

ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO SOB AÇÃO DE TERREMOTOS UTILIZANDO O MEF

Marcus Vinicius Ribeiro e Souza¹
Tiago Carvalho Leite Monteiro²
Daniel de Souza Machado³

Resumo: *Este trabalho trata da análise dinâmica computacional comparando cinco modelos de edifícios de concreto armado submetidos à ação sísmica no Brasil. Os objetivos principais são: determinação do carregamento provocado pelo sismo de acordo com a NBR 15421/2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento; estimativa da resposta máxima da estrutura quando submetida a um movimento na base. A análise foi realizada no SAP 2000®. A realização deste trabalho permitiu determinar o espectro de resposta de projeto para definição do carregamento e consequentemente a resposta da estrutura.*

Palavras-chave: Terremoto; Análise sísmica.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho foi proposto com o objetivo de realizar a análise dinâmica computacional para cinco modelos de edifícios. O trabalho será dividido em duas partes: análise espectral – determinação dos modos de vibração e frequências naturais da estrutura e resposta da estrutura quando submetida a um movimento na base.

Os modelos tratam do mesmo edifício contendo 10 pavimentos, porém adicionados de paredes, lajes e onde serão feitas algumas combinações destes elementos com o esqueleto – estrutura dos pilares e vigas – para comparação da influência destes na resposta da estrutura, figura 8.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O edifício considerado consiste em uma estrutura de concreto armado com 10 pavimentos, com 2,80m de pé-direito, totalizando 28,0m de altura. O edifício contém poço de elevador e escadas, conforme mostra planta de formas em anexo.

As paredes serão constituídas por alvenarias de vedação com blocos de concreto, sendo que as dimensões dos blocos utilizados estão mostradas nas figuras 1 e 2.

¹ Bacharel em Engenharia Civil, UCSal, e-mail: marcus_vrs@yahoo.com.br; Autor.

² Mestrando em Estruturas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e-mail: tiagoclm@terra.com.br; Orientador.

³ Mestrando em Estruturas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e-mail: danielslash@yahoo.com.br; Co-Orientador.

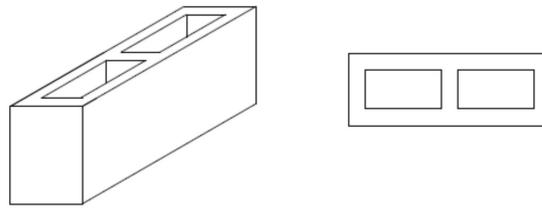


Figura 1 – Perspectiva e vista superior dos blocos.

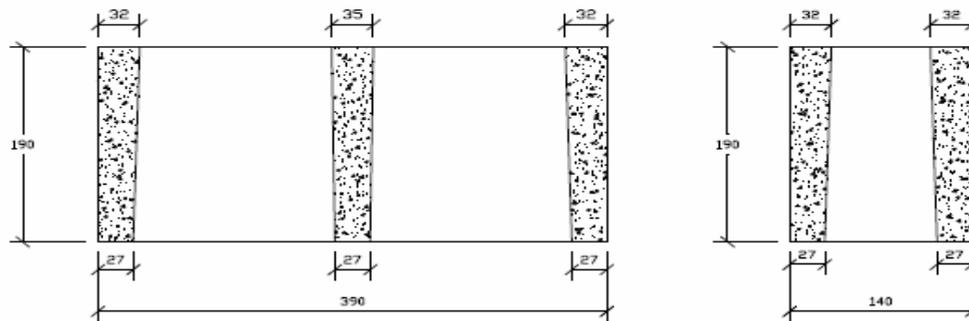


Figura 2 - Dimensões dos blocos de concreto utilizados nas paredes do edifício.

3. MODELOS COMPUTACIONAIS

3.1 Considerações gerais

A análise espectral numérica foi feita pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), com a utilização do programa de análises estática e dinâmica SAP 2000® Nonlinear desenvolvido pela Computers and Structures, Inc. Pilares; vigas e paredes foram modeladas a partir de elementos de barras (frame), lajes e escadas a partir de cascas (shell), figura 3.

