

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA DETERMINAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA
DE UMA ESTRUTURA SUBMETIDA À EXCITAÇÃO SÍSMICA

por

Robson Rodrigues Silveira

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Engenheiro Mecânico.

Porto Alegre, novembro de 2015.

METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA DETERMINAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA
DE UMA ESTRUTURA SUBMETIDA À EXCITAÇÃO SÍSMICA

por

Robson Rodrigues Silveira

ESTA MONOGRAFIA FOI JULGADA ADEQUADA COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO MECÂNICO
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELA BANCA EXAMINADORA DO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

Prof. Alcy Rodolfo dos Santos Carrara
Coordenador do Curso de Engenharia Mecânica

Área de Concentração: **Mecânica dos Sólidos**

Orientador: Prof. Leticia Fleck Fadel Miguel

Comissão de Avaliação:

Prof. Edson Hikaro Aseka

Prof. Juan Pablo Raggio Quintas

Prof. Rodrigo Rossi

Porto Alegre, 30 de novembro de 2015.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Dione Rodrigues e Paulo Silveira, que sempre me incentivaram a estudar e obter a formação superior, pelos seus esforços, sua dedicação, mesmo sem às vezes possuir boas condições para isso.

À família, minha e de minha esposa, por torcer e me apoiar nesta jornada.

Agradeço a minha esposa, Janine Abruzzi, pelo amor, companheirismo, dedicação e compreensão, principalmente neste período de elaboração do TCC. Por tudo que passamos juntos nesta caminhada e pelo que ainda temos pela frente.

Aos meus amigos, sejam os de infância, da vida ou da faculdade, que sempre me apoiaram e me ajudaram de alguma maneira a transpor os obstáculos, não apenas da formação acadêmica, mas para toda a vida, estando sempre dispostos a ajudar e servir de exemplo.

Aos meus colegas de trabalho da Ciber, onde também formei grandes amizades em mais de 14 anos de trabalho, que sempre se dispuseram a ensinar, dividir conhecimento e aprender com nossos erros e acertos.

Agradeço também ao corpo docente da UFRGS onde encontrei grandes mestres com sede de conhecimento e de partilhar este conhecimento, mostrando o gosto pelo que faz, muitas vezes com recursos precários de uma universidade federal. Um agradecimento em especial a minha excelente professora e orientadora Letícia Miguel que sempre esteve disposta e acessível no decorrer deste trabalho, sendo compreensiva e apoiando-me nas adversidades deste período.

Agradeço a Deus, pela vida e por tudo de bom que tem me proporcionado.

A todos, muito obrigado!

SILVEIRA, R. R. **Metodologia simplificada para determinação da probabilidade de falha de uma estrutura submetida à excitação sísmica**. 2015. 17p. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma metodologia para cálculo da probabilidade de falha de um edifício submetido a um abalo sísmico. Para tanto, é desenvolvida no software MatLab® uma rotina numérico-computacional que trata desde a geração de um sismo aleatório até a análise da probabilidade de falha baseada na resposta dinâmica da estrutura. Através da aplicação dos sinais sísmicos aleatórios gerados a uma estrutura com propriedades não determinísticas, isto é, com massas, rigidezes e amortecimentos sendo definidos, como variáveis aleatórias Gaussianas não correlacionadas, é analisada a probabilidade de falha desta estrutura. O sismo baseia-se no espectro (PSD) proposto por Kanai-Tajimi, com a mudança de domínio proposta por Shinozuka. A análise dinâmica é realizada através do método numérico de integração das equações de movimento proposto por Newmark. Por último, o levantamento estatístico da falha é realizado através da simulação de Monte Carlo. Esta monografia foca nas incertezas intrínsecas que todo sistema está sujeito, e mensura a probabilidade de colapso sem a consideração exclusiva da pior situação, como geralmente são elaboradas as normas. Os resultados são considerados satisfatórios e evidenciam que a natureza aleatória existente em qualquer medida possui total influência sobre o resultado final de uma análise.

PALAVRAS-CHAVE: Probabilidade de falha, Método de Newmark, Resposta dinâmica, Aleatoriedade, Sismo.

SILVEIRA, R. R. **Simplified methodology for determining the probability of structure's failure subjected to seismic excitation**. 2015. 17p. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

ABSTRACT

This monograph presents a methodology for calculating the failure probability of a building subjected to an earthquake. Therefore, a numerical-computational routine is developed in MatLab® that comes from the generation of a random seismic event until analysis of the probability of failure based on the dynamic response of the structure. By applying the generated random seismic signals with the structure of non-deterministic properties, *i.e.*, mass, stiffness and damping being defined as uncorrelated Gaussian random variables, it analyzes the probability of failure of the structure. The earthquake is based on the PSD proposed by Kanai-Tajimi, with changing of domain proposed by Shinozuka. Dynamic analysis is performed using the numerical method of integrating the equations of motion proposed by Newmark. Finally, the statistical survey of the failure is performed by Monte Carlo simulation. This monograph focuses on the intrinsic uncertainties that every system is subject, and measures the probability to collapse without the exclusive consideration the worse situation, as they are usually the standards established. The results are satisfactory and show that the existing nature random to any extent, have full influence on the final result of an analysis.

KEY-WORDS: Failure probability, Newmark's method, Dynamic response, Randomness, Earthquake.

ÍNDICE

	Pág.
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	1
2.1 Limitações e Hipóteses Adotadas	1
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	2
3.1 Sinal Sísmico Artificial	2
3.2 Sistemas com Vários Graus de Liberdade	2
3.3 Vibrações em Sistemas Amortecidos com Vários Graus de Liberdade Sujeitos a Excitações na Base	3
3.4 Amortecimento Proporcional de Rayleigh	3
3.5 Método de Newmark	4
3.6 Variáveis Aleatórias	5
3.7 Distribuição Gaussiana (Normal)	5
3.8 Método de Monte Carlo	6
4 METODOLOGIA	6
4.1 Geração do Sinal Sísmico Aleatório	6
4.1.1 Entrada de Dados e Processamento	6
4.1.2 Saída de Dados	7
4.2 Análise Dinâmica por Newmark e Verificação do Método	7
4.3 Inserção das Incertezas nos Dados de Entrada	8
4.4 Verificação do Método com Aleatoriedades	8
4.5 Análise Estatística	9
4.6 Estrutura Analisada	9
4.7 Definição dos Parâmetros Segundo a Norma Brasileira	9
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	10
5.1 Verificação do Sinal Sísmico Aleatório	10
5.2 Verificação da Análise Dinâmica	11
5.3 Análise do Pórtico Plano	12
5.3.1 Resultados para o Segundo Modo de Vibração	13
5.3.2 Resultados para o Primeiro Modo de Vibração	13
6 CONCLUSÕES	14
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	15
APÊNDICES	16

1 INTRODUÇÃO

A análise dinâmica de estruturas está cada vez mais sendo aplicada no seu dimensionamento. A busca por estruturas mais esbeltas fazem parte dos novos projetos, visando principalmente economia na construção e estética, portanto, uma análise mais aprofundada dessas estruturas faz-se necessária. Normas de construção civil geralmente possuem grandes fatores de segurança, o que vai à contramão da tendência econômica.

Apesar do Brasil não possuir um grande histórico de abalos sísmicos devastadores, há registros importantes que chegam a 5,2 graus na escala Richter, como ocorrido no nordeste brasileiro em 1980, e a 4,9 graus, registrado em Minas Gerais no ano de 2007, dentre outros. O abalo sísmico no estado de Minas Gerais possui maior destaque por ter a primeira vítima fatal deste tipo de acidente no Brasil, conforme cita Branco (2009), membro do CPRM-Serviço Geológico do Brasil.

Para ressaltar a importância que o assunto vem adquirindo no país, em 2006 passou a vigorar a norma brasileira NBR15421/2006 que traz em seu conteúdo um procedimento para cálculo de estruturas resistentes a abalos sísmicos, visando a preservação de vidas e a minimização dos danos ao patrimônio. Contudo, a norma faz uma análise simplificada, o que, normalmente, superdimensiona a estrutura.

O presente trabalho foca nas incertezas intrínsecas que todo sistema está sujeito, e mensura a probabilidade de colapso sem a consideração exclusiva da pior situação, como geralmente são elaboradas as normas.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem o objetivo de propor uma metodologia para determinar a probabilidade de colapso de um edifício submetido a excitações sísmicas aleatórias, através da resposta dinâmica da estrutura à excitação. A geração dos sismos está baseada na função densidade espectral de potência (PSD) proposta por Kanai-Tajimi, possibilitando assim, o registro de um abalo sísmico aleatório de aceleração em função do tempo, após ter sido passado ao domínio do tempo pelo método proposto por Shinozuka e Jan (1972).

