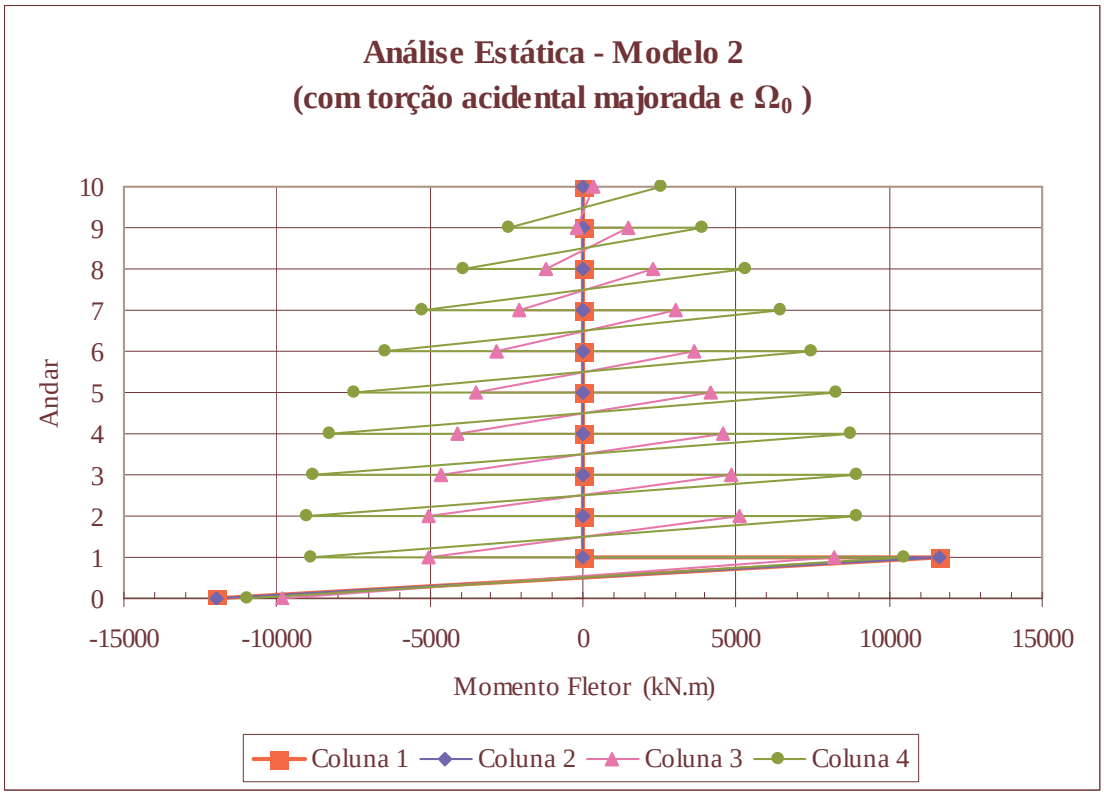

Figura 5.26 – Momentos fletores finais para as colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise estática modelo 2.

- **Método Espectral**

a) Espectro de resposta

O espectro de resposta, a ser utilizado na análise dinâmica do modelo 2 pelo método espectral, é o mesmo que foi utilizado para o modelo 1, determinado conforme item 4.2, pelo programa SALT – UFRJ [3] e que se encontra ilustrado na Figura 5.11, apresentada anteriormente.

b) Resumo da análise espectral

A seguir, encontram-se alguns trechos extraídos do arquivo de saída da análise espectral do modelo 2, realizada pelo programa SALT – UFRJ [3], aplicando-se o espectro de resposta, apresentado anteriormente na Figura 5.11, ao modelo estrutural, ao longo da direção Z (global).

O espectro de resposta não foi considerado nas duas direções ortogonais do modelo, pois, assim como para o modelo 1, a estrutura do modelo 2 apresenta simetria em relação ao eixo X (global). Sendo assim, as forças aplicadas na direção longitudinal não provocam esforços na transversal e, por isso, não alteram os resultados para os pórticos transversais analisados, 1 e 8.

****

M O D O S U T I L I Z A D O S

MODO	FREQÜÊNCIA (rad/seg)	FREQÜÊNCIA (Hertz)	PERÍODO (seg)
1	10.0667	1.6022	0.6242
2	10.1103	1.6091	0.6215
3	14.9127	2.3734	0.4213
4	30.0907	4.7891	0.2088
5	30.5043	4.8549	0.2060
6	51.5155	8.1990	0.1220
7	51.9228	8.2638	0.1210
8	52.4962	8.3550	0.1197
9	53.6220	8.5342	0.1172
10	57.7758	9.1953	0.1088
11	67.1085	10.6807	0.0936
12	67.5956	10.7582	0.0930
13	72.2313	11.4960	0.0870
14	74.3966	11.8406	0.0845
15	78.7888	12.5396	0.0797
16	81.7287	13.0075	0.0769
17	84.1776	13.3973	0.0746
18	86.7704	13.8099	0.0724
19	91.6694	14.5896	0.0685
20	101.5080	16.1555	0.0619

NÚMERO DE MODOS UTILIZADOS: 20

A C E L E R A Ç Õ E S E S P E C T R A I S

MODO	FREQÜÊNCIA (rad/seg)	PERÍODO (seg)	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	10.0667	0.6242	0.00000	0.00000	7.72047
2	10.1103	0.6215	0.00000	0.00000	7.72047
3	14.9127	0.4213	0.00000	0.00000	7.72047
4	30.0907	0.2088	0.00000	0.00000	7.72047
5	30.5043	0.2060	0.00000	0.00000	7.72047
6	51.5155	0.1220	0.00000	0.00000	7.43435
7	51.9228	0.1210	0.00000	0.00000	7.40027
8	52.4962	0.1197	0.00000	0.00000	7.35319
9	53.6220	0.1172	0.00000	0.00000	7.26369
10	57.7758	0.1088	0.00000	0.00000	6.96363
11	67.1085	0.0936	0.00000	0.00000	6.42495
12	67.5956	0.0930	0.00000	0.00000	6.40092
13	72.2313	0.0870	0.00000	0.00000	6.18844
14	74.3966	0.0845	0.00000	0.00000	6.09826
15	78.7888	0.0797	0.00000	0.00000	5.93057
16	81.7287	0.0769	0.00000	0.00000	5.82840
17	84.1776	0.0746	0.00000	0.00000	5.74874
18	86.7704	0.0724	0.00000	0.00000	5.66930
19	91.6694	0.0685	0.00000	0.00000	5.53146
20	101.5080	0.0619	0.00000	0.00000	5.29484

E S P E C T R O S E F A T O R E S D E E S C A L A

Direção	Espectro	Fator de Escala
X	0	0.000
Y	0	0.000
Z	1	1.000

F A T O R E S D E P A R T I C I P A Ç Ã O M O D A L

MODO	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	2.583663E+00	6.971881E-03	9.509558E+01
2	-1.116843E+02	-3.936716E-01	2.230829E+00
3	-7.436433E-02	-3.871100E-03	-6.044544E+01
4	-8.683039E-01	2.325368E-02	-3.095068E+01
5	-3.408270E+01	2.736760E+00	-5.814604E-01
6	-3.147568E+00	-1.692757E+01	8.281262E+00
7	-1.315822E+01	-5.734539E+01	-2.015613E+00
8	-8.609598E+00	8.154729E+01	3.046978E-01
9	-6.256602E-01	-3.976197E+00	-1.468535E+01
10	1.543120E+00	3.826015E+00	1.611651E-03
11	1.935579E-01	-2.797143E-01	-1.504334E+00
12	8.932465E-01	-2.963639E+01	-2.382902E-01
13	-4.030215E-01	-4.382249E-01	-2.193016E+00
14	-8.346293E+00	-5.825828E+00	3.404209E-01
15	-1.999118E-01	-5.045882E-01	3.812652E+00
16	-4.475330E-01	-8.679229E-01	-2.250066E-02
17	-4.690311E-01	1.030958E+01	8.350148E-02
18	1.178634E+00	4.037641E-01	6.063856E-01
19	-1.031930E-01	5.201461E-01	4.724685E-01
20	4.200521E-01	1.537302E+00	5.041550E-01

