

SIMULAÇÃO DOS EFEITOS SÍSMICOS EM UM EDIFÍCIO DE 12 PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Gustavo de Miranda Saleme Gidrão (USP) E-mail: gustavo.gidrao@gmail.com

Patrick de Oliveira Batista da Costa E-mail: ecivilpatrick@yahoo.com

Marcos Della-libera E-mail: ecivilpatrick@yahoo.com

Rúbia Mara Bosse E-mail: rubiambosse@gmail.com

Resumo: ABNT NBR 15421:2006, dispõe de requisitos de projeto para estruturas civis submetidas a terremotos. Neste contexto, o presente trabalho apresenta a metodologia básica para simulação numérica de um edifício de 12 pavimentos representado por sistemas massa-mola-amortecedor, modelo *shear-building*, sujeito à terremotos utilizando o método modal espectral em todas as zonas sísmicas do Brasil e o método de integração temporal de Newmark para análise dinâmica da resposta desta mesma estrutura solicitada por um histórico de acelerações do terremoto El Centro de 1940. Estes métodos são utilizados para a determinação dos deslocamentos, acelerações e esforços desenvolvidos na estrutura pela sob ações sísmica. Com o modelo de resposta modal espectral foram simulados a ocorrência de sismos solicitando o edifício em todas as zonas definidas na ABNT NBR15421:2006 e com diferentes tipos de solo para a fundação. Com o modelo de representação modal espectral será possível verificar que a região oeste do Brasil (i.e. Acre – Zona 4) é a mais suscetível aos efeitos sísmicos. Observará também que o tipo e as características do solo influenciam muito nos resultados de deslocamentos e esforços. O presente trabalho visa popularizar as técnicas para análise de estruturas sismo resistentes demonstrando a capacidade dos modelos em descrever com maior precisão a resposta estrutural frente à carregamentos dinâmicos severos.

Palavras-chave: Terremoto, projeto de estruturas sismo-resistentes, shear-building, modal espectral, análise dinâmica.

SIMULATION OF SEISMIC EFFECTS OF 12-STOREY BUILDING OF REINFORCEMENT CONCRETE

Abstract: ABNT NBR 15421:2006 defines the requirements to seismic resistant structures. This paper presents the basic methodologies to perform numerical simulations of a 12-storey building represented as lumped mass- spring-damper systems, shear-building, subjected earthquakes, using modal spectral method in all Brazil's seismic zones and the Newmark method to evaluate the response of this same structure under a record of El Centro earthquake of 1940. These methods are used to evaluate the displacements, accelerations and internal forces in the structure. With the modal spectral method, the occurrence of a seism was simulated in all Brazil's seismic zones with different types of soil in foundation. From modal spectral method it was possible to see that west region (i.e. Acre – 4th-zone) is the most susceptible to seismic effects. Will be observed that the soil very influences the displacements and internal forces responses. This paper explains the techniques available to perform the analyses of seismic resistant structures, showing the capacity of the models to describe precisely the structural responses under severe dynamic loads.

Keywords: Earthquakes, seismic resistant structures, shear building, modal spectral method, dynamic analysis.

1. Introdução

Um terremoto se manifesta como tremor de terra causado pela repentina liberação de energia na crosta terrestre (ELNASHAI; SARNO, 2008). Os sismos podem se originar de diferentes fontes, como o deslocamento das placas tectônicas, erupções vulcânicas, escavações subterrâneas e até mesmo explosões. Considera-se o Brasil um país de baixa atividade sísmica, se comparado a outros países da América do Sul, pois grande parte do território nacional situa-se no centro de uma das várias placas tectônicas existentes no mundo. Entretanto, como as bordas do país localizam-se próximas aos limites dessa placa, é incorreto afirmar a ausência de atividade sísmica no Brasil.

Segundo a norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos ABNT NBR 15421 (ABNT, 2006), o Brasil apresenta baixa sismicidade, não obstante em partes das regiões Centro-Oeste, Nordeste e Norte apresentam potencial sísmico. Efeitos sísmicos também podem ser sentidos em edifícios altos nas regiões sudeste e sul do país. Principalmente edifícios altos e esbeltos são mais suscetíveis à ação de efeitos dinâmicos como sismos gerando preocupações para os profissionais da área da construção civil. Pérez Peña (2012) ressalta a importância da aplicação de procedimentos e técnicas de cálculo e dimensionamento estrutural eficientes para prever o comportamento real de estruturas solicitadas por cargas dinâmicas severas, como terremotos, a fim de se prevenir danos estruturais relevantes.