Através da aplicação dos sinais sísmicos aleatórios gerados a uma estrutura com propriedades não determinísticas, isto é, com massas, rigidezes e amortecimentos sendo definidos, como variáveis aleatórias Gaussianas não correlacionadas, será analisada a probabilidade de falha desta estrutura, entre outros dados estatísticos.

Para levar em consideração tanto as incertezas presentes no sistema quanto na excitação dinâmica, tanto as características da estrutura quanto do sismo serão consideradas variáveis aleatórias com distribuição normal. Os parâmetros médios da excitação sísmica são obtidos baseando-se nas características do solo do local onde a estrutura será construída.

2.1 Limitações e Hipóteses Adotadas

A metodologia desenvolvida possui as seguintes limitações e hipóteses:

- o edifício é modelado como um *shear building*, ou seja, são considerados apenas deslocamentos horizontais na estrutura e as massas dos andares estão concentradas nos nós (um por pavimento);
- as variáveis aleatórias, tanto da estrutura quanto da excitação, são consideradas como tendo uma distribuição Gaussiana. Porém, deve-se ressaltar que se tomou o cuidado de não gerar valores negativos para os parâmetros incertos.
- os coeficientes de variação das variáveis aleatórias são estimados, o que poderia alterar o valor final da probabilidade de falha, porém a metodologia proposta continua sendo aplicável.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Sinal Sísmico Artificial

Um espectro de excitações sísmicas no domínio da frequência foi proposto por Kanai-Tajimi (Kanai, 1961 e Tajimi, 1960), a partir de um ruído branco gaussiano filtrado, baseado nas características do solo, tais como razão de amortecimento e frequência. Este modelo, caracterizado como um processo estacionário, é amplamente usado em trabalhos que procuram estimar acelerogramas artificiais de terremotos.

Shinozuka e Jan (1972) propuseram um método para simulação digital de processos estocásticos no domínio tempo através da densidade espectral de potência, como a proposta por Kanai-Tajimi. Os eventos simulados pelos autores são estacionários, ou seja, não consideram os períodos transientes do início do sinal e a atenuação final. O método proposto é amplamente utilizado para análises em uma vasta área como transmissão de água e distribuição de gás em zonas sujeitas a abalos sísmicos.

Mohebbi *et al.* (2012) propuseram um método eficaz para atenuar a resposta dinâmica de uma estrutura submetida a abalos sísmicos através da utilização de amortecedores de massa sintonizados. O algoritmo de Shinozuka e Jan foi utilizado com sucesso para resolver o problema da otimização. Os resultados mostraram um comportamento que ressalta a simplicidade e convergência do método.

A título de ilustração, a Figura 3.1 apresenta o acelerograma do sinal de entrada obtido por Mohebbi *et al.* (2012).

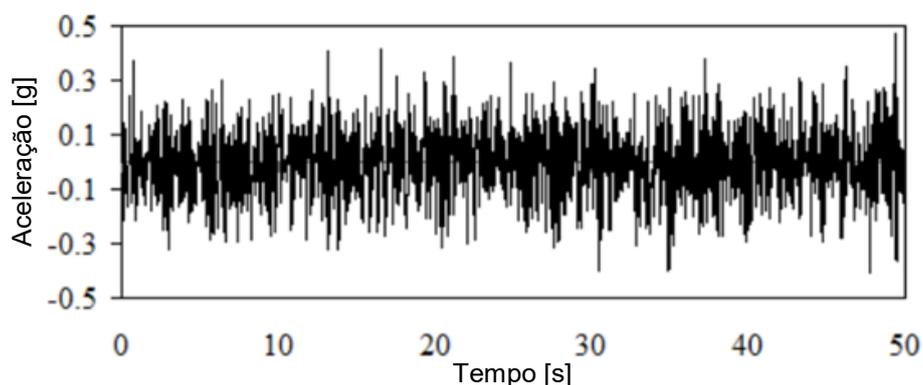


Figura 3.1 – Aceleração do solo em função do tempo obtida por Mohebbi *et al.* (2012).

Schaan (2014) realizou um estudo acerca do processo de geração de um registro de excitação sísmica usando o espectro proposto por Kanai-Tajimi, e à conversão ao domínio tempo proposto por Shinozuka e Jan (1972), além da elaboração de uma rotina computacional para a geração deste sinal, e análise da estrutura proposta por Mohebbi *et al.* (2012). Suas conclusões ressaltam a eficácia do processo.

3.2 Sistemas com Vários Graus de Liberdade

Segundo Miguel (2006), sistemas com n graus de liberdade (GDL) são aqueles que necessitam de n coordenadas independentes para terem sua posição completamente definida em um instante t . Ainda, para um modelo com n GDL, há n frequências naturais de vibração. Para cada uma dessas frequências há uma correspondente maneira de vibrar do sistema, chamada modo de vibração.

A Figura 3.2 exemplifica três modos de vibração de um pórtico de três andares. O modo de vibração com menor frequência é chamado de modo fundamental de vibração.

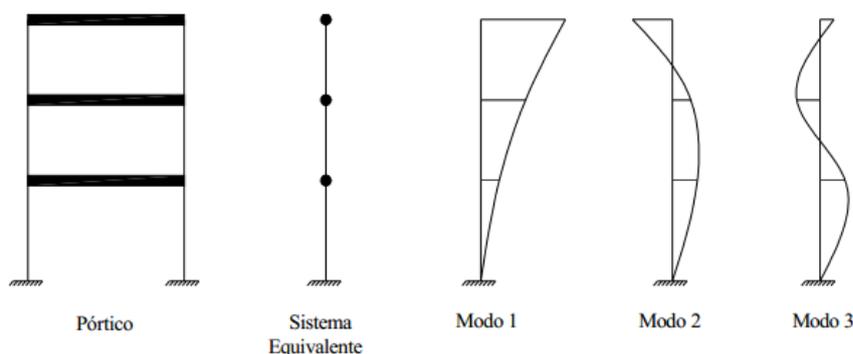


Figura 3.2 – Modos de vibração de um sistema com 3 GDL.

3.3 Vibrações em Sistemas Amortecidos com Vários Graus de Liberdade Sujeitos a Excitações na Base

De acordo com Rao (1995), sob a atuação de uma aceleração na sua base, a equação diferencial de movimento dinâmico de um sistema amortecido com n graus de liberdade ($n > 1$), pode ser expressa da seguinte maneira:

$$[M]\ddot{\vec{x}}(t) + [C]\dot{\vec{x}}(t) + [K]\vec{x}(t) = -[M]\ddot{\vec{y}}_g(t) \quad (3.1)$$

onde t é o tempo, $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema respectivamente, $\vec{x}(t)$ é o vetor de deslocamentos do sistema em função do tempo, $\dot{\vec{x}}(t)$ é o vetor de velocidades do sistema em função do tempo, $\ddot{\vec{x}}(t)$ é o vetor de acelerações em função do tempo e $\ddot{\vec{y}}_g(t)$ é o vetor de acelerações impostas ao sistema pelo solo em função do tempo, ou seja, o vetor de acelerações da base, isto é, as acelerações sísmicas.

3.4 Amortecimento Proporcional de Rayleigh

Segundo Ripper (2007), a equação que rege a matriz de amortecimento de Rayleigh para sistemas com amortecimento proporcional é função das matrizes de massa e rigidez do sistema, e é representada por:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.2)$$

onde α e β , podem ser determinados em função das razões de amortecimento do sistema para os dois primeiros modos de vibração. A análise modal é um método utilizado para determinação das frequências naturais do sistema.

Miguel (2006) apresenta a equação da matriz dinâmica para cálculo das frequências naturais do sistema:

$$[D] = [M]^{-1}[K] \quad (3.3)$$

Cada autovalor de $[D]$ representa uma frequência natural do sistema elevado ao quadrado (ω_{ni}^2). Já os autovetores representam os modos de vibração.

Para determinação dos coeficientes de Rayleigh, segue-se o método:

- obter os autovalores e autovetores da matriz dinâmica $[D]$;
- selecionar as duas primeiras frequências naturais (ω_{n1} e ω_{n2}) e a partir destas e da razão de amortecimento dos dois primeiros modos ζ , obter:

$$A = \begin{bmatrix} 1 & \omega_{n1}^2 \\ 1 & \omega_{n2}^2 \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$B = 2\zeta \begin{bmatrix} \omega_{n1} \\ \omega_{n2} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

- c. multiplica-se A^{-1} por B, e obtém-se um vetor que contém os coeficientes α e β ;
d. por fim, a matriz de amortecimento será:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.6)$$

3.5 Método de Newmark

Segundo Miguel (2006), os métodos de integração direta das equações de movimento consistem em procedimentos numéricos do tipo passo a passo que não requerem cálculo prévio das características dinâmicas da estrutura, como autovalores e autovetores. A convergência e a exatidão da solução dependerão da capacidade das funções adotadas para representarem a aceleração com precisão dentro de cada intervalo de tempo Δt , bem como o tamanho do intervalo.