M A S S A S T O T A I S

DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
14181.72901	14203.33910	13852.96012

M A S S A S A T I V A D A S P E L A A C E L E R A Ç Ã O

DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
14020.55469	14042.16479	13691.78581

M A S S A S E F E T I V A S

	INDIVIDUAL (%)			ACUMULADO (%)		
MODO	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO Z
1	0.0	0.0	66.0	0.0	0.0	66.0
2	89.0	0.0	0.0	89.0	0.0	66.1
3	0.0	0.0	26.7	89.0	0.0	92.8
4	0.0	0.0	7.0	89.0	0.0	99.8
5	8.3	0.1	0.0	97.3	0.1	99.8
6	0.1	2.0	0.5	97.4	2.1	100.3
7	1.2	23.4	0.0	98.6	25.5	100.3
8	0.5	47.4	0.0	99.1	72.9	100.3
9	0.0	0.1	1.6	99.1	73.0	101.9
10	0.0	0.1	0.0	99.2	73.1	101.9
11	0.0	0.0	0.0	99.2	73.1	101.9
12	0.0	6.3	0.0	99.2	79.3	101.9
13	0.0	0.0	0.0	99.2	79.3	101.9
14	0.5	0.2	0.0	99.7	79.6	101.9
15	0.0	0.0	0.1	99.7	79.6	102.0

```
16        0.0         0.0         0.0        99.7        79.6       102.0
17        0.0         0.8         0.0        99.7        80.4       102.0
18        0.0         0.0         0.0        99.7        80.4       102.0
19        0.0         0.0         0.0        99.7        80.4       102.0
20        0.0         0.0         0.0       100.0        80.4       102.0

      F O R Ç A   N A  B A S E
       ------------------------

SIST     FORÇA       FORÇA       FORÇA     MOMENTO     MOMENTO     MOMENTO
           X           Y           Z           X           Y           Z
GLOB   385.98      499.49    77474.55  1933068.67  1173885.34     4153.88

       Momentos em relação à origem do sistema global de referência.

*****************************************************************************
```

c) Verificação das forças obtidas pelo processo espectral

Força horizontal total na base:

. método das forças horizontais equivalentes: H = 33.500 kN
. método espectral: H_t = 77.474,55 .(I / R) = 77.474,55 .(1/3) = 25.824,85 kN

(H_t / H) = 25.824,85 / 33.500 = 0,77 → H_t = 0,77 H

Como H_t < 0,85 H , todas as forças elásticas deverão ser multiplicadas por:

0,85 (H / H_t) = 1,10

d) Modos de Vibração

A seguir, nas Figuras 5.27, 5.28, 5.29 e 5.30, encontram-se as representações tridimensionais dos quatro primeiros modos de vibração da estrutura, extraídos diretamente do *Módulo Gráfico* do programa SALT – UFRJ [3], após a análise modal do modelo 2.

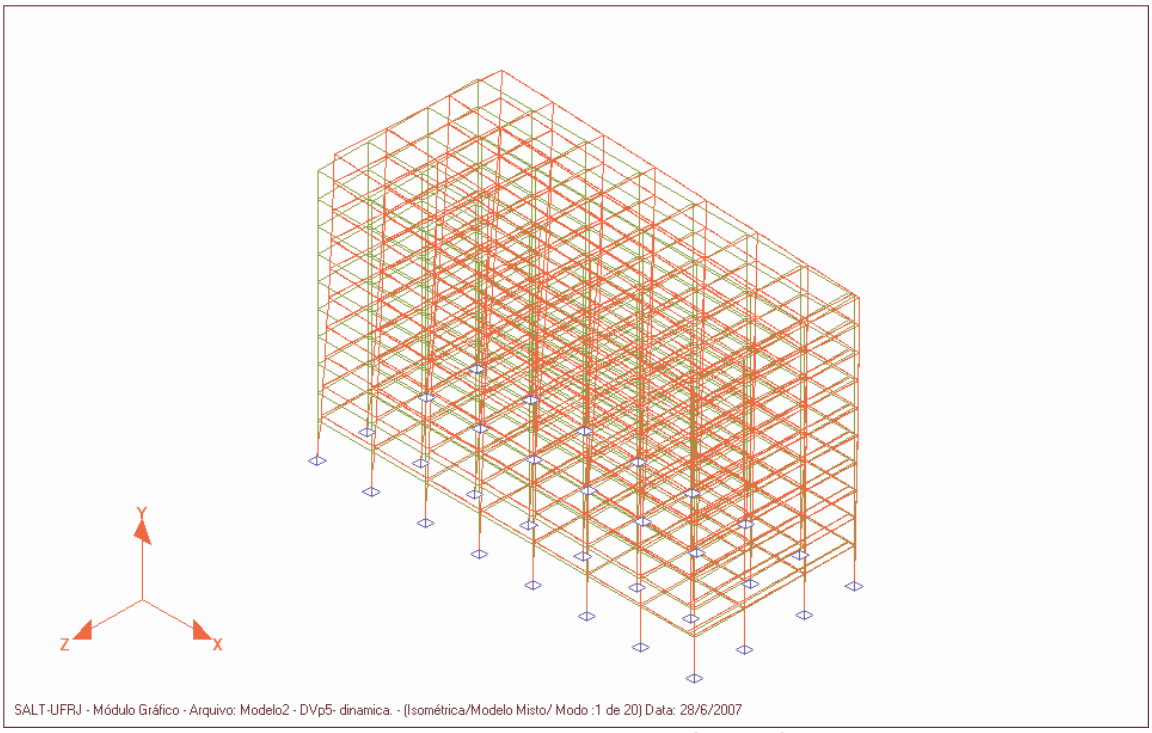

Figura 5.27 – Primeiro modo de vibração – Análise dinâmica modelo 2.

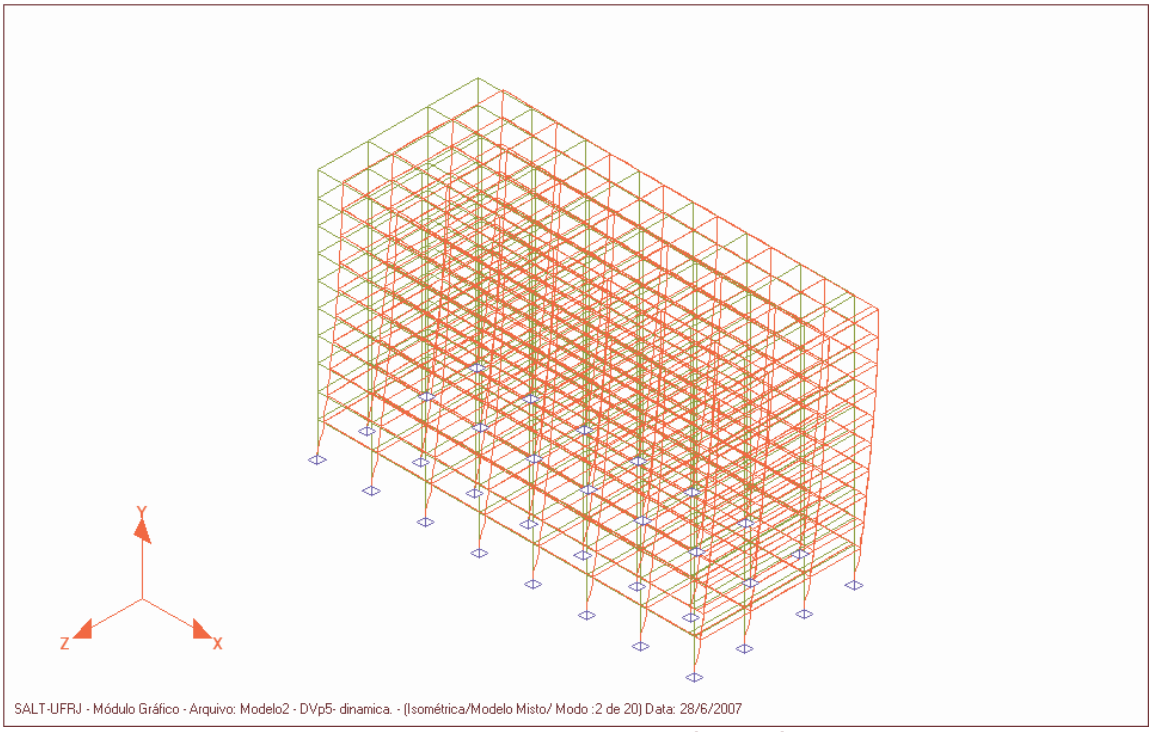

Figura 5.28 – Segundo modo de vibração – Análise dinâmica modelo 2.