No contexto de projetos estruturais resistentes a sismos, pode-se adotar uma abordagem determinística ou probabilística, estática ou dinâmica. De acordo com Datta (2010, p. 41) as entradas sísmicas determinísticas são usadas para definição e projeto de estruturas, enquanto aqueles em forma probabilística são usados para estimativa de danos de estruturas para futuros terremotos. As análises estáticas são consideradas uma metodologia simplificada em que os esforços internos e deformações dependem somente das características de rigidez da estrutura e da magnitude do carregamento equivalente imposto (REIS; PRAVIA, 2012). Por outro lado, quando se utilizam análises dinâmicas, a carga aplicada ao modelo varia ao longo do tempo, e requer a imposição de equilíbrio dinâmico que dependa da rigidez, massa e amortecimento do sistema sendo portanto mais complexas, porém mais capazes de reproduzir melhor o fenômeno de sismos (PAULTRE, 2010). Este trabalho apresenta a análise dinâmica utilizando o método de Newmark de um edifício representado por sistemas massa-mola solicitado um histórico de aceleração do terremoto El Centro. O trabalho também apresenta uma análise estática comparativa utilizando o método modal espectral, baseado nas indicações da norma de sismos ABNT NBR 15421 de 2006 (ABNT, 2006).

2. Referencial teórico

2.1. Análise modal espectral

A análise modal espectral utiliza toda a massa da estrutura e sua flexibilidade para encontrar vários períodos em que a estrutura pode naturalmente entrar em ressonância. De acordo com Datta (2010) e Elnashai e Sarno (2008), o modelo parte da ideia de um pórtico contendo apenas um pavimento com massa m , constante de amortecimento c e rigidez k , como apresentado na Figura 1.

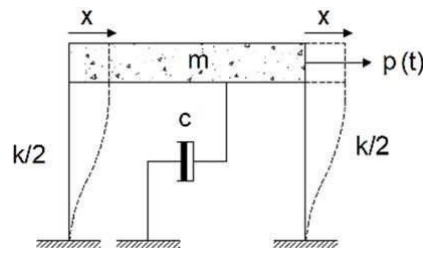


Figura 1 - Modelo de um pavimento com um grau de liberdade (PAULTRE, 2010)

Cada pavimento é representado por 1 grau de liberdade, de modo que a equação de equilíbrio para um sistema de múltiplos graus de liberdade é dada por:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} = p(t) \quad \text{(Equação 1)}$$

Em que: [M] é a matriz de massa do sistema, [C] é a matriz de amortecimento, [K] a matriz de rigidez, { \ddot{x} } é o vetor de aceleração, { \dot{x} } é o vetor de velocidade, {x} é o vetor de deslocamentos e p(t) o vetor de forças externas.

Pode-se reescrever a Equação 1 considerando o sistema estrutural livre e não amortecido, conforme a Equação 2.

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \quad \text{(Equação 2)}$$

Efetuada na Equação 2 a análise de autovalores e autovetores obtém-se respectivamente as frequências naturais angulares (ω) e vetor de modos de vibração ({ ϕ }) do sistema, conforme a Equação 3:

$$[[K] - \omega_i^2[M]]\{\Phi_i\} = 0 \quad \text{(Equação 3)}$$

Obtidas as frequências naturais e os modos de vibrações do problema em análise, pode-se encontrar o período natural utilizando a frequência natural por meio da Equação 4:

$$T_i = 2\pi / \omega_i \quad \text{(Equação 4)}$$

Com o uso do período natural obtém-se o espectro de aceleração, sendo este determinado por critérios de norma ou histórico de aceleração de um sismo. Uma vez conhecido o espectro de aceleração S_a , é possível determinar o pseudo-deslocamento S_d utilizando a Equação 5:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad \text{(Equação 5)}$$

Elnashai e Sarno (2008), indicam um fator de participação modal λ_i que fornece uma medida do grau em que cada modo de vibração participa da resposta dinâmica global,

conforme a Equação 6, sendo utilizada para determinar o vetor de deslocamento $\{x_i\}$ para cada modo, conforme a Equação 7.

$$\lambda_i = -\{\Phi_i\}^T [M] \{I\} \quad (\text{Equação 6})$$

onde, $\{I\}$ pode ser vetor ou uma matriz composta por 1.

$$\{X_i\} = \{\Phi_i\} \lambda_i S_{di} \quad (\text{Equação 7})$$

Após calculada a matriz de deslocamento pode-se obter também o deslocamento entre os pavimentos Δ_i , dada pela Equação 8:

$$\{\Delta_i\} = \{x_{i+1}\} - \{x_i\} \quad (\text{Equação 8})$$

A solução final deste método traz como resultado o deslocamento, cortante e momento por pavimento, para determinar a cortante e momento utiliza-se as Equação 9 e 10:

$$\{V_i\} = \{k\} * \{\Delta_i\} \quad (\text{Equação 9})$$

$$\{M_i\} = \{V_i\} * \{L\} \quad (\text{Equação 10})$$

Em que: $\{k\}$ é a matriz com a rigidez de cada pavimento $\{L\}$ é a matriz com a altura de cada pavimento e "*" representa um produto vetorial.