Os métodos de integração direta podem ser classificados como explícitos ou implícitos. Os métodos explícitos utilizam a equação do movimento no instante t para calcular a resposta no instante $t+\Delta t$, enquanto os métodos implícitos utilizam a equação do movimento no instante $t+\Delta t$ para calcular a resposta neste instante. Segundo a autora, o método de Newmark é o mais eficaz dos métodos implícitos.

As equações que descrevem a variação do deslocamento, velocidade e aceleração são apresentadas a seguir:

$$\vec{x}(t_{i+1}) = (a_0[M] + a_5[C] + [K])^{-1} \left\{ \begin{array}{l} \vec{F}(t_{i+1}) + [M] \left(a_0 \vec{x}(t_i) + a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_2 \ddot{\vec{x}}(t_i) \right) \\ + [C] \left(a_5 \vec{x}(t_i) + a_6 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i) \right) \end{array} \right\} \quad (3.7)$$

$$\dot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_5 (\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)) - a_6 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (3.8)$$

$$\ddot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_0 (\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)) - a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_2 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (3.9)$$

onde os vetores $\vec{x}(t_i)$, $\dot{\vec{x}}(t_i)$ e $\ddot{\vec{x}}(t_i)$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no instante de tempo t e $\vec{x}(t_{i+1})$, $\dot{\vec{x}}(t_{i+1})$ e $\ddot{\vec{x}}(t_{i+1})$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no instante $t+\Delta t$ respectivamente. Com relação aos termos a_k , estes são um conjunto de equações agrupadas a seguir:

$$\left\{ \begin{array}{llll} a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; & a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; & a_2 = \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right); & a_3 = (1 - \delta) \Delta t \\ a_4 = \delta \Delta t, & a_5 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; & a_6 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; & a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

A estabilidade do método depende dos parâmetros α e δ . Newmark obteve um método incondicionalmente estável, utilizando $\alpha = 0,25$ e $\delta = 0,5$.

Para início do processo iterativo, os vetores de deslocamento e velocidades iniciais devem ser conhecidos para cálculo da aceleração inicial conforme equação:

$$\ddot{\vec{x}}(t_0) = [M]^{-1} \left(\vec{F}(t_0) - [C] \dot{\vec{x}}(t_0) - [K] \vec{x}(t_0) \right) \quad (3.11)$$

3.6 Variáveis Aleatórias

Shigley (2005) destaca um experimento que consiste em medir a resistência, em um ensaio de tração, de certo número de espécimes usinadas que foram obtidas a partir de amostras selecionadas ao acaso de um determinado tipo de aço. Enfatiza, o autor, que é razoável esperar que haja diferenças nas resistências à tração (tensão de escoamento e de ruptura) entre cada um dos espécimes individuais do ensaio. Tais diferenças podem ocorrer devido às variações nos tamanhos dos espécimes, à resistência do material em si ou a ambas. Um experimento dessa natureza é denominado experimento aleatório, uma vez que os espécimes são selecionados ao acaso. A resistência à tração por ele determinada é chamada de variável aleatória ou variável estocástica. Assim, uma variável aleatória é uma quantidade variável (tal como resistência, tamanho ou peso) cujo valor depende do resultado de um experimento aleatório.

Num âmbito mais amplo, o autor diz que está claro que as consistências na natureza são estáveis, não em magnitude, mas no padrão de variação. A evidência obtida da natureza por meio de medidas é uma mistura de efeitos sistemáticos e aleatórios. É função da estatística, separar esses efeitos e, mediante o uso sensível dos dados, iluminar o obscuro.

3.7 Distribuição Gaussiana (Normal)

Segundo Shigley (2005), a distribuição gaussiana, ou normal, é uma importante distribuição cuja função de densidade de probabilidade é expressa, em termos de sua média μ_x e de seu desvio-padrão σ_x , como:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

A notação da variável normalmente distribuída x é apresentada da seguinte forma:

$$x = N(\mu_x, \sigma_x) = \mu_x N(1, C_x) \quad (3.13)$$

onde C_x é o coeficiente de variação da variável aleatória.

A Figura 3.3 apresenta o formato de uma distribuição normal. Em (a), uma distribuição com pequeno desvio padrão e em (b) com grande desvio padrão.

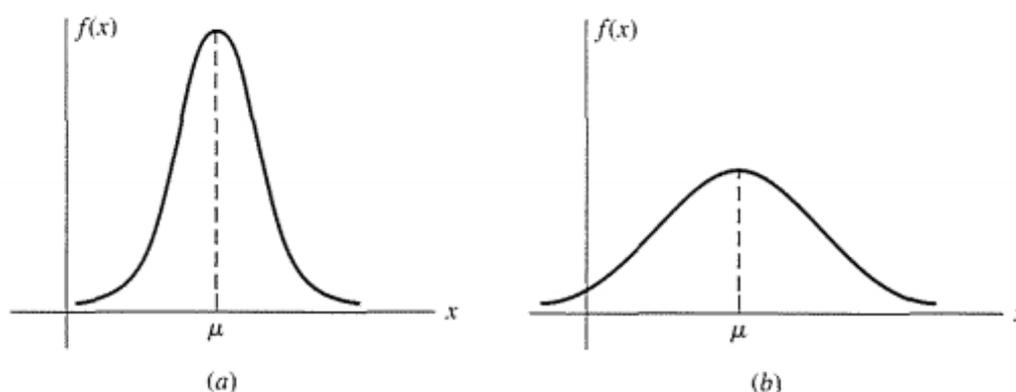


Figura 3.3 – O formato da curva de distribuição normal. Shigley (2005)

3.8 Método de Monte Carlo

Métodos de inferência são usados para tirar conclusões sobre a população usando informações obtidas a partir de uma amostra. Algumas aplicações:

- a. estimativas pontuais e intervalares para os parâmetros;
- b. testes de hipóteses;
- c. modelagem;

Para obter resultados confiáveis, é necessário conhecer a distribuição da estatística (média, mediana, variância, assimetria, etc.) em estudo.

Segundo Gentle (1998), o método Monte Carlo é uma saída para fazer inferências quando não se conhece a distribuição do parâmetro de interesse ou quando as suposições de um modelo são violadas. Atualmente o termo Monte Carlo é mais geral. É uma técnica baseada no uso de números aleatórios e estatísticas para resolver problemas.

Ressalta ainda, o autor, que simulações (experimentos) de Monte Carlo são um caminho fácil e expressivo para compreender o fenômeno de interesse. Ainda, segundo o autor, a ideia básica é estimar a distribuição de uma estatística extraindo amostras aleatórias de uma população e observar o comportamento estatístico sobre as amostras.

4 METODOLOGIA

A metodologia para o desenvolvimento do trabalho está baseada nas etapas a seguir elencadas.

A etapa inicial consiste em gerar o sinal aleatório do sismo. Para este fim, será usada a PSD proposta por Kanai-Tajimi (Kanai, 1961 e Tajimi, 1960) com a mudança de domínio proposta por Shinozuka e Jan (1972). Nesta etapa também são definidos os valores médios e coeficientes de variação para os parâmetros do sinal sísmico.

A segunda etapa consiste em elaborar a rotina de cálculo para aplicação do método numérico de integração das equações de movimento proposto por Newmark à estrutura escolhida, ou seja, é nesta etapa que se determina a resposta dinâmica da estrutura. Para verificação das duas rotinas computacionais desenvolvidas até o momento (rotina de geração do sinal e rotina de determinação da resposta dinâmica) será utilizado o mesmo modelo de edifício proposto por Mohebbi *et al.* (2012) comparando os dados obtidos.

Após a verificação, são inseridas as incertezas tanto na estrutura quanto na excitação (sinal sísmico gerado), tornando a rotina computacional totalmente aleatória, dentro de parâmetros pré-estabelecidos de média e coeficiente de variação de cada variável aleatória.

A etapa seguinte consiste em alterar a rotina computacional para a simulação de um edifício discretizado, considerando as mesmas premissas de aleatoriedade supracitadas.

De posse dos resultados das simulações de Monte Carlo, como etapa final, será avaliada a probabilidade de falha da estrutura.