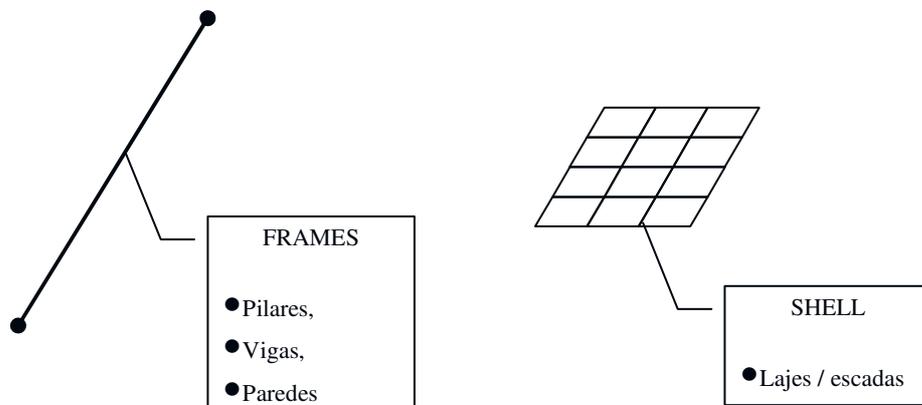


Figura 3 – Elementos finitos de barra (frame) e cascas (shell).

A fundação foi modelada apenas por engastes, sem a consideração da flexibilidade da fundação, uma vez que o objetivo principal era a análise da superestrutura.

Para cada pavimento foi determinada de maneira aproximada uma massa de 75t – excluindo-se o esqueleto do prédio –, que foi distribuída ao longo dos nós da estrutura. Este carregamento inclui sobrecarga, carga de paredes e lajes.

Utilizou-se o modelo tridimensional para este estudo, devido à grande diferença de rigidez que o edifício apresenta nas duas direções.

Os modelos analisados têm 10 pavimentos, mesma planta de formas, no entanto diferem um do outro com relação à adição e combinação de elementos estruturais. Cabe frisar que para todos os modelos foi adotada a mesma massa.

As características de cada modelo estão mostradas na tabela 1. Na figura 4 são mostrados os cinco modelos em perspectiva desenvolvidos no SAP 2000®.

Tabela 1 – Características de cada modelo estudado.

Modelos	Características
M1	Edifício apenas com pilares e vigas – 1055 nós; 1318 barras
M2	Edifício acrescido de paredes – 1055 nós; 1505 barras
M3	Edifício acrescido de lajes – 1790 nós; 1316 barras; 1380 cascas
M4	Edifício acrescido de lajes e escadas – 1874 nós; 1316 barras; 1470 cascas
M5	Edifício acrescido de lajes, escadas e paredes – 1874; 1494 barras; 1470 cascas