De acordo com Datta (2010), as respostas máximas obtidas em cada modo de vibração são geralmente combinadas usando três tipos de regras de combinação modal, sendo elas ABSSUM, SRSS e CQC. Para o presente trabalho será adotada a combinação modal CQC, regra de combinação quadrática completa onde a resposta em deslocamento x é dada pela Equação 11:

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m p_{ij} x_i x_j} \quad (\text{Equação 11})$$

O segundo termo na expressão acima é válido para $i \neq j$. Assim, o segundo termo inclui o efeito de correlação entre respostas de pico modal através dos termos do coeficiente de correlação p_{ij} . Sendo que $0 < p_{ij} < 1$, obtém-se este coeficiente por meio da Equação 12:

$$p_{ij} = \frac{\xi^2 (1 + \beta_{ij})^2}{(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}} \quad (\text{Equação 12})$$

onde, $\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$ e ξ é o coeficiente de amortecimento do concreto (neste caso adotado como 5%).

2.2. Método de Integração temporal de Newmark

Para realização de análises dinâmicas em estruturas representadas como o sistema massa-mola-amortecedor mostrado na Figura 1 pode-se aplicar a metodologia analítica dada pelo método da superposição modal, ou pode-se ainda buscar a solução numérica mais generalista através de um método de integração temporal. O método de Newmark para Integração temporal utilizado neste trabalho permite basicamente a determinação das variáveis de aceleração, velocidade e deslocamento dos graus de liberdade da estrutura a partir da aplicação do carregamento, os das acelerações do terremoto em cada passo de tempo.

Na análise direta, a equação do movimento é modificada para contabilizar com solicitações em acelerações conforme mostrado na Equação 13:

$$[M]\{\ddot{X}_{k+1}\} + [C]\{\dot{X}_{k+1}\} + [K]\{X_{k+1}\} = -[M]\{\ddot{X}g_{k+1}\} \quad (\text{Equação 13})$$

Neste trabalho o modelo de amortecimento de Rayleigh foi utilizado em que a matriz de amortecimento é resultado de uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez (Equação 14). Calibra-se o valor de a_0 e a_1 de modo que a razão de amortecimento ξ (Equação 15) seja de 5% para os modos de vibração.

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (\text{Equação 14})$$

$$\xi_i = \frac{a_i \omega_i}{2} \quad (\text{Equação 15})$$

O método de Newmark realiza a integração passo-a-passo, a equação do movimento é resolvida usando o deslocamento conhecido, velocidade e aceleração no passo de tempo anterior para a determinação destas variáveis no passo de tempo atual conforme as Equações 16 e 17:

$$\dot{X}_{k+1} = \dot{X}_k + (1 - \delta) \ddot{X}_k \Delta t + \ddot{X}_{k+1} \delta \Delta t \quad (\text{Equação 16})$$

$$X_{k+1} = X_k + \dot{X}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) (\Delta t)^2 \ddot{X}_k + \beta (\Delta t)^2 \ddot{X}_{k+1} \quad (\text{Equação 17})$$

Em que: Δt é o intervalo de tempo utilizado nas análises; β e δ parâmetros do método de Newmark, adotados iguais a $\beta = 0,25$ e $\delta = 0,50$, de acordo com (PAULTRE, 2010). Tem-se para o instante de tempo atual a equação de equilíbrio dinâmico, Equação 18, e pode-se determinar as incógnitas de aceleração, velocidades e deslocamentos a partir das acelerações no passo anterior.

$$\ddot{X}_{k+1} = C \left\{ \dot{X}_k + (1 - \delta) \ddot{X}_k \Delta t + \ddot{X}_{k+1} \delta \Delta t \right\} + K \left\{ X_k + \dot{X}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) (\Delta t)^2 \ddot{X}_k + \beta (\Delta t)^2 \ddot{X}_{k+1} \right\} = -Mr \ddot{X}g_{k+1} \quad (\text{Equação 18})$$

3. Metodologia

O presente artigo propõe a análise de um edifício de concreto armado de 12 pavimentos sujeito as ações sísmicas utilizando a metodologia de análise espectral e modelo dinâmico com histórico de terremoto. Para o método da análise espectral modal foi considerado o mesmo edifício situado em cada uma das 5 zonas apresentadas na Figura

2, abrangendo as diferentes categorias sísmicas no território brasileiro. Para o modelo de análise modal espectral, idealizaram-se diferentes zonas sísmicas para o edifício em estudo, i.e.: estado de São Paulo (zona 0), Ceará (zona 1), Rondônia (zona 2), no oeste do Amazonas (zona 3) e oeste do Acre (zona 4). Para cada zona sísmica considerou-se ainda três tipos de solos diferentes: Rocha, areia compacta e argila mole. A Figura 2 resume esquematicamente os modelos considerados na análise modal espectral:

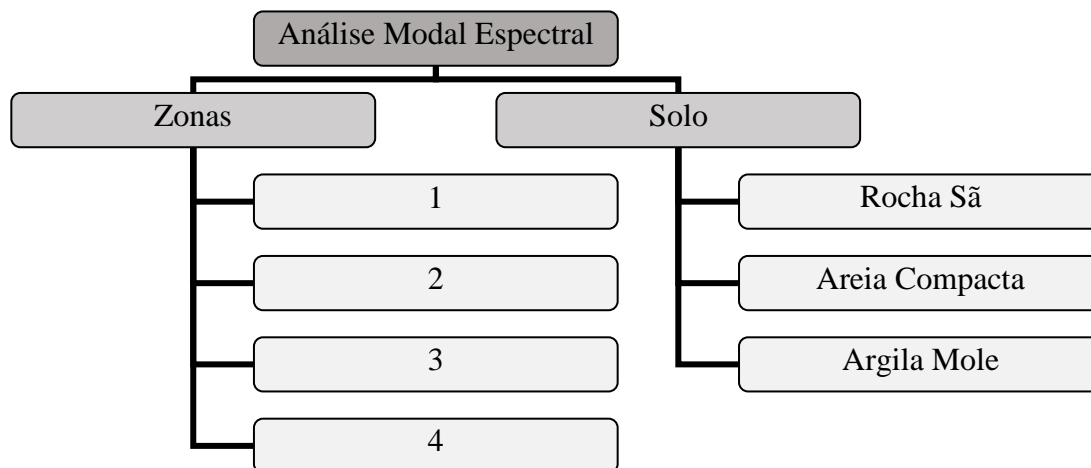


Figura 2 – Análise Modal Espectral

Já para o modelo dinâmico a estrutura em estudo foi submetida a um histórico de acelerações do terremoto El Centro de 1940. As características sísmicas e de utilização estão representados nas tabelas 1 e 2.

Para todas as regiões se adotou classe do terreno como B (i.e., Rocha), e assim os fatores de amplificação sísmica do solo foram tomados iguais a $C_a=C_v=1,0$.

Tabela 1 - Características de utilização

Características de utilização
Edifício habitacional
12 Pavimentos
Módulo de Elasticidade $E = 21 \text{ GPa}$
Vigas: 20 cm x 50 cm
Lajes: $h = 17 \text{ cm}$
Pilares: 20 cm x 40 cm
Classe do terreno B
Fator de importância $I = 1,25$

Tabela 2 – Categoria Sísmica

Estado	Zona	Categoria Sísmica
São Paulo	0	A
Ceará	1	A
Rondônia	2	B
Amazonas	3	C
Acre	4	C

Fonte: NBR 15421:2006

O modelo de representação da estrutura em sistemas massa-mola com idealização shear-building é amplamente empregado na literatura para o estudo da resposta dinâmica de edifícios sobre cargas dinâmicas severas como pode ser visto tanto no trabalho de Lee, Song e Yun (1997) e Maria et al. (2015). Tal modelo simplifica as vigas e as lajes das edificações como rígidas e indeformáveis. Neste modelo os deslocamentos laterais horizontais são resultados apenas da flexão dos pilares. As massas (m) são calculadas utilizando a massa específica do concreto armado de 2500kg/m^3 e o volume. A rigidez

(K) atribuída à mola que garante a flexibilidade do sistema é calculada somando-se a rigidez lateral de todos os pilares que compõe cada pavimento.

Um código computacional foi desenvolvido em linguagem MATLAB, e seu funcionamento se dá conforme o fluxograma da Figura 3.

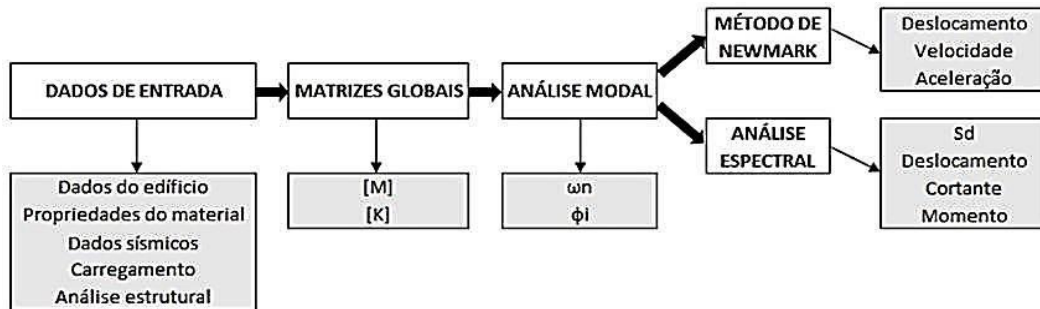


Figura 3 - Fluxograma de funcionamento do código

4. Resultados

A Tabela 3 e Figura 4 mostram os valores da massa de cada pavimento e a rigidez dos pilares considerando que o sismo age na direção mais esbelta da estrutura. A dimensão dos pilares foi de $b = 0,4\text{ m}$ e $h = 0,2\text{ m}$.