Salienta-se que todas as rotinas computacionais foram desenvolvidas no software MatLab[®].

A Figura 4.4 (nos apêndices) apresenta um fluxograma das rotinas computacionais desenvolvidas.

4.1 Geração do Sinal Sísmico Aleatório

A primeira etapa consiste no desenvolvimento da rotina computacional para geração do sinal sísmico no software MatLab[®].

4.1.1 Entrada de Dados e Processamento

Para os dados de entrada escolhidos, foram utilizados os mesmos existentes na literatura estudada para fins de comparação e verificação da rotina computacional. Os valores

de entrada utilizados nos estudos de Mohebbi *et al.* (2012) para geração do sinal sísmico aleatório são os seguintes:

Frequência mínima (f_{\min}) = 0 Hz

Frequência máxima (f_{\max}) = 25 Hz

Incremento de frequência (df) = 0,01 Hz

Tempo de duração do sinal sísmico (t) = 50 segundos

Incremento de tempo (Δt) = 0,02 segundos

Frequência harmônica do solo (ω_g) = 37,3 rad/s

Razão de amortecimento do solo (ζ_g) = 0,3

Peak ground acceleration (PGA) = 0,475g, onde g é a aceleração da gravidade de 9,81 m/s². O PGA, por sua vez, é o valor da máxima aceleração que o solo pode alcançar.

Nesta etapa inicial é calculada a densidade espectral de potência através do ruído branco gaussiano, passado pelo filtro proposto por Kanai-Tajimi (Kanai, 1961 e Tajimi, 1960), de acordo com a equação:

$$S(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\omega_g^2 \zeta_g^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\omega_g^2 \zeta_g^2 \omega^2} \right] \quad (4.1)$$

e

$$S_0 = \frac{0,03 \zeta_g}{\pi \omega_g (4 \zeta_g^2 + 1)} \quad (4.2)$$

onde S_0 é a densidade espectral constante.

Ainda nesta etapa, desenvolve-se o método para geração do processo aleatório, proposto por Shinozuka e Jan (1972), dado peça equação da aceleração do solo em função do tempo em m/s²:

$$\vec{y}_g(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2S_\omega(f_k) \Delta f_k} \cos(2\pi f_k t + \phi_k) \quad (4.3)$$

onde ϕ_k é o ângulo de fase, variável aleatória de 0 a 2π com distribuição de probabilidade uniforme. A banda de frequências deve ser dividida em N intervalos, de modo que $\Delta f_k = f_{k+1} - f_k$.

4.1.2 Saída de Dados

Como etapa final, a fim de limitar, dentro de um range específico a aceleração do solo, normaliza-se e multiplica-se o vetor do sinal gerado na equação 4.3 pelo valor do PGA especificado. Para fins de verificação, nesta etapa são impressos gráficos do sinal gerado.

4.2 Análise Dinâmica por Newmark e Verificação do Método

Nesta etapa do trabalho é criada a rotina computacional, acoplada a anterior, para a análise dinâmica da estrutura proposta através do método de Newmark utilizando o procedimento e as equações expostas na Seção 3.5. A análise dinâmica neste momento é utilizada principalmente para verificação do método. Em uma etapa posterior, esta etapa é alterada para avaliação do prédio a ser estudado neste trabalho. Visando a verificação do método, os dados da estrutura também são os mesmos utilizados por Mohebbi *et al.* (2012). A Figura 4.1 apresenta o edifício estudado pelo autor com 10 graus de liberdade. Todos os andares do edifício possuem massas, rigidezes e amortecimentos iguais, sendo: $m=360000$ kg, $k=650 \cdot 10^6$ N/m e $c=6,2$ MN.s/m, respectivamente.

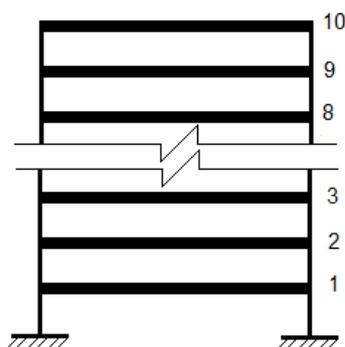


Figura 4.1– Estrutura com 10 graus de liberdade, Mohebbi *et al.* (2012).

Para a realização da análise dinâmica pelo método de Newmark é necessário que além dos dados de entrada já conhecidos, seja calculado o vetor de forças externas para iniciar o processo.

$$\vec{F}_{ext} = [M]\vec{y}_g(t_0) \quad (4.4)$$

São considerados ainda, vetores de deslocamentos e velocidades nulos para as condições iniciais do método. A partir dos resultados, são impressos os máximos deslocamentos de cada andar do prédio e comparados com resultados os obtidos pelo autor em uma tabela (ver Tabela 5.1 na Seção de Resultados).

4.3 Inserção das Incertezas nos Dados de Entrada

Após a verificação do programa com os mesmos dados usados nos estudos de Mohebbi *et al.* (2012), parte-se para a inserção das aleatoriedades nos dados de entrada da rotina de cálculo.

Conforme explicado na Seção 4.1, o processo de geração do sinal sísmico é um processo aleatório, porém, com dados de entrada determinísticos, tais como frequência do solo, razão de amortecimento do solo e PGA (*peak ground acceleration*) onde são usados valores médios para realização dos cálculos. No caso específico do PGA, este é sempre levado em conta seu valor máximo atingido nas regiões de interesse para cálculo das estruturas a serem dimensionadas, ou seja, o dimensionamento é realizado sempre para a pior situação. Em resumo, esta etapa cria um sismo totalmente aleatório, a partir de dados também aleatórios, aproximando-se mais dos acontecimentos ocorridos na natureza. Em outras palavras, nesta etapa se incorporam as incertezas nos três parâmetros básicos do sismo: ω_g , ζ_g e PGA.

Para as características do edifício não é diferente, como destaca Shigley (2005) ao citar a natureza das variáveis aleatórias, ou seja, massas, rigidezes e amortecimentos da estrutura também terão seus coeficientes de variação intrínsecos, mesmo que não considerados nos cálculos estruturais.

Nesta etapa, é atribuído a cada dado de entrada um valor médio e um coeficiente de variação. Então são gerados valores aleatórios para cada uma destas variáveis através de uma distribuição normal independente para cada dado e para cada simulação. Ainda nesta etapa, é atribuído ao programa um *loop* para cálculo de determinado número de amostras automaticamente.

4.4 Verificação do Método com Aleatoriedades

Para verificação da consistência do método após a inserção das aleatoriedades (incertezas), foi realizada novamente a simulação da Seção 4.2 com coeficientes de variação

iguais a zero. Assim, a geração do sinal sísmico e a análise dinâmica da estrutura foram realizadas novamente com os valores determinísticos de cada dado de entrada. Nesta etapa também foram impressos os deslocamentos máximos de cada andar do edifício para fins de comparação.

4.5 Análise Estatística

Nesta etapa do trabalho foi adicionada ao programa uma avaliação estatística da probabilidade de colapso da estrutura, tendo como critério de avaliação o deslocamento entre andares (nós), também chamado de *drift* (deslocamento relativo entre andares). Esse dado é utilizado como critério de avaliação em normas para dimensionamento de estruturas sujeitas a abalos sísmicos.

Um vetor de *drifts* máximos absolutos é gerado dos dados de cada simulação, a partir da avaliação dos deslocamentos de cada andar da estrutura constantes na matriz de deslocamentos por simulação. Um contador é programado para avaliar o número de simulações, constantes no vetor de *drifts* máximos, que ultrapassam o limite imposto pela norma ABNT NBR15421. Um gráfico desta estatística também é gerado para auxiliar a visualização. Dados como média, desvio padrão, máximo e mínimo *drift* também são extraídos do programa.

4.6 Estrutura Analisada

Após as validações do programa utilizando o edifício estudado por Mohebbi *et al.* (2012), a rotina computacional é ajustada para realizar os cálculos das respostas dinâmicas e estatísticas do edifício proposto pelo autor deste trabalho. A estrutura proposta para análise é uma estrutura metálica conforme apresentado na Figura 4.2. Neste estudo, o pórtico plano é discretizado em nove GDL, e suas propriedades estão relacionadas na Tabela 5.1.

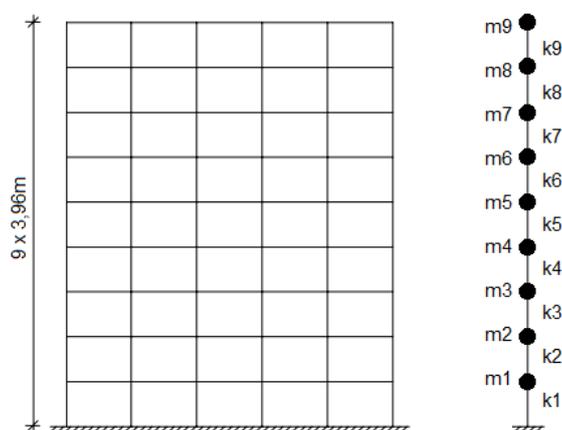


Figura 4.2 – Modelo discretizado da estrutura.