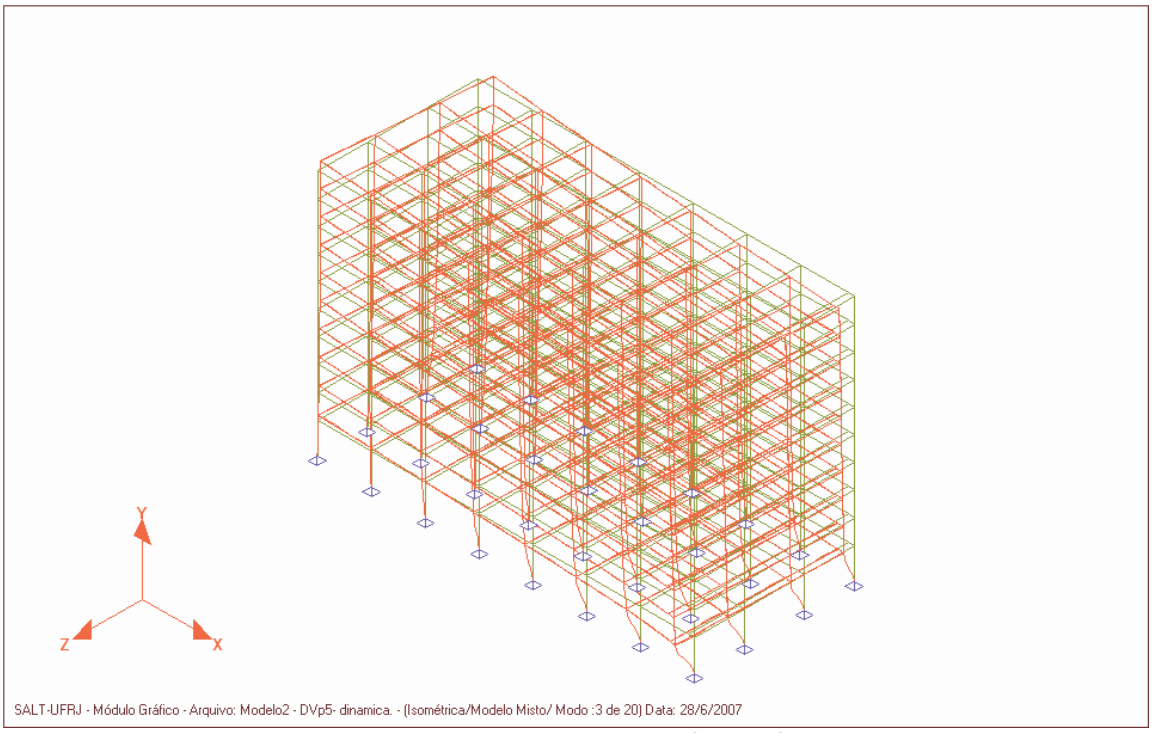

Figura 5.29 – Terceiro modo de vibração – Análise dinâmica modelo 2.

Notar o terceiro modo de vibração da estrutura do modelo 2 corresponde a um modo de torção, cuja participação nos resultados da análise espectral é de grande importância, já que, nesse modo, 92,8% da massa total da estrutura é mobilizada, como pode ser visto nos resultados da análise modal, em *Massas Efetivas*, apresentados no item b acima.

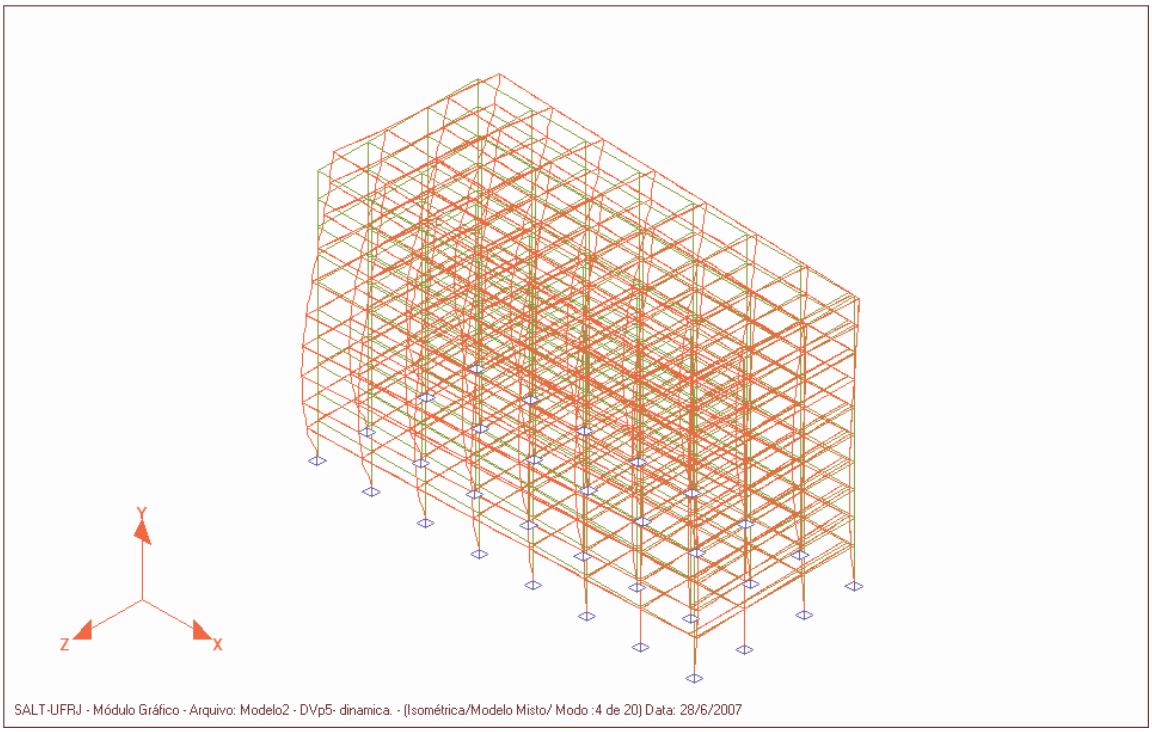

Figura 5.30 – Quarto modo de vibração – Análise dinâmica modelo 2.

e) Resultados da análise dinâmica – Modelo 2

A seguir, são apresentados os resultados da análise dinâmica do modelo 2, em termos de deslocamentos, esforços normais e momentos fletores, para as colunas 1, 2, 3 e 4. Assim como no modelo1, durante a análise dinâmica, os efeitos da torção acidental são considerados pelo modelo tridimensional e, por isso, a amplificação torcional pode ser desprezada. Com isso, os deslocamentos são avaliados para pilares ao longo do contorno da estrutura.

- Deslocamentos

Os resultados obtidos para os deslocamentos ao longo da direção Z (global) das colunas 1, 2, 3 e 4 são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 5.20, 5.21 , 5.22 e 5.23. Notar que, para nenhuma das colunas analisadas, os deslocamentos relativos de pavimento foram superiores a seu valor limite.

Graficamente, os deslocamentos absolutos ao longo do eixo Z, para as colunas 1, 2, 3 e 4, são apresentados, em módulo, na Figura 5.31, em função dos andares da estrutura.