Tabela 3 - Valores de entrada

Valores por pavimento	
m laje	10.625 kg
m viga	6562.5 kg
K pav	4.977.776 N/m
K pilar	2.488.888 N/m

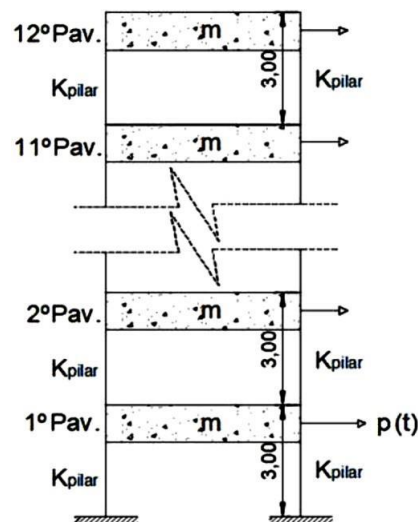


Figura 4 - Shear-building do modelo

A Tabela 4 apresenta as frequências em Hz para cada modo de vibração da estrutura obtidas por análise modal:

Tabela 4 – Resultado de frequência em Hz de cada modo

Frequência Natural (Hz)											
f1	f2	f3	f4	f5	f6	f7	f8	f9	f10	f11	f12
0,55	1,64	2,71	3,73	4,70	5,59	4,70	5,59	7,06	7,68	8,49	8,70

A Figura 5 apresenta os três primeiros modos de vibração flexionais da estrutura:

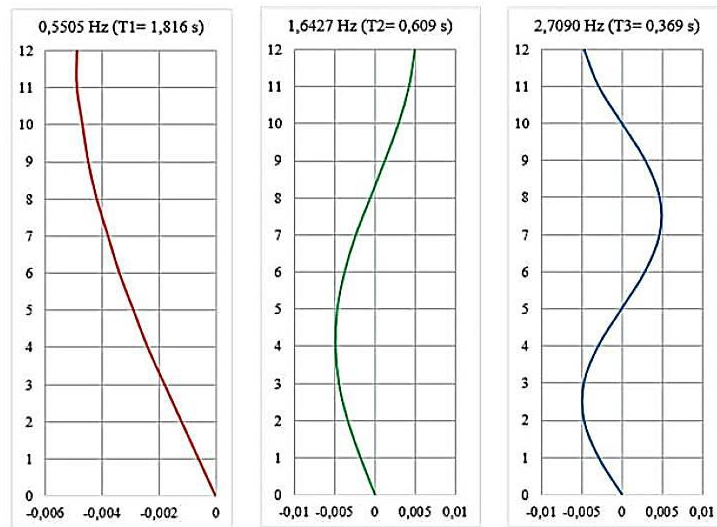


Figura 5 - Análise modal do edifício (três modos de vibração)

4.1 Análise modal espectral

Realizou-se a análise modal espectral em todas as zonas a fim de determinar a resposta em termos de deslocamentos, esforços cortantes e momentos fletores na estrutura para cada condição. Foram utilizados todos os 12 modos de vibração para a obtenção das respostas. Fez-se uso da combinação CQC para encontrar o resultado total de deslocamento, cortante e momento fletor para cada pavimento da estrutura. Observou-se que para esta análise somente os três primeiros modos de vibração foram relevantes.

Cada zona possui um valor de aceleração sísmica horizontal característica (a_g), conforme a Tabela 1, sendo utilizados os valores máximos para cada uma delas. Somente para a zona 3 utilizou-se $a_g = 0,13g$, valor interpolado para diferenciar da zona 4 ($a_g = 0,15g$). O espectro de resposta de projeto (S_a) foi obtido de acordo com a Equação 19, conforme as prescrições da ABNT NBR 15421:2006. Posteriormente utiliza-se da Equação 5 para determinar o pseudodeslocamento de projeto (S_d).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_a(T) = a_{gs0} \left(\frac{18,75 T C_a}{(C_v + 1)} \right) \\ S_a(T) = -2,5 a_{gs0} \\ S_a(T) = a_{gs1} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{para } 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} s \\ \text{para } \frac{C_v}{C_a} s \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} s \text{ (Equação 19)} \\ \text{para } T > \frac{C_v}{C_a} s \end{array}$$

Após a análise modal espectral e utilização da combinação CQC, obtém como resultado os momentos fletores, cortantes e deslocamentos de cada pavimento, onde o “pavimento 0” refere-se a base da estrutura. As figuras 6, 7 e 8 representam os resultados de

momento fletor, esforço cortante e deslocamentos para cada zona estudada de acordo com cada tipo de solo.

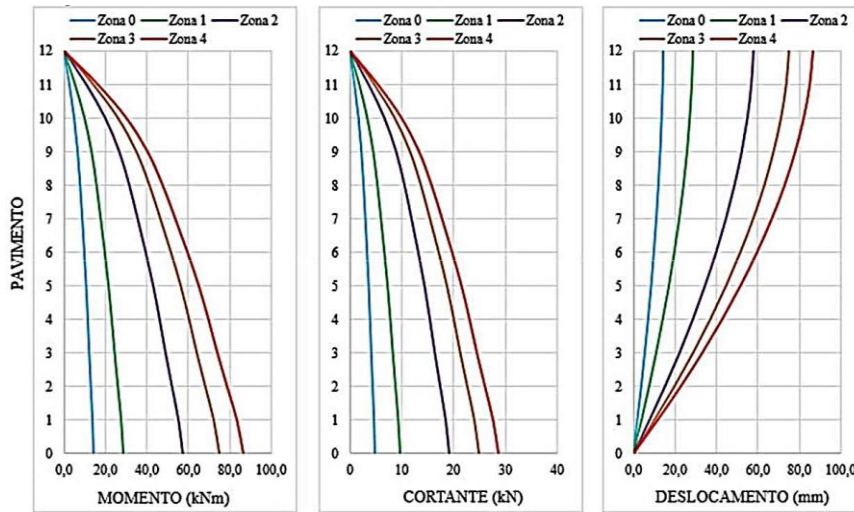


Figura 6 - Resultados de momento, cortante e deslocamento do edifício em cada zona Solo tipo: Rocha Sã.