4.7 Definição dos Parâmetros Segundo a Norma Brasileira

A norma brasileira ABNT NBR15421 para projetos de estruturas resistentes a sismos faz um mapeamento da aceleração sísmica no Brasil onde apresenta a variação de seu PGA entre 0,025g a 0,15g conforme mostra a Figura 4.3.

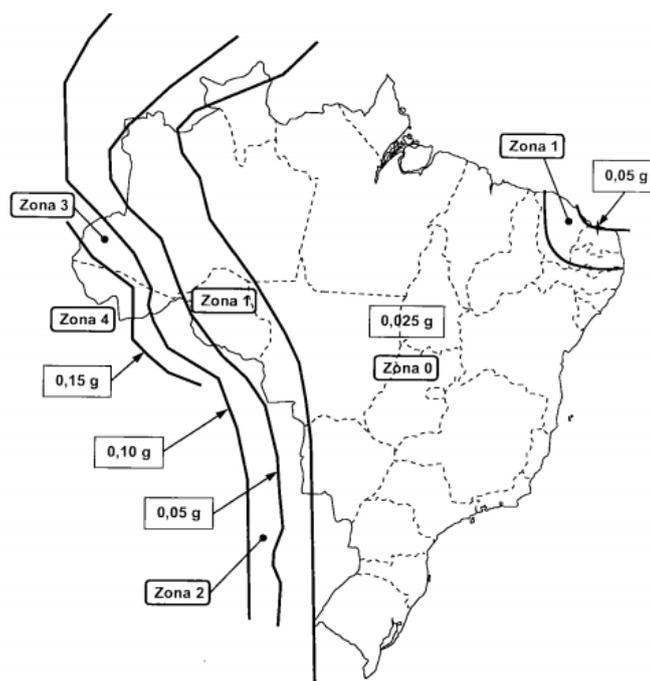


Figura 4.3 – NBR 15421 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos classe B (“rocha”).

A norma também faz referência ao máximo deslocamento relativo admissível entre andares (*drift*) de acordo com a importância de utilização da estrutura, com uma categoria que varia de I a III. Para este estudo é selecionada a categoria de número III, a mais crítica, que tem como deslocamento máximo permitido entre dois pavimentos (Δx) representado por:

$$\Delta x \leq 0,010h_{sx} \quad (4.5)$$

onde h_{sx} é a diferença de altura entre dois pavimentos consecutivos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos no trabalho, desde a geração do sinal sísmico até a análise probabilística de falha da estrutura. Também serão elencadas considerações acerca das consequências das aleatoriedades das características da estrutura e do sismo na análise dinâmica, objetivo principal deste trabalho.

5.1 Verificação do Sinal Sísmico Aleatório

Nesta primeira etapa dos resultados é apresentado o gráfico da Figura 5.1, do sinal gerado pelo programa desenvolvido, para fins de comparação com os estudos de Mohebbi *et al.* (2012). Nota-se que os picos de aceleração estão dentro da faixa do PGA estipulado pelo autor, ou seja, 0,475g. É perceptível a semelhança do sinal gerado em comparação à Figura 3.1, o que evidencia a consistência do programa. Este fato é comprovado através dos resultados obtidos na Tabela 5.1. Cabe salientar que os dados de entrada para geração do sinal são exatamente os mesmos aplicados por Mohebbi *et al.* (2012), e que as aleatoriedades nestes dados são nulas.

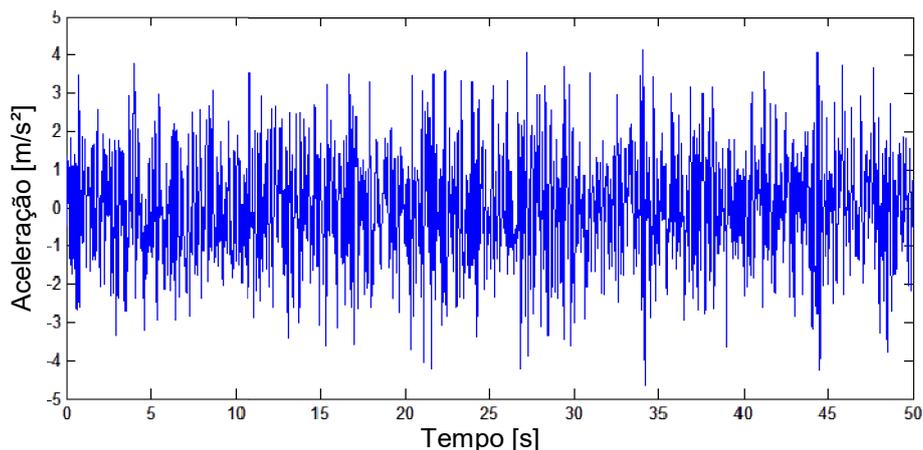


Figura 5.1- Aceleração do solo gerada pelo espectro de Kanai-Tajimi em função do tempo.

5.2 Verificação da Análise Dinâmica

Conforme apresentado na Seção 4.2, esta etapa consiste em rodar a rotina computacional com o mesmo edifício estudado por Mohebbi *et al.* (2012). Aqui é apresentado um comparativo, por meio de uma tabela, dos resultados obtidos neste trabalho com o da literatura estudada para fins de verificação da análise dinâmica. O gráfico da Figura 5.2 apresenta o deslocamento da estrutura em função do tempo para a simulação 1.

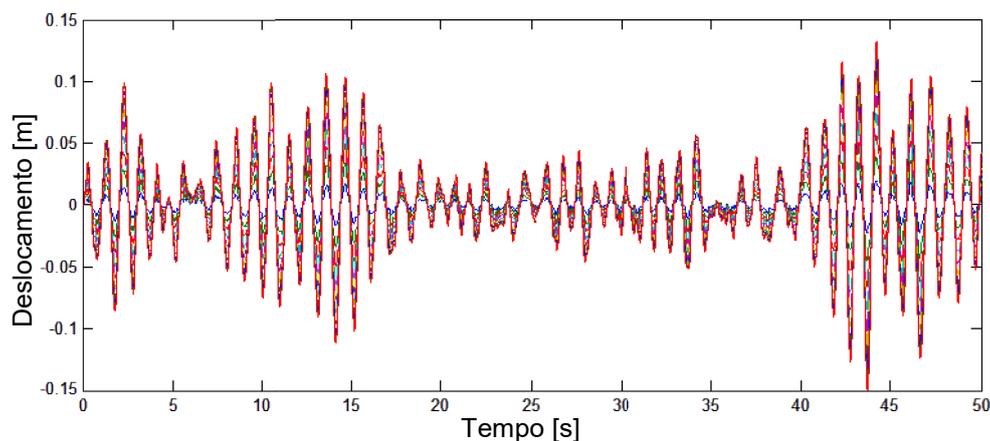


Figura 5.2 – Deslocamento da estrutura em função do tempo para uma amostra.

Tabela 5.1 – Comparação dos deslocamentos e acelerações obtidos por Mohebbi *et al.*, 2012 com os obtidos pelo autor neste trabalho.

Andar	Mohebbi <i>et al.</i> , 2012		Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3	
	Desloc.	Acel.	Desloc.	Acel.	Desloc.	Acel.	Desloc.	Acel.
1	2,17	345,35	2,27	409,94	2,04	349,28	2,19	392,64
2	4,30	571,60	4,49	639,27	4,01	510,85	4,30	588,45
3	6,28	708,65	6,58	761,25	5,85	630,89	6,24	719,85
4	8,01	708,89	8,49	792,51	7,55	687,21	8,09	757,30
5	9,50	749,88	10,23	766,19	9,08	684,06	9,81	763,37
6	10,75	719,11	11,76	729,66	10,44	700,71	11,25	768,70
7	11,86	713,77	13,03	808,14	11,61	728,42	12,44	809,81
8	12,88	713,73	14,02	883,01	12,53	729,35	13,35	850,72
9	13,63	730,84	14,69	944,13	13,17	751,90	13,95	873,04
10	14,03	802,68	15,06	979,05	13,50	795,27	14,26	904,21

Onde *Desloc.* é o deslocamento máximo absoluto de cada andar em cm, e *Acel.* é a aceleração máxima absoluta de cada andar em cm/s^2 .

