

Khảo sát sự thay đổi của các đáp ứng dao động cho nhà cao tầng khi chịu động đất

Chiêm Hồng Huấn^{1,2}, Võ Kiều Diễm Huỳnh^{1,2}, Nguyễn Thị Trúc Ngân^{1,2}, Nguyễn Thị Thu Hương^{1,2}, Hồ Đức Duy^{1,2,*}



Use your smartphone to scan this QR code and download this article

TÓM TẮT

Cùng với sự tiến bộ không ngừng của khoa học và công nghệ, các công trình nhà cao tầng trên thế giới nói chung và Việt Nam nói riêng đang phát triển với sự gia tăng về chiều cao cũng như độ phức tạp. Khi chiều cao của công trình càng tăng thì mức độ phức tạp khi tính toán thiết kế cũng gia tăng theo, đặc biệt là việc xác định các đáp ứng dao động của công trình trước các yếu tố tác động của điều kiện bên ngoài như động đất. Do đó, việc phân tích dao động của các kết cấu nhà cao tầng dưới tác động của động đất là một vấn đề cần được chú trọng và cần thiết để nghiên cứu. Trong nghiên cứu này, các đặc trưng dao động của một công trình nhà cao tầng trong thực tế được phân tích dao động tự do và dao động gây ra bởi sóng động đất. Đầu tiên, kết cấu nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép được mô phỏng theo phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm phân tích kết cấu chuyên dụng SAP2000. Sau đó, các đáp ứng dao động (gia tốc, tần số dao động, dạng dao động) của công trình được phân tích. Đáp ứng gia tốc được trích xuất từ các điểm khảo sát dọc theo chiều cao công trình. Phương pháp phân tích miền tần số (Frequency Domain Decomposition: FDD) được sử dụng để xác định các đặc trưng dao động (tần số dao động, dạng dao động) của công trình bằng cách phân tích các dữ liệu gia tốc gây ra bởi động đất. Cuối cùng, các đặc trưng dao động khi công trình chịu động đất được so sánh và đánh giá tương ứng với kết quả phân tích dao động tự do.

Từ khoá: dao động, tần số dao động, dạng dao động, nhà cao tầng, động đất

¹Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh, 268 đường Lý Thường Kiệt, quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

²Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Liên hệ

Hồ Đức Duy, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh, 268 đường Lý Thường Kiệt, quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Email: hoducduy@hcmut.edu.vn

Lịch sử

- Ngày nhận: 01-01-2024
- Ngày chấp nhận: 28-3-2024
- Ngày đăng:

DOI:



Bản quyền

© ĐHQG TP.HCM. Đây là bài báo công bố mở được phát hành theo các điều khoản của the Creative Commons Attribution 4.0 International license.



1 GIỚI THIỆU

2 Trong giai đoạn hiện nay, cùng với sự phát triển của
3 kinh tế, nhà cao tầng đang nở rộ tại các đô thị của
4 Việt Nam, quy mô cũng như số tầng cao ngày càng
5 tăng. Đối với kết cấu nhà cao tầng, ứng xử của cao
6 trình khi chịu động đất là một vấn đề quan trọng và
7 cần thiết phải nghiên cứu. Động đất là tai họa thiên
8 nhiên vô cùng khủng khiếp, bởi vì chỉ trong vài giây cả
9 một thành phố lớn có thể bị sụp đổ hoàn toàn, cả một
10 khu vực có thể bị sạt lún và đôi khi những dòng sông
11 cũng bị đổi dòng do hậu quả của những trận động đất
12 mạnh. Điều đáng quan ngại hơn là cho đến nay khoa
13 học kỹ thuật đương đại vẫn chưa dự báo chính xác
14 thời điểm và địa điểm động đất sẽ xảy ra. Do đó, con
15 người chưa có biện pháp phòng chống chủ động đối
16 với từng trận động đất. Và như một hệ lụy tất yếu,
17 khi động đất xảy ra gây thiệt hại rất lớn về con người
18 và tài sản. Việc nắm bắt được các đáp ứng dao động
19 của công trình nhà cao tầng giúp cho ta có khả năng
20 dự đoán được các sự cố có thể xảy ra trong tương lai.
21 Các nghiên cứu về dao động của nhà cao tầng trên thế
22 giới đã xuất hiện từ lâu, tuy nhiên tại Việt Nam, vấn
23 đề này còn khá mới mẻ và cũng chưa được chú trọng.

Đặc biệt là các nghiên cứu về đáp ứng dao động của
24 nhà cao tầng chịu động đất.