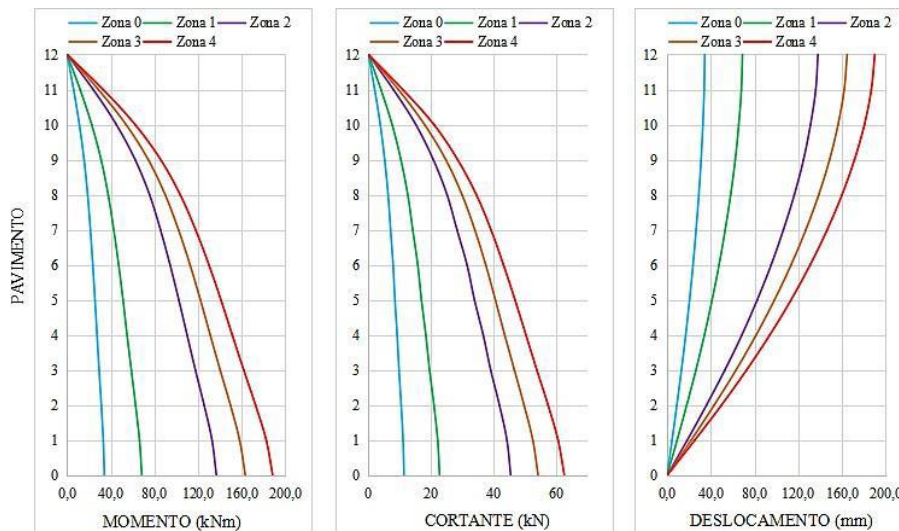


Figura 7 - Resultados de momento, cortante e deslocamento do edifício em cada zona Solo tipo: Areia Compacta.

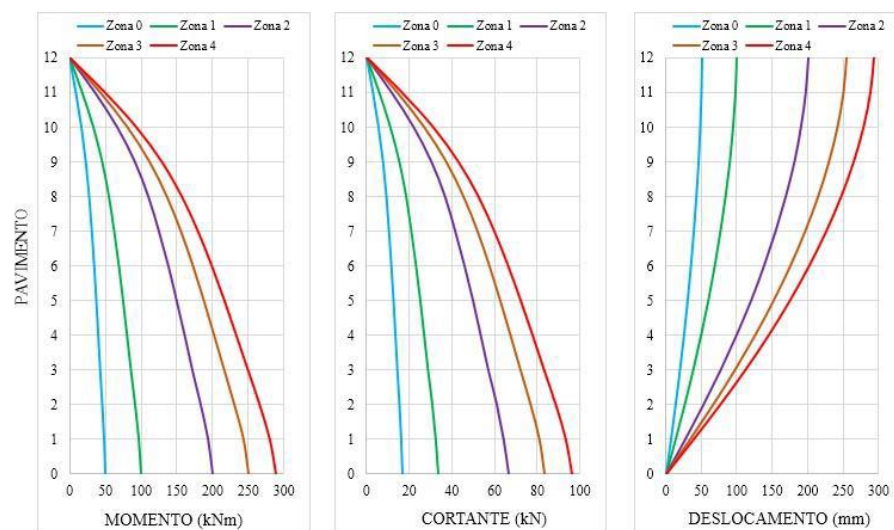


Figura 8 - Resultados de momento, cortante e deslocamento do edifício em cada zona Solo tipo: Argila Mole.

A ABNT NBR 15421:2006 estabelece que todas as respostas modais obtidas, momentos e cortantes devem ser multiplicadas pelo fator de importância (I) sobre o coeficiente de modificação de resposta (R), onde $I = 1,25$ e $R = 3$, ou seja, por um fator de $0,4167$. A norma também estabelece que todos os valores de deslocamentos devem ser multiplicados pelo coeficiente de amplificação de deslocamento ($Cd = 2,5$) sobre o (R), deste modo os deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator $0,833$. A norma solicita também uma verificação das forças obtidas, a força horizontal total na base não deve ser menor que $0,85H$ ($2,55 kN$), o que não é o caso, senão todas as forças obtidas na mesma direção deveriam ser multiplicadas por $0,85H/Ht$.

Nota-se que, o tipo de solo no qual o edifício se localiza sob o efeito do sismo têm-se grande influência na resposta da estrutura, visto que em solos mais rígidos como a rocha sã com módulo de elasticidade aproximado de 500.000 Kgf/cm^2 verificaram-se menores deslocamentos em relação aos obtidos para os solos menos rígidos como a areia compacta com módulo de elasticidade aproximado de 750 Kgf/cm^2 .