Através dos resultados pode-se verificar que os valores de acelerações e deslocamentos obtidos nas simulações deste trabalho aproximam-se dos apresentados na literatura, atestando a verificação desta etapa do trabalho. Para esta análise, os coeficientes de variação também foram considerados nulos para obtenção dos valores, validando assim, a rotina computacional com dados de entrada aleatórios conforme citado nas Seções 4.3 e 4.4.

5.3 Análise do Pórtico Plano

Dando continuidade ao estudo, após as validações necessárias do programa, parte-se para a análise realizada no pórtico plano, discretizado, como apresentado na Seção 4.6. A seguir são relacionados os dados de entrada para cada etapa do programa e seus respectivos coeficientes de variação.

A estrutura possui as características (valores médios dos parâmetros) apresentadas na Tabela 5.2. É considerada uma razão de amortecimento de 0,5% ($\zeta=0,005$) para os dois primeiros modos. As massas e rigidezes possuem coeficiente de variação definido em 0,1 (10%).

Tabela 5.2 – Propriedades da estrutura metálica.

Andar	Altura dos andares [m]	Massa dos andares [kg]	Rigidez total por andar [N/m]
1	3,96	103017,33	9,89E+08
2	3,96	103017,33	9,89E+08
3	3,96	103017,33	7,90E+08
4	3,96	103017,33	7,90E+08
5	3,96	103017,33	7,90E+08
6	3,96	103017,33	7,90E+08
7	3,96	103017,33	4,04E+08
8	3,96	103017,33	2,89E+08
9	3,96	103017,33	1,85E+08

Os dados de entrada para geração do sinal sísmico estão conforme relatado na norma brasileira ABNT NBR15421/2006 onde cita que o PGA em solo nacional varia de um valor de 0,025g até um máximo de 0,15g. Com o objetivo de abranger a parte do território brasileiro que está sujeita a ocorrer os maiores valores de aceleração sísmica, foi definido um PGA de 0,13g com coeficiente de variação de 0,2 (20%). Para a razão de amortecimento do solo (ζ_g), é considerado um valor médio de 0,3 com coeficiente de variação de 0,4 (40%) abrangendo uma grande variedade de solos desde moles a rígidos. Ainda acerca do solo, para a frequência (ω_g) são adotadas duas faixas para efeito comparativo, uma próxima ao segundo modo e outra próxima ao primeiro modo de vibração da estrutura. O coeficiente de variação para ambas é de 0,2 (20%). A estrutura em estudo poderia estar localizada na região norte do país, na cidade de Rio Branco, capital do Acre. Região esta com tais características para o solo.

Para o critério de falha da estrutura, o valor máximo adotado para o deslocamento relativo entre andares (*drift*) é de 3,96 cm de acordo com a Equação 4.5, onde h_{sx} (altura do andar) é apresentada na Tabela 5.2.

Como etapa inicial da análise da estrutura, é realizado o cálculo das frequências naturais, em Hz. São elas: $f_1=2,25$; $f_2=5,42$; $f_3=8,89$; $f_4=11,98$; $f_5=14,93$; $f_6=17,93$; $f_7=21,99$; $f_8=27,47$ e $f_9=29,52$. Cabe ressaltar que ao longo de cada amostra (*loop*) realizada pelo programa estes valores sofrem pequenas variações devido à natureza aleatória das massas e rigidezes.

O número de amostras escolhido foi de 2000, pois se percebeu que após 1000 amostras os valores médios e desvio padrão do *drift* apresentaram convergência (para os mesmos dados de entrada). A otimização do tempo de processamento também é um fator importante.

5.3.1 Resultados para o Segundo Modo de Vibração

De acordo com o mencionado anteriormente, a primeira análise proposta é realizada com o valor médio da frequência do solo (ω_g) igual à frequência natural da estrutura em seu segundo modo (5,42 Hz ou 34,05 rad/s). Foram obtidos os seguintes dados estatísticos para o *drift* após a simulação.

- Valor médio: 0,0077 m (7,7 mm)
- Desvio padrão: 0,0022 m (2,2 mm)
- Máximo absoluto: 0,0217 m (21,7 mm)
- Mínimo absoluto: 0,0017 m (1,7 mm)

Observando o gráfico da Figura 5.3 percebe-se que nenhuma das amostras ultrapassou o limite estipulado pela norma brasileira para o deslocamento relativo entre dois andares consecutivos, ou seja, a probabilidade de falha considerando estas 2000 amostras é zero. Contudo, é perceptível a variação entre os resultados de cada amostra, ressaltando o comportamento estocástico da simulação.

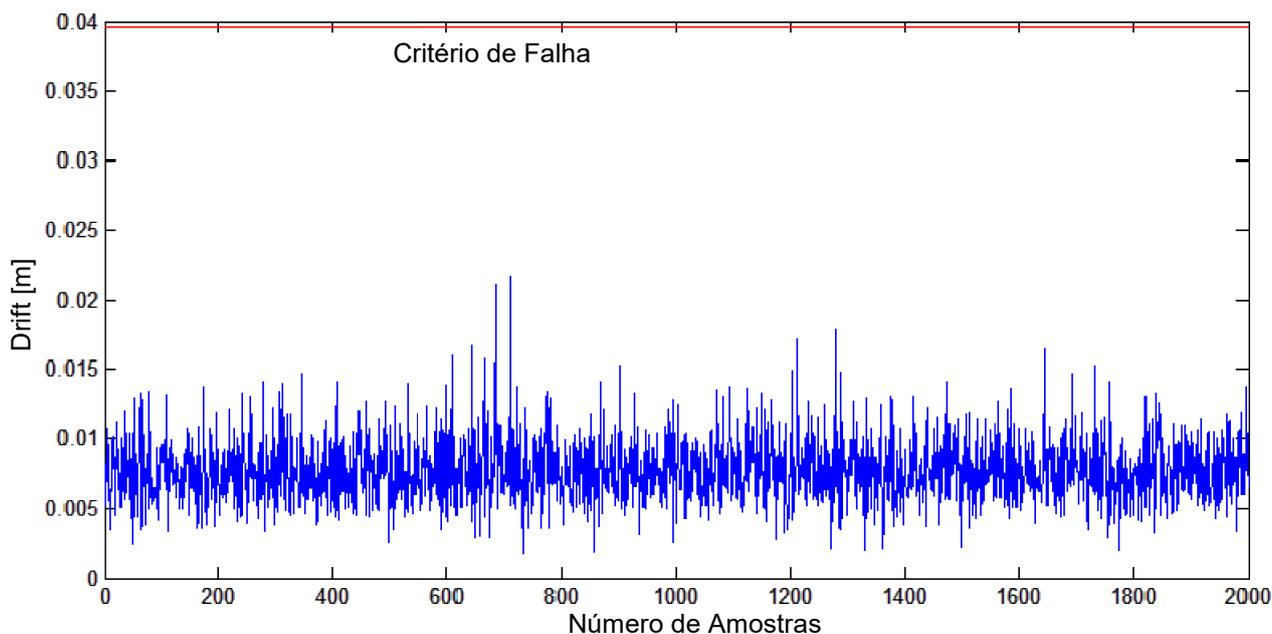


Figura 5.3 - Deslocamentos máximos absolutos entre andares (*drift*) em função do número de amostras.

5.3.2 Resultados para o Primeiro Modo de Vibração

Dando seguimento à análise proposta para a frequência do solo (ω_g) com valor médio igual à primeira frequência natural da estrutura (2,25 Hz ou 14,13 rad/s) são obtidos os seguintes dados estatísticos para os *drifts* máximos em função do número de amostras.

- Valor médio: 0,0116 m (11,6 mm)
- Desvio padrão: 0,0046 m (4,6 mm)
- Máximo absoluto: 0,0538 m (53,8 mm)
- Mínimo absoluto: 0,0018 m (1,8 mm)

Observando o gráfico da Figura 5.4 é possível verificar que apenas 1 simulação, ou seja, uma amostra das 2000 ultrapassou o limite estipulado pela norma, o que equivale a uma probabilidade de falha de 0,05% ($5E-4$). Este comportamento extremo representa uma combinação de aleatoriedades para a pior situação dentro dos coeficientes de variação estipulados, unindo em uma amostra um alto valor de PGA, frequência do solo muito próxima a da estrutura e baixo fator de amortecimento do solo e da estrutura.

Nota-se ainda que há um grande desvio padrão nas amostras em relação à média do *drift*, em torno de 40%, evidenciando assim, os efeitos da combinação das aleatoriedades relativas às características do solo e do edifício.