Tabela 5.20 – Deslocamentos da coluna 1 (análise dinâmica - modelo 2)

COLUNA 1						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
64	0	0,0	0	2,2	488	9,8
63	2,6108E-02	2,2	1	2,2	366	7,3
96	2,7338E-02	2,3	2	0,1	366	7,3
128	2,8570E-02	2,4	3	0,1	366	7,3
160	2,9805E-02	2,5	4	0,1	366	7,3
192	3,1040E-02	2,6	5	0,1	366	7,3
224	3,2277E-02	2,7	6	0,1	366	7,3
256	3,3515E-02	2,8	7	0,1	366	7,3
288	3,4755E-02	2,9	8	0,1	366	7,3
320	3,5995E-02	3,0	9	0,1	366	7,3
352	3,7236E-02	3,1	10	0,1	366	7,3

Tabela 5.21 – Deslocamentos da coluna 2 (análise dinâmica - modelo 2)

COLUNA 2						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
62	0	0,0	0	2,2	488	9,8
61	2,6108E-02	2,2	1	2,2	366	7,3
95	2,7338E-02	2,3	2	0,1	366	7,3
127	2,8570E-02	2,4	3	0,1	366	7,3
159	2,9805E-02	2,5	4	0,1	366	7,3
191	3,1040E-02	2,6	5	0,1	366	7,3
223	3,2277E-02	2,7	6	0,1	366	7,3
255	3,3515E-02	2,8	7	0,1	366	7,3
287	3,4755E-02	2,9	8	0,1	366	7,3
319	3,5995E-02	3,0	9	0,1	366	7,3
351	3,7236E-02	3,1	10	0,1	366	7,3

Tabela 5.22 – Deslocamentos da coluna 3 (análise dinâmica - modelo 2)

COLUNA 3						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
14	0	0,0	0	2,6	488	9,8
13	3,0872E-02	2,6	1	2,6	366	7,3
71	4,7496E-02	4,0	2	1,4	366	7,3
103	6,3405E-02	5,3	3	1,3	366	7,3
135	7,8705E-02	6,6	4	1,3	366	7,3
167	9,2994E-02	7,7	5	1,1	366	7,3
199	1,0592E-01	8,8	6	1,1	366	7,3
231	1,1719E-01	9,8	7	1,0	366	7,3
263	1,2655E-01	10,5	8	0,7	366	7,3
295	1,3378E-01	11,1	9	0,6	366	7,3
327	1,3887E-01	11,6	10	0,5	366	7,3

Tabela 5.23 – Deslocamentos da coluna 4 (análise dinâmica - modelo 2)

COLUNA 4						
Nó	Deslocamento (m)	Deslocamento Absoluto (cm)	Andar	Deslocamento Relativo (cm)	Altura entre Pav. (cm)	Desloc. Relat. Limite (cm)
10	0	0,0	0	2,6	488	9,8
9	3,1077E-02	2,6	1	2,6	366	7,3
69	4,7503E-02	4,0	2	1,4	366	7,3
101	6,3423E-02	5,3	3	1,3	366	7,3
133	7,8715E-02	6,6	4	1,3	366	7,3
165	9,2998E-02	7,7	5	1,1	366	7,3
197	1,0593E-01	8,8	6	1,1	366	7,3
229	1,1720E-01	9,8	7	1,0	366	7,3
261	1,2656E-01	10,5	8	0,7	366	7,3
293	1,3380E-01	11,2	9	0,6	366	7,3
325	1,3879E-01	11,6	10	0,4	366	7,3

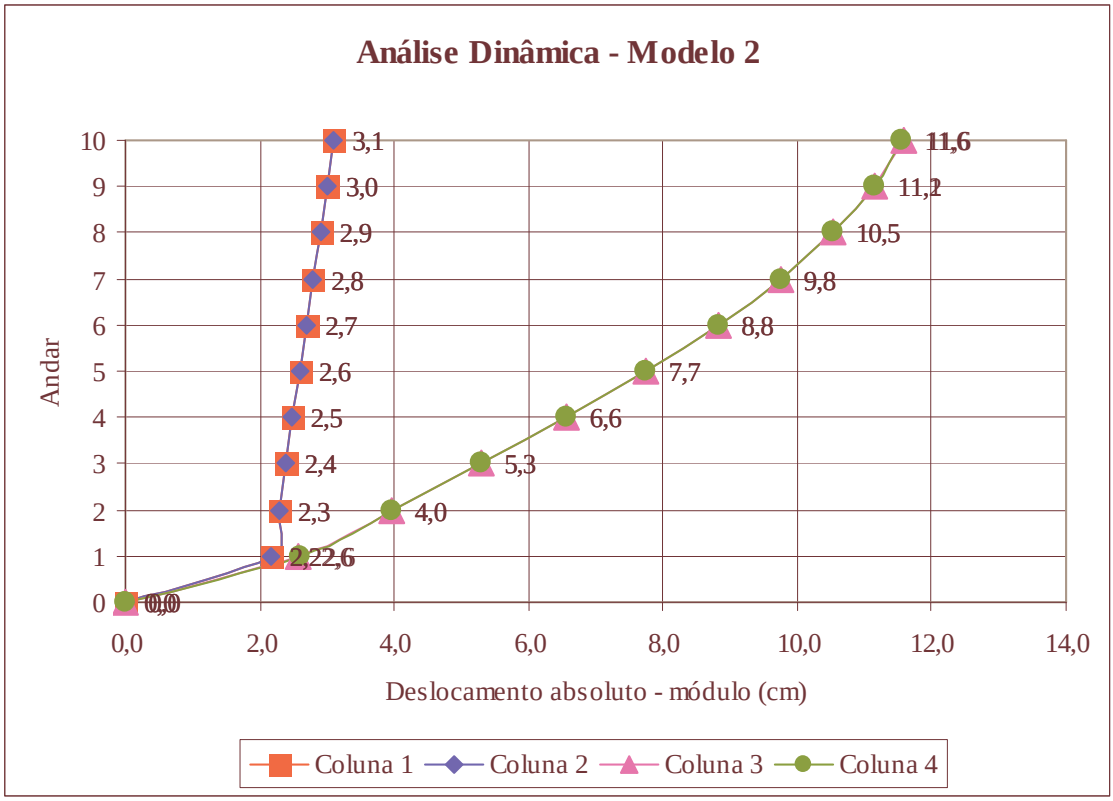

Figura 5.31 – Deslocamentos absolutos das colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 2

- Esforços Normais

A seguir, na Figura 5.32, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais, majorados de 1,10, ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

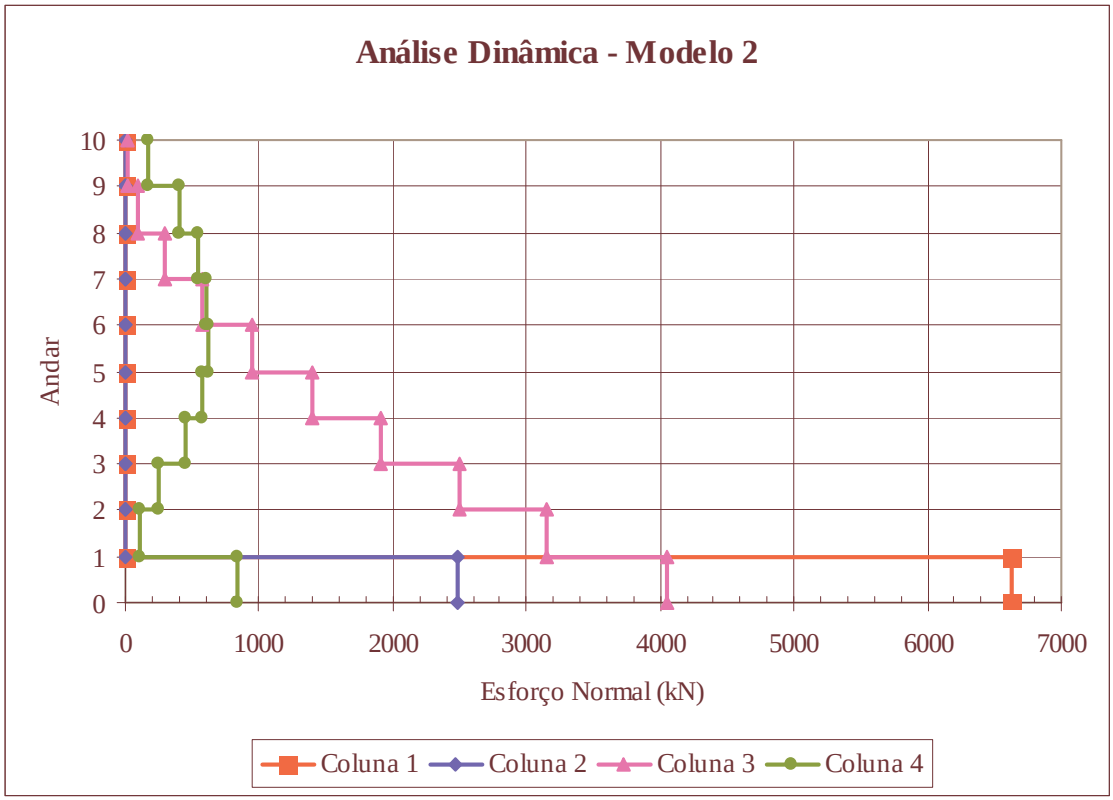

Figura 5.32 – Esforços normais nas colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 2