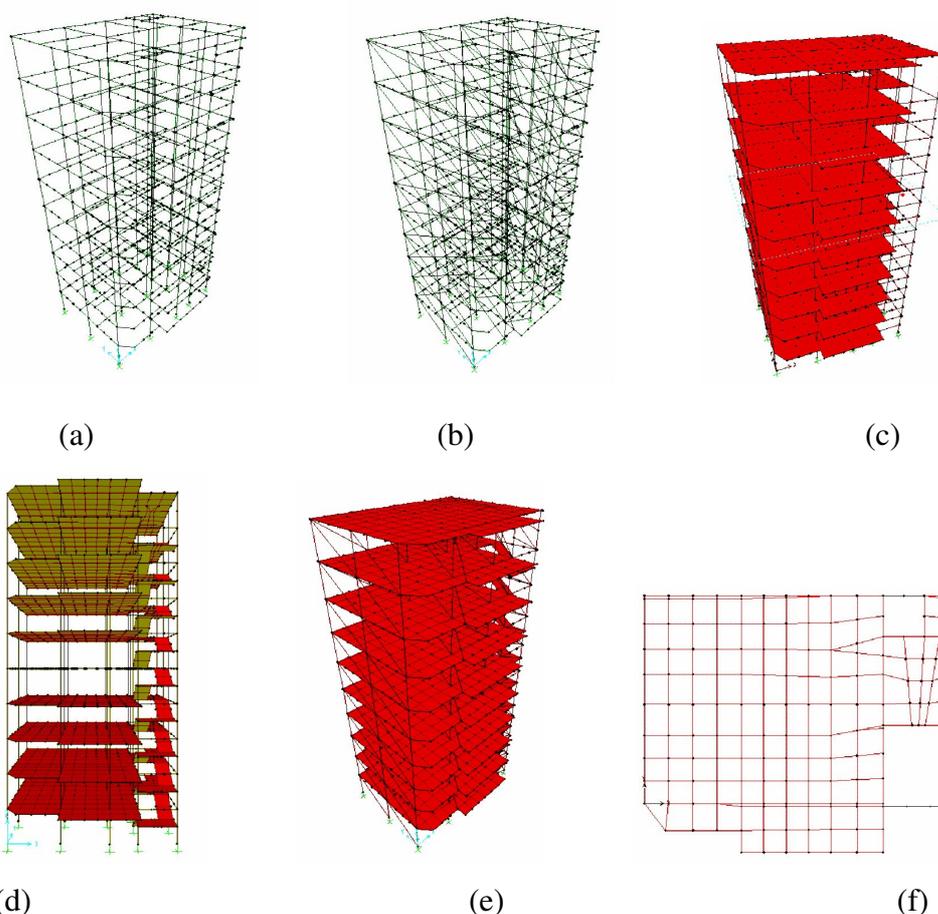


Figura 4 – (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Malha de elementos finitos do pavimento.

3.2 Modelagem das Paredes

Para modelar a rigidez que a parede confere à estrutura, foram feitas algumas considerações. As paredes não foram modeladas como elementos de casca, mas sim elementos de barra. Isto porque não se pôde avaliar a compatibilidade de deformações entre a alvenaria e a estrutura aperticada, o que necessitaria um estudo mais aprofundado sobre o tema.

Como simplificação, a rigidez da alvenaria foi considerada imaginando-se uma biela de compressão de 1,00m entrando de um nó ao nó oposto de um dado pórtico, conforme ilustra a figura 5.

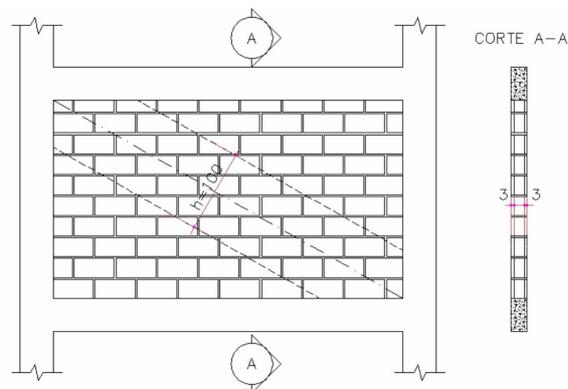


Figura 5 – Elevação e corte da alvenaria e pórtico.

No programa, ao invés de se introduzir a rigidez EA/L da alvenaria, foi modelada uma barra com área líquida de $100 \times (2 \times 3) = 600 \text{ cm}^2$. O termo (2×3) refere-se às duas paredes de 3cm do bloco de fundação, conforme já se viu na figura 2. O módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto adotado foi de 10.350 MPa.

4. ANÁLISE ESPECTRAL: FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

É importante a utilização de outros métodos de análise dinâmica para verificação da coerência dos resultados obtidos. Neste trabalho utilizaram-se algumas fórmulas obtidas através de resultados experimentais encontradas em normas relacionadas com dinâmica de estruturas.

A NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, tabela 10, sugere para edifícios com estrutura aperticada de concreto sem cortinas com razão de amortecimento crítico de 2%, que o período T_1 - fundamental - seja estimado de acordo com a equação (1) abaixo:

$$T_1 = 0,05 + 0,015h \quad (h \text{ em metros}) \quad (1)$$

A tabela 2 apresenta valores obtidos de frequências naturais estimados para estruturas de concreto armado através da equação 1 entre outras fórmulas propostas por outros pesquisadores.

Tabela 2 - Estimativa de períodos fundamentais.