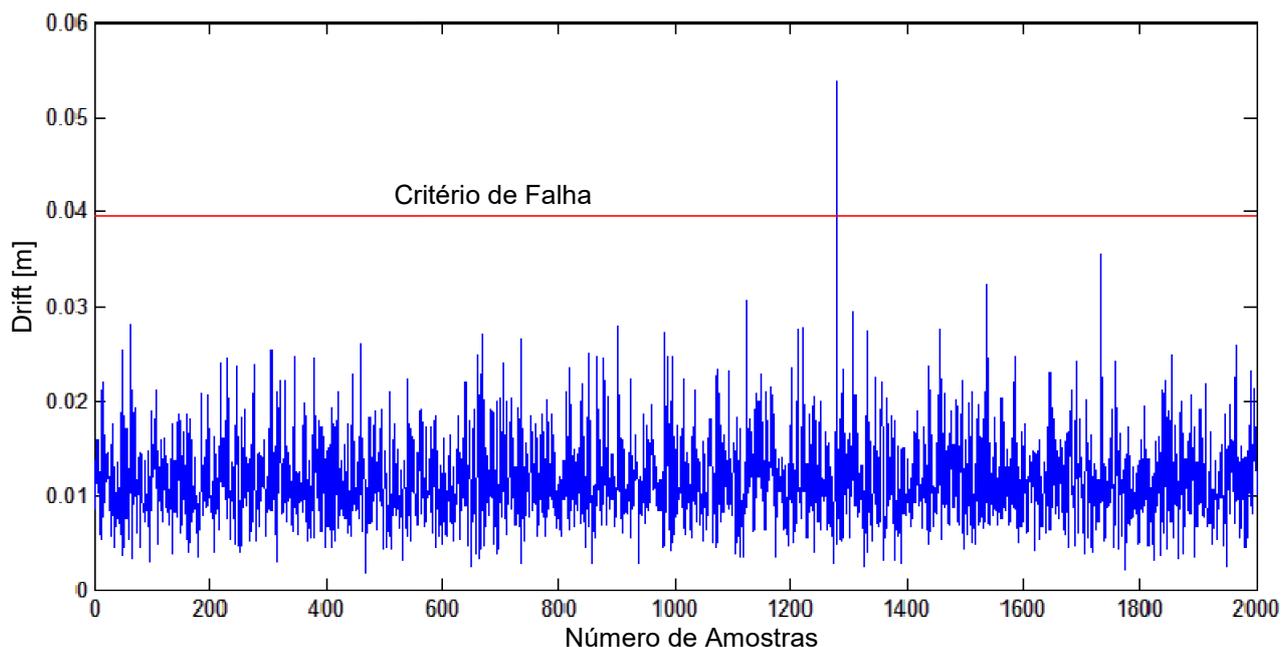


Figura 5.4 – Deslocamentos máximos absolutos entre andares (*drift*) em função do número de amostras.

As Figuras 5.5 e 5.6 (dos apêndices) apresentam os deslocamentos da estrutura para uma amostra da simulação realizada com a frequência do solo igual ao segundo e ao primeiro modo de vibração da estrutura, respectivamente. Nelas, é perceptível a diferença de amplitudes dependendo do modo de vibração. Cabe enfatizar que os resultados para a probabilidade de falha da estrutura são extremamente baixos, possivelmente devido ao Brasil não ser uma região sísmica importante, pois possui um PGA máximo de 0,15g.

Para fins de comparação, na Figura 5.7 dos apêndices, é apresentada a simulação para a estrutura estudada por Mohebbi *et al.* (2012) com a inserção de incertezas em seus dados de entrada. Para os dados de geração do sismo foram considerados coeficientes de variação de 0,2 (20%), e para as características da estrutura, coeficientes de variação de 0,1 (10%). Como o autor não especifica a altura de cada andar, é considerada a mesma do edifício estudado neste trabalho, resultando no mesmo critério de falha, ou seja, um *drift* máximo de 3,96 cm. Ressalta-se que nos estudos de Mohebbi *et al.* (2012), o dado da frequência do solo para geração do sismo (ω_g) é próximo ao terceiro modo de vibração da estrutura e a razão de amortecimento deste edifício é consideravelmente maior que a do edifício estudado neste trabalho.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho propôs um método simples e útil para determinar a probabilidade de falha de edifícios submetidos a excitações sísmicas.

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que a natureza aleatória existente em qualquer medida possui total influência sobre o resultado final de uma análise, neste caso em específico, uma análise dinâmica envolvendo uma força externa advinda de um sismo. Entretanto, não se restringe a isso.

As avaliações com as frequências do solo próximas às frequências naturais da estrutura também apresentaram o resultado esperado, onde os deslocamentos e por consequência os *drifts*, alcançaram valores mais expressivos quando em consonância com o primeiro modo de vibração.

A inserção das aleatoriedades no método de cálculo de Newmark mostrou-se extremamente satisfatória, apresentando resultados consistentes com o objetivo proposto para este trabalho, e mostrando que a combinação de variações intrínsecas que cada característica possui, leva o estudo a um estado muito mais abrangente e robusto. Um procedimento de cálculo determinístico e ainda estático equivalente, como sugerem as normas, traz um resultado simplificado para uma análise estrutural, obrigando o analista a trabalhar com um range de suposições diminuto, ou ainda com grandes coeficientes de segurança.

Neste contexto, o método de cálculo proposto para a probabilidade de falha mostra-se promissor e de fácil aplicação.

Sugere-se, para trabalhos futuros, que esta metodologia desenvolvida seja aplicada a uma análise estrutural mais refinada a partir de elementos finitos, onde as aleatoriedades estarão em dados não expostos neste estudo, tais como dimensões, momentos de inércia, módulo de elasticidade, entre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

Branco, P. M.; “**Terremotos**”. Brasília, DF: CPRM:2015. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>> Acessado em: 20 de setembro de 2015.

Gentle, J. E.; “**Random number generations and Monte Carlo Methods**” Springer, 1stedition, 1998.

Kanai, K.; “**An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions.**” Bulletin Earthquake Research Institute, University of Tokyo 39: 85-95. 1961.

Miguel, L. F. F.; “**Introdução ao Estudo de Vibrações.**” Notas de Aula, UFRGS, 1^a edição, 2006.

Mohebbi, M. *et al.*; “**Design optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures.**” Journal of Vibration and Control 2012; DOI: 10.1177/1077546311434520.

Rao, S. S.; “**Mechanical Vibrations**”, Prentice Hall, 5st edition, 1995.

Ripper A. P. Neto. “**Vibrações Mecânicas**” E-papers Serviços Editoriais LTDA., 2007.

Schaan, P. S.; “**Geração de excitação sísmica através do espectro de Kanai-Tajimi**” Monografia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2014.

Shigley, J.E; Mishke, C.R.; “**Projeto de Engenharia Mecânica**” Bookman, 7^a edição, 2005.

Shinozuka, M., Jan C. M.; “**Digital simulation of random process and its applications.**” J Sound Vib 1972; 25:111-8.

Tajimi, H.; “**A statistical method of determining the maximum response of a building structure during a earth-quake.**” In Proceedings of 2nd World Conference in Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, July, pp. 781-797. 1960.

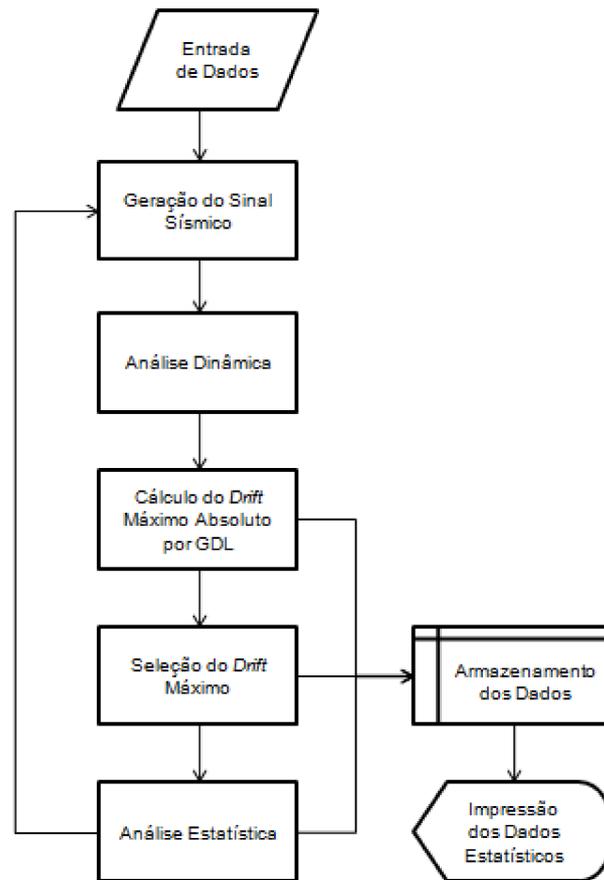


Figura 4.4 – Fluxograma da rotina computacional desenvolvida.