- Momentos Fletores

A seguir, na Figura 5.33, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), majorados de 1,10, para as colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

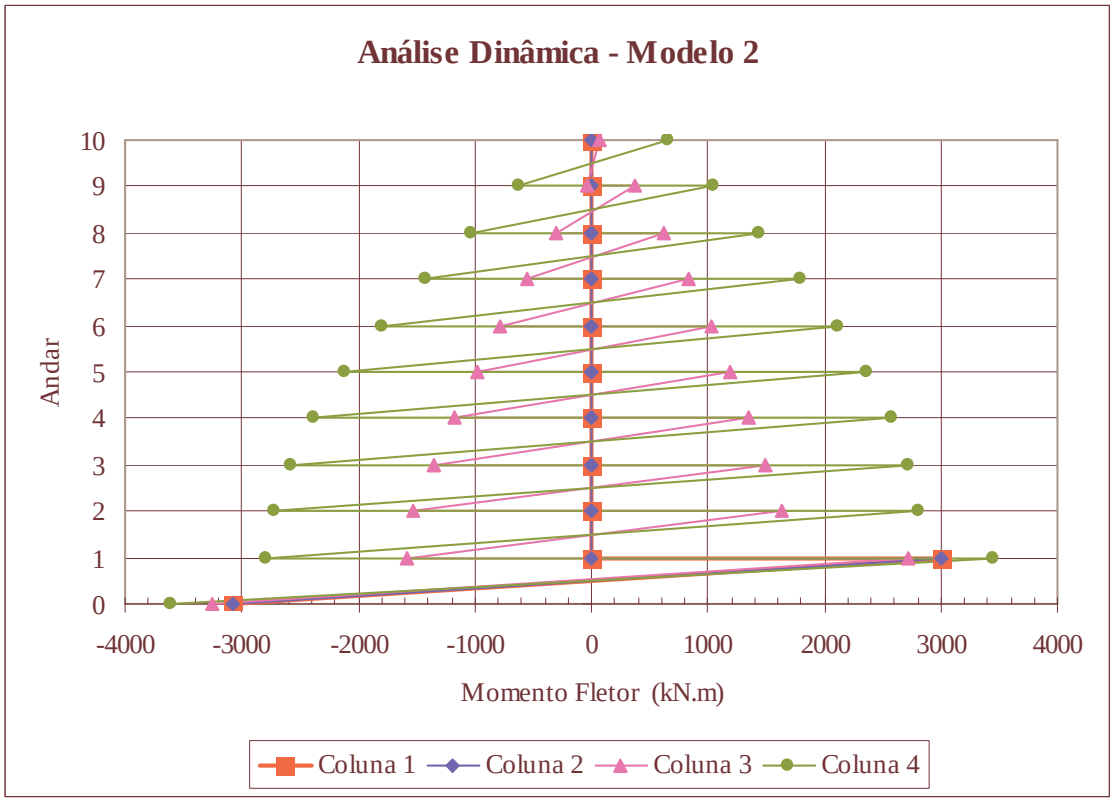

Figura 5.33 – Momentos Fletores nas colunas 1, 2, 3 e 4 - Análise dinâmica modelo 2

f) Resultados finais da análise dinâmica – Modelo 2 (consideração de Ω_0)

A seguir, encontram-se os resultados em termos de esforço normal e momento fletor multiplicados pelo coeficiente de sobre-resistência Ω_0 = 3, de modo a considerar a irregularidade na vertical do tipo 5, conforme visto anteriormente na análise estática.

- Esforço Normal

A seguir, na Figura 5.34, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os esforços normais, majorados por Ω_0, ao longo das colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

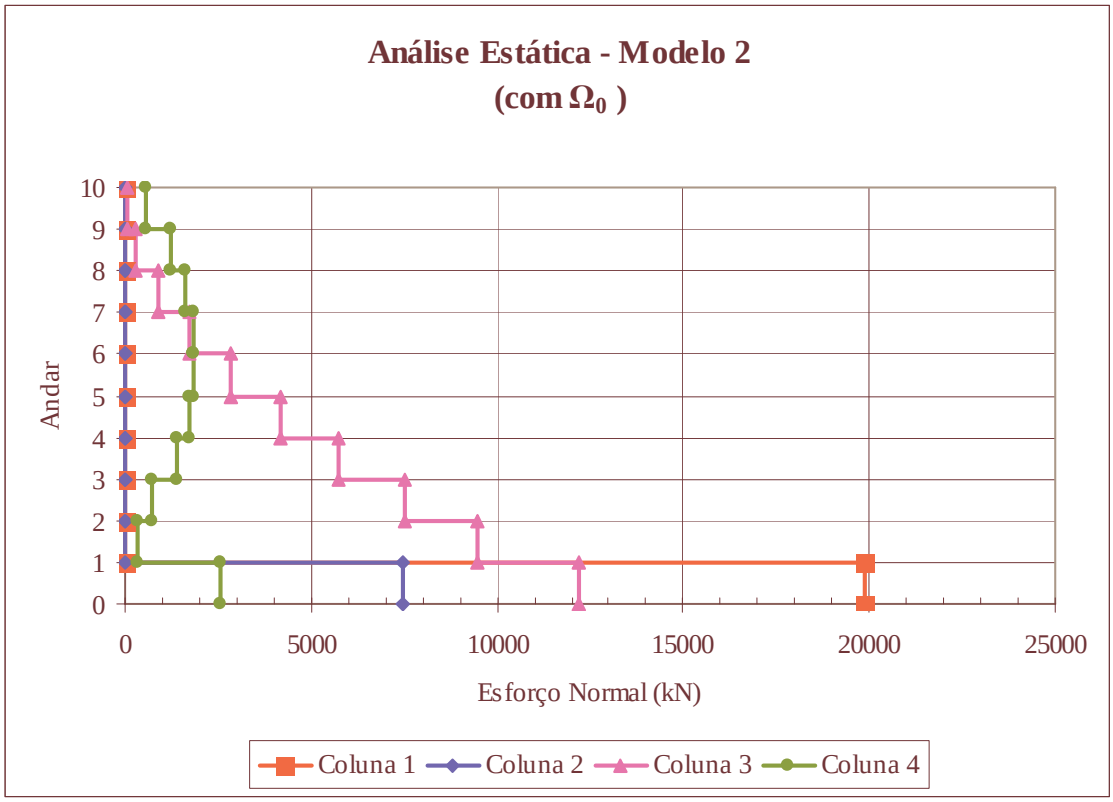

Figura 5.34 – Esforços normais finais para as colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise dinâmica modelo 2.

- Momento Fletor:

A seguir, na Figura 5.35, são apresentados, graficamente, os resultados obtidos para os momentos fletores em torno do eixo X (global), majorados por Ω_0, para as colunas 1, 2, 3 e 4, em função dos andares da estrutura.