A maior resposta em deslocamentos, momento e cortantes ocorreu em solo de argila mole também o solo que apresenta menor rigidez com módulo de elasticidade aproximado de 30 Kgf/cm^2 .

4.2 Análise dinâmica pelo histórico de acelerações do terremoto El Centro

Para o método de Newmark faz-se necessário o uso de um histórico de aceleração. O presente trabalho utilizou-se de uma amostra de registro do terremoto de El Centro ocorrido no México em 1940 excitando a base da estrutura durante 35 segundos. Nenhum Registro de sismo ocorrido no Brasil foi encontrado para análise comparativa. Para aplicação do integrador temporal de Newmark foram utilizados $\beta=0,25$ e $\delta=0,50$ e o passo de tempo $t = 0,02$ segundos. Os deslocamentos desenvolvidos em cada pavimento do edifício ao longo do tempo são mostrados na Figura 9:

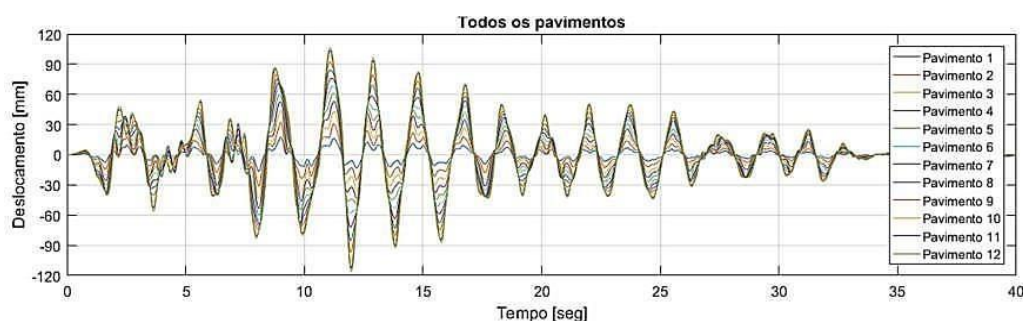


Figura 9 – Deslocamentos no tempo de cada pavimento.

Nota-se que para o El Centro o edifício apresentou deslocamento superior à 115 mm . Este deslocamento é 33% maior quando comparado ao método modal espectral CQC (máximo de 86 mm na zona 4), sendo explicado devido ao sismo El Centro não ser característico do território nacional. Nota-se também a tendência de deslocamento escalonado dos pavimentos 1 a 12, onde o maior deslocamento absoluto ocorre no 12º pavimento. O máximo deslocamento relativo ocorre entre o primeiro e segundo pavimento.

O histórico de aceleração do primeiro e último pavimento (i.e., menor e maior

aceleração respectivamente) é conforme a Figura 10:

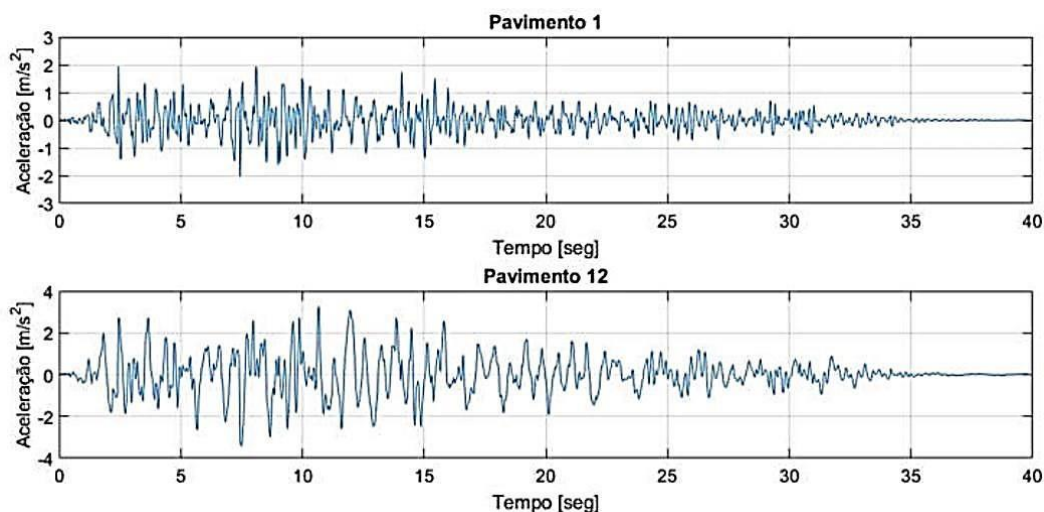


Figura 10 – Acelerações no tempo para o primeiro e último pavimentos.

Observa-se as acelerações são da ordem de 3 m/s². Salienta-se que a ABNT NBR 15421:2006 não prevê acelerações máximas na estrutura sob ações sísmicas. A título de comparação de ordem de grandeza, utilizou-se a norma de vento, ABNT NBR 6123:1988, onde se prevê uma aceleração de conforto máxima de 0,1 m/s². Portanto, nota-se que a aceleração do terremoto imposta pelo El Centro é de 30 vezes maior.