Referência	Fórmula	Período fund. T1 (s)
NBR 6123/1988	$T_1 = 0,05 + 0,015h$	0,47
Blessmann (2005)	$T1 = N/10 / T1 = H/55$	0,51
Lagomarsino (1993)	$T1 = H/50 + 0,05$	0,61
Código de Mendoza (1970)	$T1 = (H/100) \{ (30/12) + [2/(1+30\Box)] \} 1/2$	0,68
Jeary e Ellis (1983)	$T1 = H/46$	0,61

Foram determinados no SAP 2000® os cinco primeiros modos de vibração e frequências naturais da estrutura para os cinco modelos estudados, tabela 3.

Tabela 3 – Modos de vibração, períodos e frequências naturais dos cinco modelos.

	Modo	T (s)	f (Hz)	Configuração do modo
Modelo 1	1	2,454	0,407	1º Flexão yy
	2	1,6201	0,617	Torção
	3	1,3633	0,734	1º Flexão xx
	4	0,9399	1,064	“Abre e Fecha”
	5	0,8181	1,222	2º Flexão yy
Modelo 2	1	0,8697	1,150	1º Flexão yy
	2	0,7489	1,335	1º Flexão xx
	3	0,69	1,449	“Abre e Fecha”
	4	0,5345	1,871	Torção
	5	0,4263	2,346	“Abre e Fecha”
Modelo 3	1	2,2922	0,436	1º Flexão yy
	2	1,455	0,687	Torção
	3	1,2606	0,793	1º Flexão xx com torção
	4	0,7571	1,321	2º Flexão yy
	5	0,481	2,079	2º Torção
Modelo 4	1	1,8973	0,527	1º Flexão yy
	2	1,395	0,717	Torção
	3	1,1495	0,870	1º Flexão xx com torção
	4	0,6207	1,611	2º Flexão yy
	5	0,4607	2,171	2º Torção
Modelo 5	1	0,7477	1,337	1º Flexão yy
	2	0,6786	1,474	1º Flexão xx
	3	0,4388	2,279	Torção
	4	0,2304	4,340	2º Flexão yy
	5	0,2075	4,819	2º Flexão xx

Observa-se que o modelo que mais se aproxima dos valores obtidos pelas fórmulas empíricas é o M5 – modelo completo. Isto ocorre provavelmente pelo fato de que estas formulações tenham sido desenvolvidas a partir de observações de ensaios experimentais de estruturas reais. Como o Modelo 5 inclui paredes – as quais conferem bastante rigidez ao conjunto – este é o que mais se aproxima da situação real.

Na figura 6 estão representados resultados da comparação entre os períodos obtidos no SAP 2000® e as formulações empíricas.

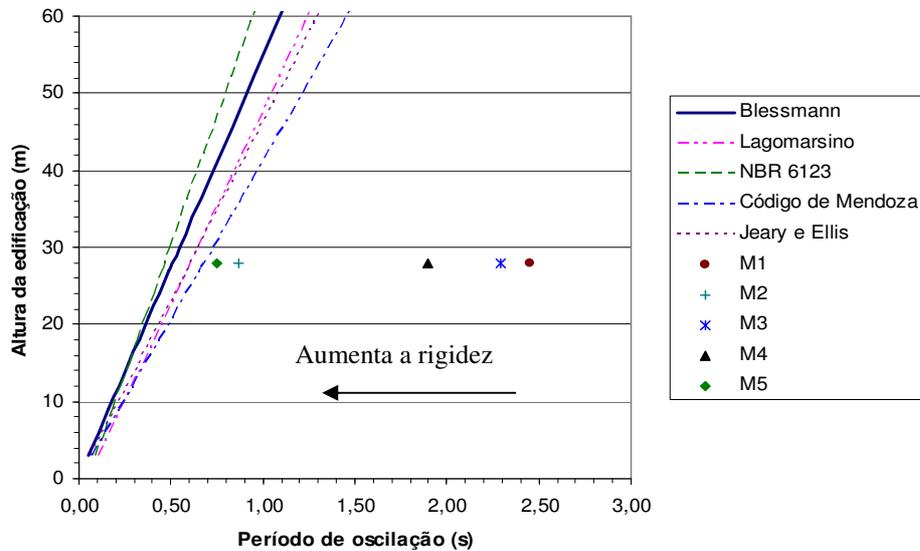


Figura 6 – Comparação de resultados obtidos pelo SAP 2000 e fórmulas para estimativa de períodos naturais.