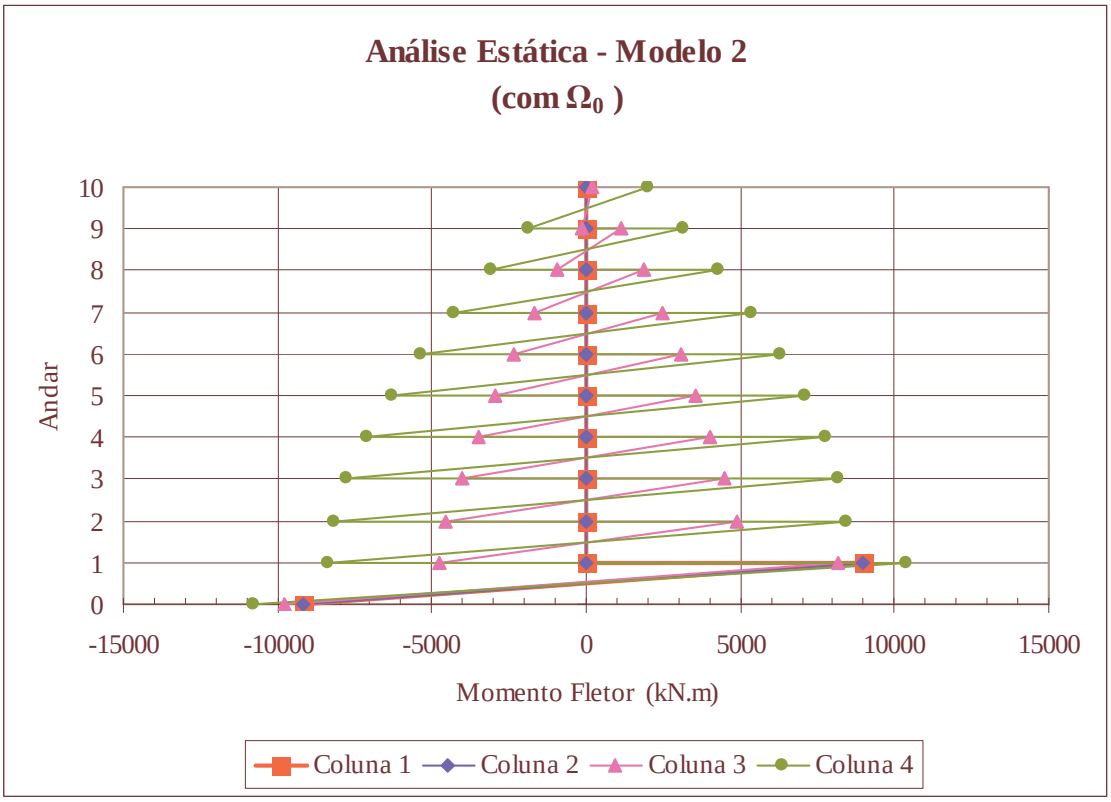

Figura 5.36 – Momentos fletores finais para as colunas 1, 2, 3 e 4 – Análise dinâmica modelo 2.

6. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Nessa seção, são apresentados gráficos comparativos entre os resultados obtidos da análise sísmica pelo método espectral para os dois modelos estruturais do Edifício Empresarial em estudo, com o intuito de avaliar qual deles é mais eficaz quanto à resistência a excitações de origem sísmica.

Foram selecionados, para essa comparação, apenas os resultados das colunas 1 e 3, localizadas nos pórticos 1 e 8, respectivamente.

- **Coluna 1**

Analisando a Figura 5.37, onde encontram-se os deslocamentos absolutos ao longo do eixo Z, da análise dinâmica, para os modelos estruturais 1 e 2, observa-se que os deslocamentos do modelo 2 são da ordem de três vezes menores do que os do modelo 1. Isso é resultado da inserção da parede no pórtico 1. Entretanto, como ela abrange apenas os andares de 1 a 10, o deslocamento do primeiro pavimento é igual em ambos os modelos.

Quanto aos esforços normais, apresentados na Figura 5.38, observa-se que a carga na base do pilar para o modelo 2, considerando o fator Ω_0, conforme recomenda a NBR 15421 [1], é

mais do que três vezes maior do que a do modelo 1. O mesmo ocorre para os momentos fletores na base do pilar, apresentados na Figura 5.39.

Portanto, a inserção da parede no modelo 2, embora reduza os deslocamentos do pórtico 1, amplifica os esforços na base das colunas em mais de três vezes.

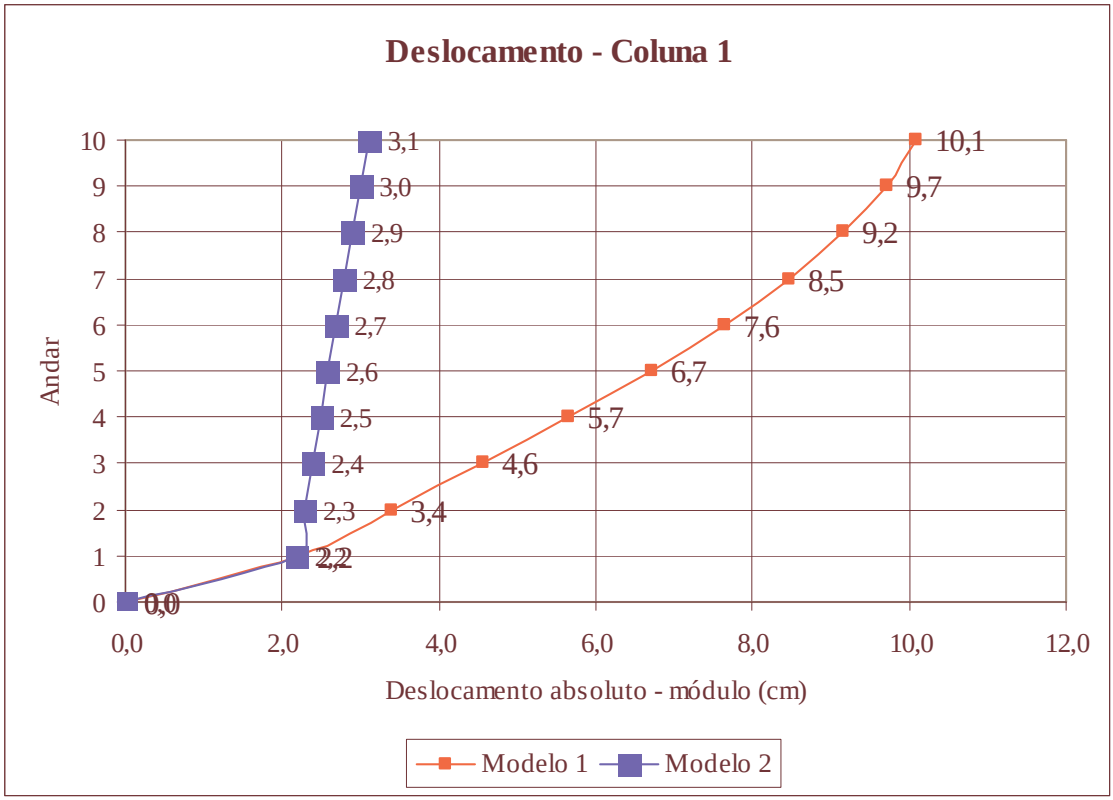

Figura 5.37 – Deslocamentos absolutos da coluna 1 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