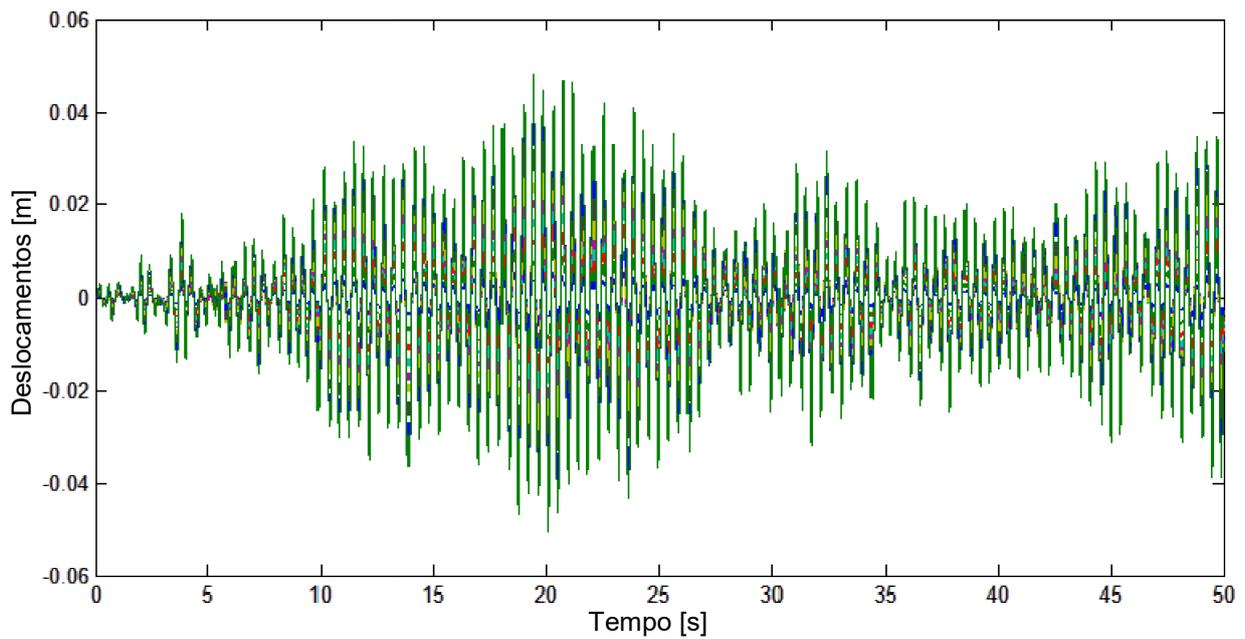


Figura 5.5 – Deslocamentos da estrutura com frequência do solo próxima à frequência do segundo modo de vibração da estrutura para uma amostra.

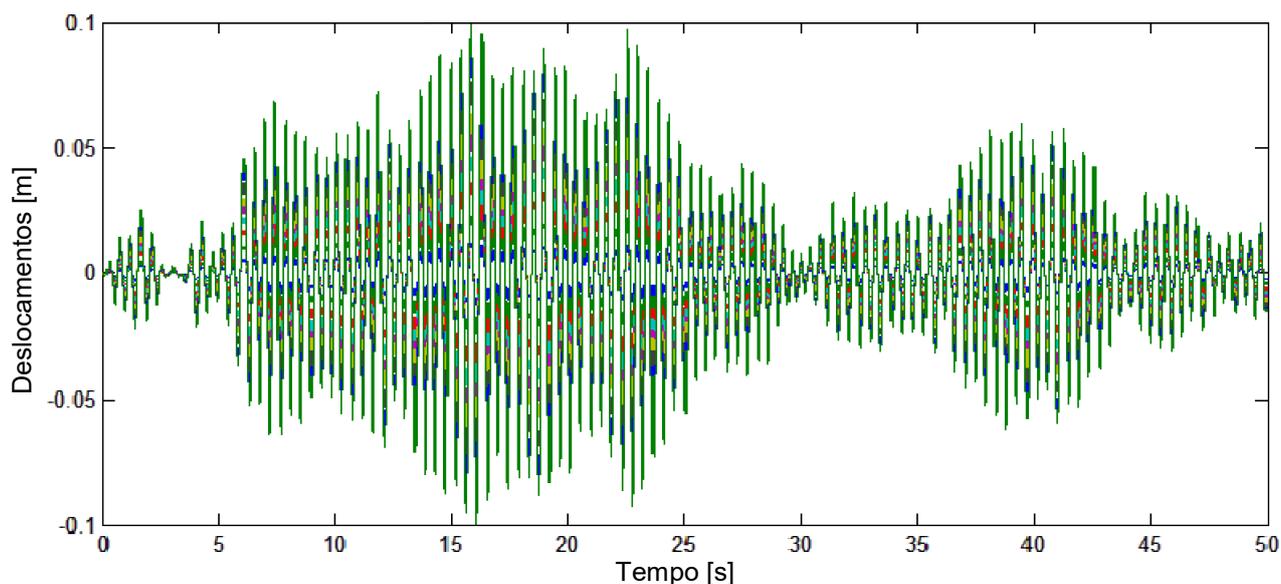


Figura 5.6 – Deslocamentos da estrutura com frequência do solo próxima à frequência do primeiro modo de vibração da estrutura para uma amostra.

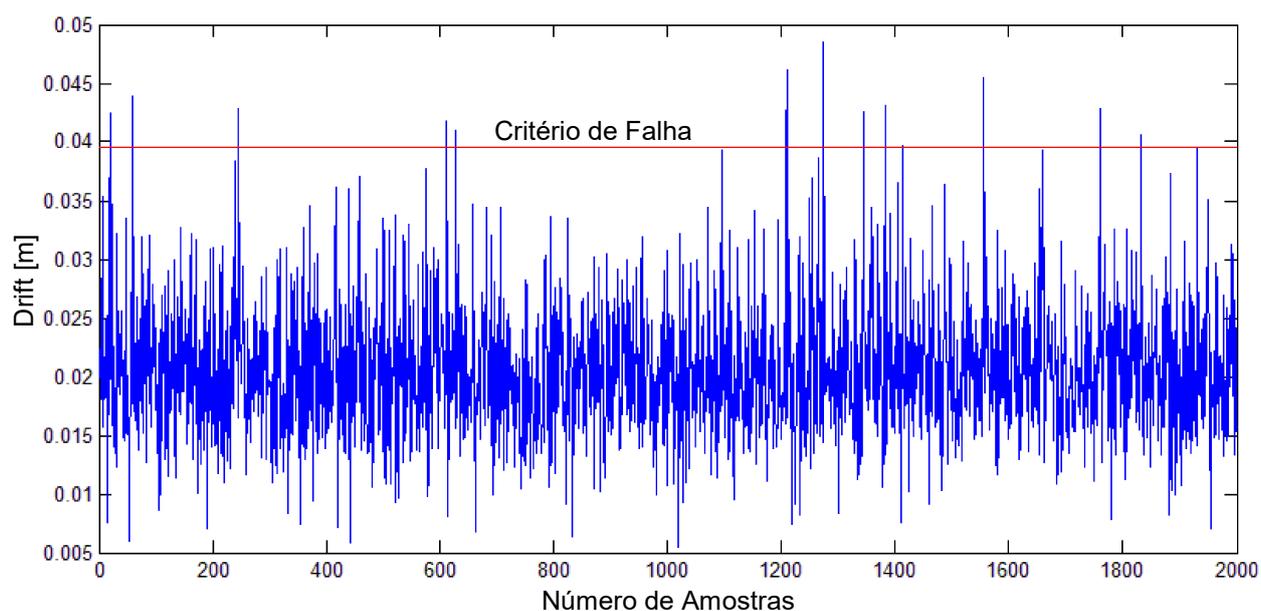


Figura 5.7 – Deslocamentos máximos absolutos entre andares (*drift*) em função do número de amostras para o edifício de Mohebbi *et al.* (2012).

Dados da simulação da Figura 5.7:

-Valor médio:	0,0204 m (20,4 mm)
-Desvio padrão:	0,0056 m (5,6 mm)
-Máximo absoluto:	0,0485 m (48,5 mm)
-Mínimo absoluto:	0,0054 m (5,4 mm)
-Probabilidade de falha:	0,65% (13 amostras de 2000)