5. SISMO

5.1 Considerações sobre o efeito do sismo

Para carregamento provocado pelo sismo em edificações são utilizados espectros de aceleração – curvas aleatórias dos espectros observados, ou alternativamente médias mais um desvio padrão de muitos terremotos – que diferem para diferentes tipos de solo.

Num terremoto a estrutura sempre interage com o solo, impondo-o deformações que modificam o movimento da face entre o solo e a estrutura, diferente do que aconteceria num terreno livre - considerando-se a base rígida sem a influência do solo.

5.2 Determinação do carregamento provocado pelo sismo

Serão mostrados a seguir alguns passos necessários para definição do espectro de respostas horizontais de projeto construído conforme sugere a NBR 15421/2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos. O espectro de resposta de projeto apresenta-se dividido em três faixas de períodos conforme equações 2, 3 e 4 abaixo:

$$S_a(T) = a_{gs0}(18,75.T.C_a / C_v + 1,0) \text{ para } 0 \leq T \leq 0,08.C_v / C_a \quad (2)$$

$$S_a(T) = 2,5a_{gs0} \text{ para } 0,08.C_v / C_a \leq T \leq 0,04.C_v / C_a \quad (3)$$

$$S_a(T) = a_{gs1} / T \text{ para } T \geq 0,04.C_v / C_a \quad (4)$$

onde:

a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo;

T é o período natural - em segundos – associado a cada modo de vibração da estrutura; C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, conforme tabela 3 da NBR 15421/2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos, em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno.

Considerando que a edificação tenha sido construída numa área de Zona 4 ($a_g = 0,15g$ onde g é a aceleração da gravidade) e em solo mole (Classe E), obteve-se para os fatores C_a e C_v valores de 2,1 e 3,4, respectivamente. Incluindo estes fatores nas equações 8, 9 e 10, traça-se os três trechos de períodos que definem o espectro de resposta de projeto, figura 7.

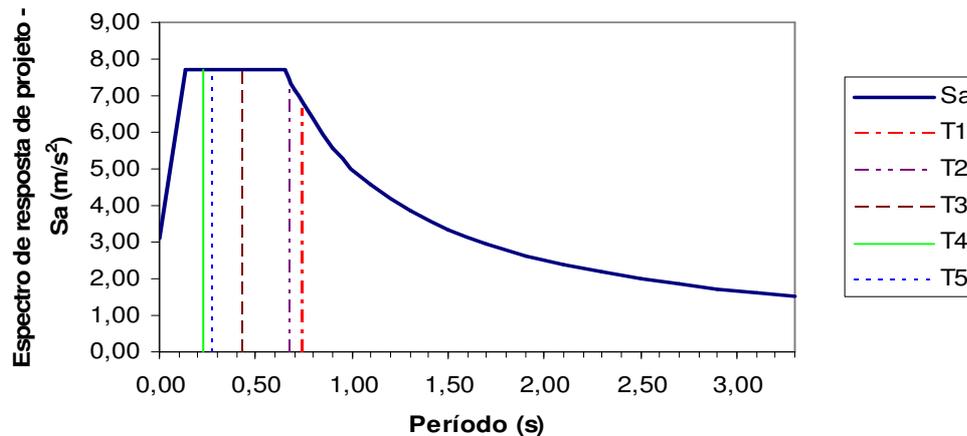


Figura 7 – Espectro de resposta de projeto e período dos cinco primeiros modos de vibração do Modelo 5.

5.3 Estimativa da resposta máxima

Para a estimativa da resposta máxima da estrutura foi utilizada para a combinação modal – com o uso do SAP 2000 - a regra da “Combinação Quadrática Completa” (CQC), pois além de seus resultados se parecerem com a média entre a “Regra da Soma dos Valores Absolutos” e a “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados” (RQSQ), a regra CQC traz bons resultados desde que as frequências dos modos tenham afastamento suficiente. Já para a análise direcional utilizou-se a “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados” (RQSQ).