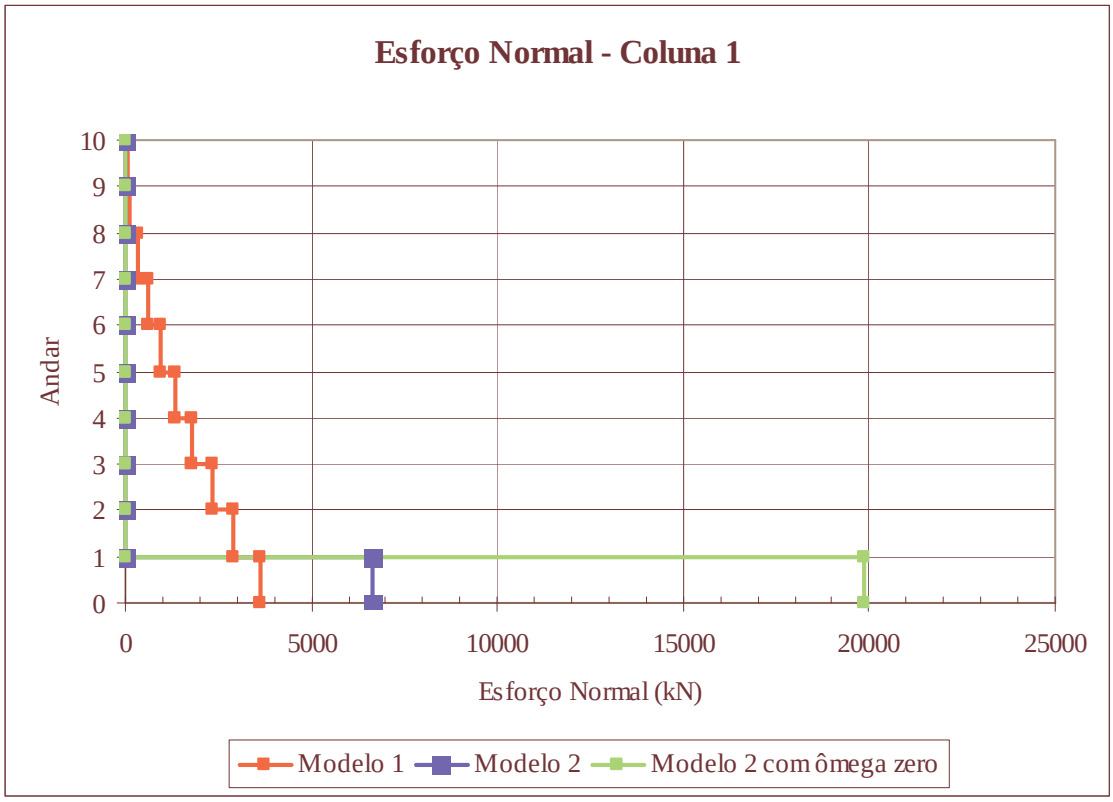

Figura 5.38 – Esforços normais da coluna 1 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

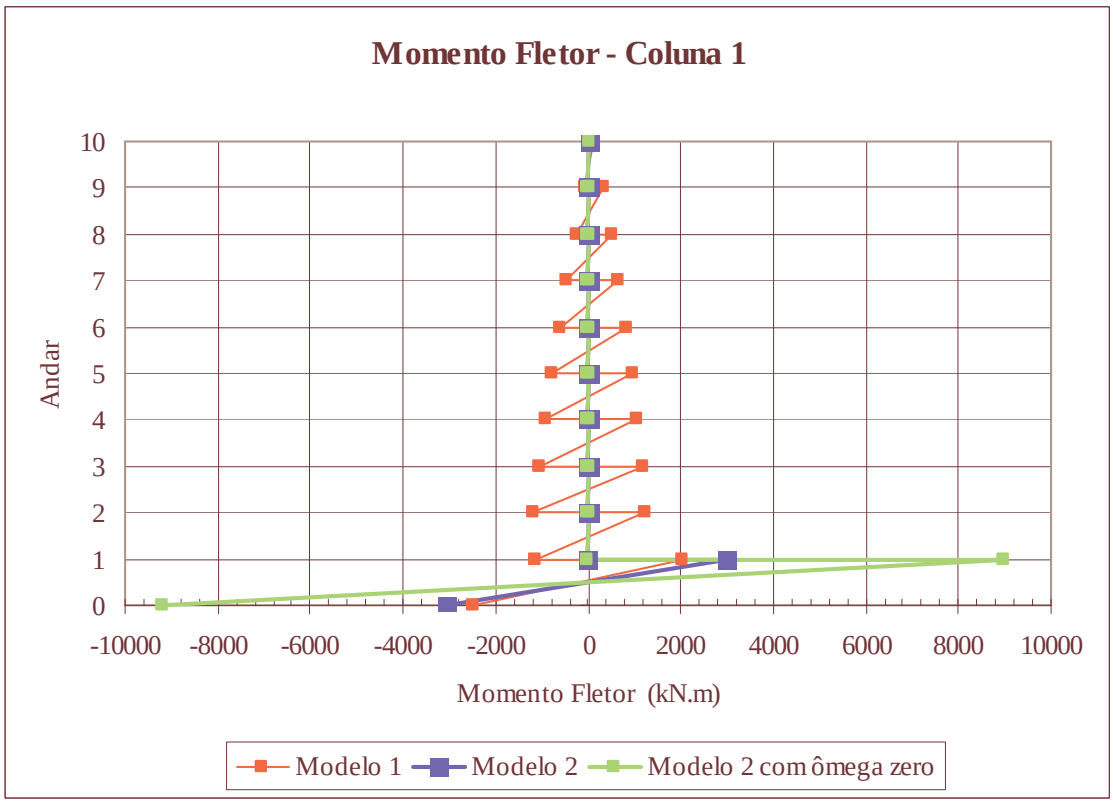

Figura 5.39 – Momentos fletores da coluna 1 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

- **Coluna 3**

Analisando os deslocamentos absolutos para a coluna3, na Figura 5.40, nota-se que, ao contrário da coluna 1, os deslocamentos do modelo 2 são da ordem de 50% maiores do que os do modelo 1. Isso se deve ao fato de que, com a inserção da parede no pórtico 1 do modelo 2, esforços de torção foram gerados na estrutura, amplificando os deslocamentos na outra extremidade (pórtico 8).

Quanto aos esforços normais, apresentados na Figura 5.41, observa-se que a carga na base do pilar para o modelo 2, considerando o fator Ω_0, conforme recomenda a NBR 15421 [1], é mais do que quatro vezes maior do que a do modelo 1. O mesmo ocorre para os momentos fletores na base do pilar, apresentados na Figura 5.42.

Portanto, a inserção da parede no modelo 2, amplifica deslocamentos e esforços na base das colunas do pórtico 8.

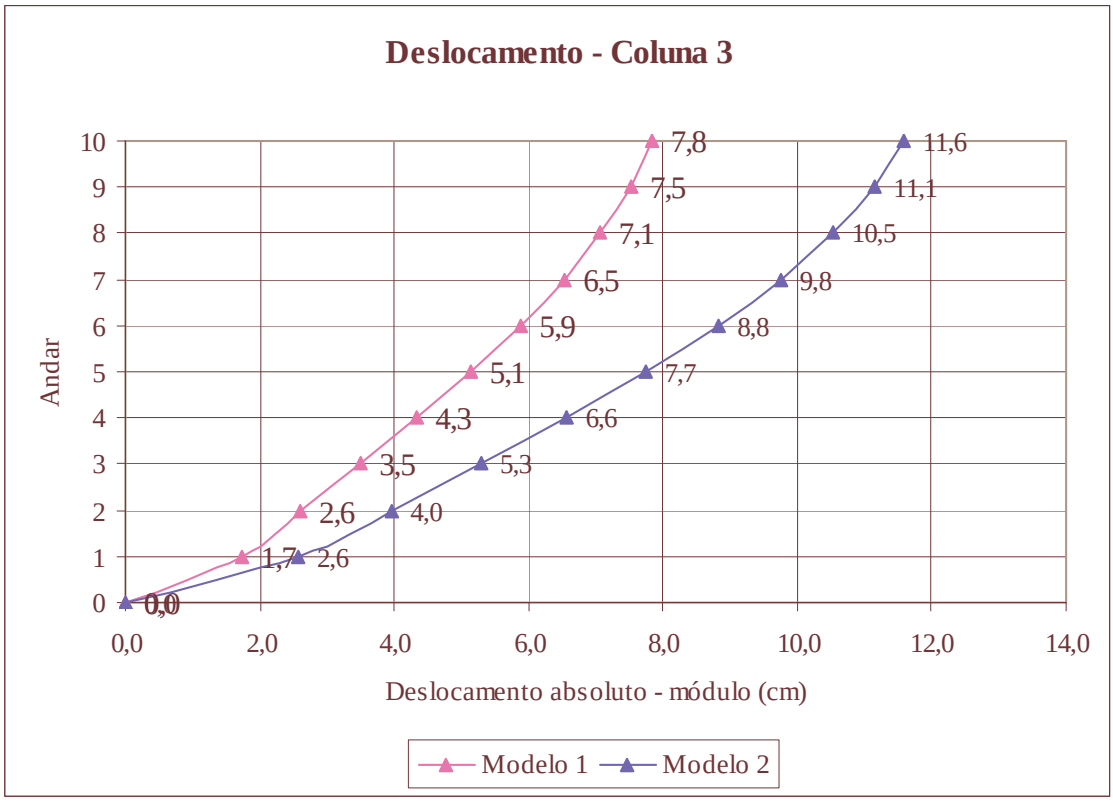

Figura 5.40 – Deslocamentos absolutos da coluna 3 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