Os valores máximos obtidos nas análises dinâmicas estão resumidos na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados máximos do método de Newmark

Deslocamentos	Velocidades	Acelerações
115 mm	0,52 m/s	3,42 m/s ²

4. Conclusões

Este trabalho descreveu o procedimento para a verificação da resposta dinâmica de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado considerando a norma de sismos ABNT NBR 15421:2006. Para tal procedimento fez-se uso de dois métodos para a verificação dinâmica da estrutura: a análise modal espectral e o uso de histórico de acelerações.

Os resultados mais relevantes na análise modal espectral para deslocamentos e esforços foram encontrados na zona 4 (região do Acre). A zona 0 (região central do Brasil e mais populosa) demonstrou resultados baixos, porém não nulos, demonstrando que mesmo para esta zona deve-se levar em conta a análise sísmica para edifícios esbeltos para que tais valores sejam considerados no dimensionamento, evitando assim futuras manifestações patológicas devido a sismo. É notório a proporcionalidade destes resultados, uma vez que as zonas 4, 3, 2 e 1 apresentam respectivamente resultados seis, cinco, quatro e duas vezes maiores que os da zona 0, demonstrando assim um “grau de importância” para cada zona.

Os resultados foram relevantes também considerando a alteração do tipo de solo, já que

para o solo tipo rocha sã em sua zona 4 obteve-se um deslocamento no topo igual à 86,4 mm, cortante na base igual à 28,8 kN e momento na base igual à 86,3 kNm. Já no solo tipo areia compacta para a mesma zona um deslocamento no topo igual à 190 mm, cortante na base igual à 62,8 kN e momento na base igual à 188,4 kNm, enquanto no solo tipo argila mole para a mesma zona um deslocamento no topo igual à 293,5 mm, cortante 96,4 kN e momento na base igual à 289,2 kNm. Mesmo esta zona sendo a mais relevante é possível ainda verificar que há um aumento percentual de 130 % dos esforços e deslocamentos da rocha sã para areia compacta, sendo ainda maior esse aumento percentual da rocha sã para a argila mole, chegando a 242%. Desse modo, nota-se o grau de importância do estudo do tipo de solo para a análise e cálculo de edifícios sísmos- resistentes.

As respostas das análises dinâmicas com o uso de histórico de acelerações do terremoto El Centro, foram todas superiores aos valores indicados na norma brasileira, pois a mesma considera o solo somente como rocha sã, uma vez que este terremoto não é característico no território brasileiro, alcançando resultados de deslocamento no topo de 115 mm; no entanto, como demonstrado anteriormente, essas respostas podem variar quando comparadas com tipos de solos menos rígido por exemplo, intensificando ainda mais as respostas.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421:** *Projeto de estruturas resistentes a sísmos* – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- DATTA, T. K. (Tushar Kanti)**, 1944- *Seismic Analysis of Structures*. 1. ed. U.S.A, John Wiley & Sons, 2010. 454 p. ISBN 978-0-470-82461-0 (cloth).
- ELNASHAI, A. S.; SARNO, L. D.** *Fundamentals of EARTHQUAKE ENGINEERING*. 1.ed. United Kingdom. John Wiley & Sons, 2008. 374 p. ISBN 978-0-470-02483-6 (Hbk).
- LEE, Dong-Guen; SONG, Jong-Keol; YUN, Chung-Bang.** *Estimation of system-level ductility demands for multi-story structures*. Engineering Structures, v. 19, n. 12, p. 1025-1035, 1997.
- MARIA, Geethu et al.** *Dynamic analysis and sliding mode vibration control for a two storeyed flexible building structure*. In: Control Communication & Computing India (ICCC), 2015 International Conference on. IEEE, 2015. p. 24-29.
- MATLAB.** *Matrix Laboratory - R2009b*. MathWorks - MATLAB and Simulink for Technical Computing. Massachusetts, U.S.A, 2009.
- NEWMARK, N.; HALL, W.** *Earthquake Spectra and Design. Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records*, 3, California, U.S.A, 1982.
- PAULTRE, P.** *Dynamics of Structures*. 1. ed. U.S.A, John Wiley & Sons, 2010. 784 p. ISBN 978-1-84821-063-9.
- PÉREZ PEÑA, L. A.** *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. Brasília: Tese de Mestrado. Universidade de Brasília, 2012.
- REDE SISMOGRÁFICA BRASILEIRA (RSBR).** *Boletim sísmico brasileiro*. Brasil, 2017. Disponível em: <<http://rsbr.gov.br/pevjs/evlist.html#brasil>>. Acesso em: 15 out. 2019.
- REIS, É.; PRAVIA, Z. M. C.** *ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO*. In: CONSTRU METAL, 2012, São Paulo. Congresso Latinoamericano da Construção Metálica. São Paulo: Abcem, 2012. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/2012/contribuicoes-tecnicas.php>>. Acesso em: 17 maio 2019.