As formulações que representam as regras CQC, RSVA e RQSQ estão mostradas nas equações 5, 6 e 7 respectivamente.

$$\max[q(t)] \leq \max[q_1\eta_1(t)] + \max[q_2\eta_2(t)] + \max[q_3\eta_3(t)] + \dots \quad (5)$$

$$(\max[q(t)])^2 = (q_1\eta_{1,\max})^2 + (q_2\eta_{2,\max})^2 + (q_3\eta_{3,\max})^2 + \dots \quad (6)$$

$$\max[q(t)] = \sqrt{\sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \rho_{sr} (q_s\eta_{s,\max})(q_r\eta_{r,\max})} \quad (7)$$

$$\rho_{sr} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{sr})\beta_{sr}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{sr}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{sr}(1+\beta_{sr})^2}$$

$$\beta_{sr} = \frac{\omega_s}{\omega_r}$$

onde:

ρ_{sr} é o coeficiente de correlação;

β_{sr} é a relação entre frequências;

ξ é a razão de amortecimento da estrutura.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Ao contrário dos efeitos dinâmicos do vento, o carregamento de sismo seria bastante determinante no dimensionamento da estrutura. Isto já seria perceptível analisando a figura 8, a qual mostra que os primeiros períodos naturais da estrutura se encontram na faixa de maiores acelerações do espectro. Obtiveram-se os seguintes resultados:

- Deslocamento máximo no topo do edifício (direção xx): 15,45cm;
- Deslocamento máximo no topo do edifício (direção yy): 13,02cm;
- Máximo esforço normal na base do prédio: 387,1 tf (pilar P16);
- Máximo esforço cortante (direção x) na base do prédio: 7,0 tf (pilar P17);
- Máximo esforço cortante (direção y) na base do prédio: 122,2 tf (pilar P5);
- Máximo momento fletor (eixo yy) na base do prédio: 12,63 tf.m (pilar P17);
- Máximo momento fletor (eixo xx) na base do prédio: 429,6 tf.m (pilar P5).

7. CONCLUSÕES

Com relação à análise espectral – frequências e modos naturais de vibração – verificou-se que a introdução das paredes, ainda que de forma aproximada, no modelo computacional, conferiu significativa rigidez à mesma, visto que o período fundamental dos modelos com paredes, M2 e M5 apresentaram períodos menores que os outros modelos.

Os modos de vibração “abre e fecha” que aparecem nos modelos M1 e M2 na realidade não existem, pois as lajes conferem muita rigidez no seu plano, reprimindo, portanto, este modo. Como nos dois primeiros modelos as lajes não se fizeram presentes, este modo acabou surgindo.

Apesar de a estrutura ter maior comprimento na direção x que na direção y, o edifício apresentou maior rigidez na menor direção, ao contrário do que se podia imaginar a priori. Isto ocorre devido à maioria dos pilares apresentarem maior rigidez na direção da menor dimensão do prédio.

Quanto à análise dos períodos fundamentais, o modelo 5, que mais se aproxima da estrutura real, foi o que apresentou resultados mais próximos às formulações empíricas devido a tais formulações terem sido desenvolvidas a partir de observações de ensaios experimentais realizados em estruturas reais.

Com relação ao sismo, as solicitações e deslocamentos foram algo em torno de vinte vezes maiores que as mesmas em relação ao vento. O pilar P5, entretanto, por ter rigidez muito maior com relação aos demais pilares, fugiu desta média, apresentando esforços bem mais elevados.

O desenvolvimento deste trabalho permitiu o aprendizado dos efeitos dinâmicos na estrutura devido à ação do vento e do sismo.

8. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos - Procedimentos: NBR 15412/2006**. Rio de Janeiro, 2006.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2 ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.

JUSTE, A. E. **Estudo da Resistência e da Deformabilidade da Alvenaria de Blocos de Concreto Submetida a Esforços de Compressão**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SAP 2000 MANUAL. **Linear and Nonlinear, Static and Dynamic, Analysis and Design of Three-Dimensional Structure (Basics Analysis Reference)**, Berkeley, California, USA, 2002.