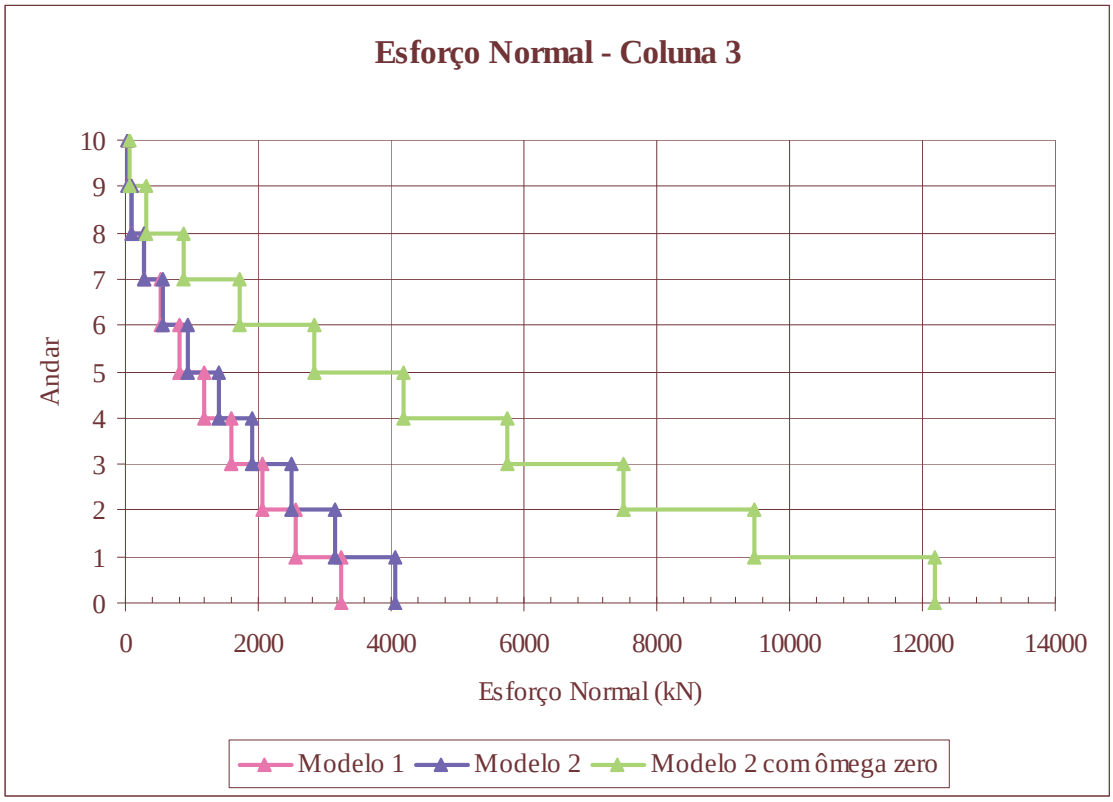

Figura 5.41 – Esforços normais da coluna 3 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

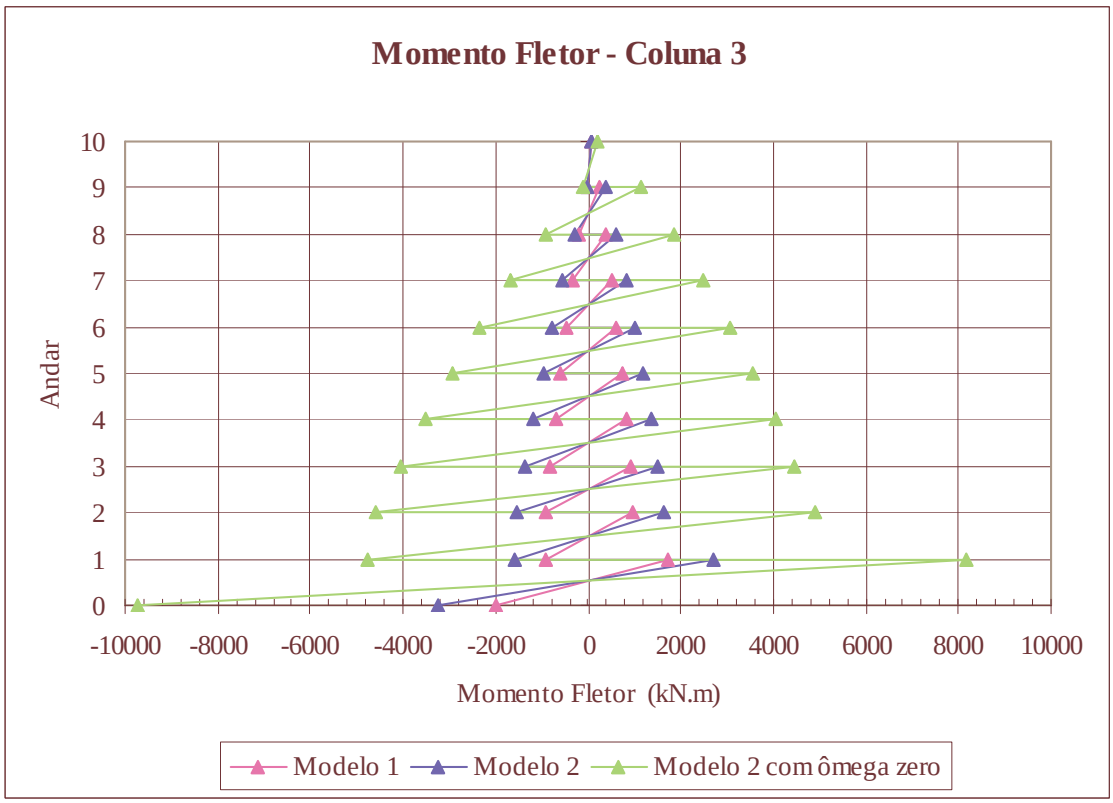

Figura 5.42 – Momentos fletores da coluna 3 para os modelos estruturais 1 e 2 – Análise dinâmica.

7. CONCLUSÃO

A partir do trabalho realizado, observou-se que a introdução da parede em uma das extremidades do edifício gerou uma irregularidade na distribuição de rigidez, resultando na torção de toda a estrutura. Com isso, embora os deslocamentos ao longo da parede tenham reduzido, os esforços foram amplificados. Na extremidade oposta, essa amplificação foi ainda maior e observada também para os deslocamentos.

Outro ponto desfavorável da introdução da parede, foi que, além de gerar o efeito de torção na estrutura, um pavimento extremamente fraco na base do edifício foi criado, em função dela ter sido inserida acima do primeiro pavimento, não contemplado o nível térreo. Diante desta situação, a Norma Brasileira para o Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos, NBR 15421 [1], recomenda a majoração dos efeitos elásticos pelo coeficiente de sobre-resistência Ω_0, o que levou à amplificação dos esforços, na extremidade oposta da parede, ultrapassar quatro vezes os valores obtidos para o modelo estrutural sem parede.

Portanto, ao final deste trabalho, é possível concluir que, para resistir às ações sísmicas, a inserção de elementos estruturais de elevada rigidez nem sempre é favorável. O importante é buscar modelos estruturais simétricos em relação à massa e rigidez e, principalmente, evitar os pavimentos fracos, minimizando, assim, os efeitos de torção e o aumento dos esforços na base da estrutura.

8. BIBLIOGRAFIA

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15421 - Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

[2] OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO - UNB. Em: www.obsis.unb.br. (2007)

[3] SALT-UFRJ. Sistema de Análise de Estruturas - Manual do Usuário. Serviço de Publicação da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

[4] BERTERO, R.. Ingenieria sismica baseada en el desempeño de las construcciones. Ciencia y Técnica. Publicación de la AIE – Número 29.

[5] SOUZA LIMA, S., SANTOS, S.H.C. Análise Dinâmica de Estruturas. Em fase de publicação.