25 Wei và cộng sự (2014) đã phân tích tính khả thi của
26 việc tăng cường trước động đất cho các tòa nhà dễ bị
27 tổn thương trong khu vực động đất vừa phải. Nghiên
28 cứu này đã đưa ra các phương án giảm thiểu rủi ro
29 cho công trình do động đất¹. Pnevmatikos và cộng
30 sự (2018) đã đánh giá độ mỏi của khung thép chịu
31 một số trận động đất. Ước tính rằng một trận động
32 đất chính (gấp đôi so với trận động đất Aigio) có thể
33 ảnh hưởng đáng kể đến tuổi thọ mỏi của kết cấu².
34 Nguyen và cộng sự (2019) đã phân tích các đặc trưng
35 dao động của một tháp tua-bin gió ngoài khơi dưới
36 các sóng kích thích khác nhau. Nghiên cứu đã chỉ ra
37 các đáp ứng dao động không chỉ phản ánh được đặc
38 tính dao động của kết cấu mà còn phản ánh được đặc
39 tính của sóng kích thích. Khi tần số của sóng tới xấp
40 xỉ với tần số tự nhiên của tháp thì sự biến đổi tần số do
41 sự hư hỏng sẽ bị lu mờ bởi sự biến đổi tần số do sóng
42 kích thích. Nghiên cứu còn đề cập đến ảnh hưởng do
43 chu kỳ và chiều cao của các sóng đến việc xác định các
44 dạng dao động của tháp³. Sayed (2019) đã đánh giá
45 toàn diện đáp ứng của các tòa nhà cao tầng dưới tải
46 trọng động đất tuân theo các yêu cầu thiết kế. Các cấu
47

Trích dẫn bài báo này: Huấn C H, Huỳnh V K D, Ngân N T T, Hương N T T, Duy H D. **Khảo sát sự thay đổi của các đáp ứng dao động cho nhà cao tầng khi chịu động đất.** *Sci. Tech. Dev. J. - Eng. Tech.* 2024; ():1-10.

48 hình tòa nhà được kích thích bởi sóng động đất với các
 49 gia tốc cực đại khác nhau. Lượng năng lượng truyền
 50 vào các kết cấu tòa nhà được liên kết dưới các chuyển
 51 động của động đất bị ảnh hưởng bởi chiều cao của
 52 cầu liên kết⁴. Sherif và cộng sự (2020) đã trình bày về
 53 ứng xử động của một tòa nhà bê tông cốt thép 13 tầng
 54 dưới sự rung động cưỡng bức, rung động xung quanh
 55 và kích thích do động đất gây ra. Nghiên cứu này đã
 56 chứng minh được tính chính xác của mô hình phần
 57 tử hữu hạn để dự đoán ứng xử động thực tế của tòa
 58 nhà dưới các lực kích thích khác nhau⁵.
 59 Tại Việt Nam, một số nghiên cứu có liên quan đã được
 60 thực hiện. Đỗ (2011) đã phân tích ứng xử động lực
 61 học cho kết cấu khung có hồ nước, được đặt trên hệ
 62 cao su lõi chì chịu động đất⁶. Phạm (2012) đã nghiên
 63 cứu mở rộng phương pháp (Modal Pushover Analy-
 64 sis: MPA) trong đánh giá địa chấn công trình cho mô
 65 hình khung phẳng. Nghiên cứu này đã đề xuất mở
 66 rộng phương pháp MPA trong đánh giá địa chấn, so
 67 sánh đồng thời với kết quả của phương pháp đẩy dẫn
 68 chuẩn với sự đóng góp của một dạng dao động và so
 69 sánh với kết quả chính xác của phương pháp phân tích
 70 phi tuyến theo miền thời gian⁷. Nguyễn và Bùi (2015)
 71 đã đưa ra giải pháp giảm chấn cho kết cấu chịu động
 72 đất dùng gối cao su lõi chì kết hợp hệ cản khối lượng.
 73 Mô hình song tuyến tính đã được dùng để mô tả ứng
 74 xử trễ của gối cao su lõi chì. Hệ cản khối lượng được
 75 gắn ở tầng mái với thông số được xác định dựa vào
 76 dao động riêng của kết cấu chính⁸. Nguyễn (2016) đã
 77 phân tích hiệu quả giảm dao động cho kết cấu của bể
 78 nước mái được mô hình như hệ giảm chấn chất lỏng
 79 (TLD - Tuned Liquid Damper). Đồng thời, nghiên
 80 cứu đã khảo sát các yếu tố như tỉ số khối lượng (dung
 81 tích nước) so với tổng khối lượng kết cấu, tỉ số tần
 82 số của bể nước so với tần số dao động riêng của kết
 83 cấu nhằm tìm ra các thông số phù hợp cho sự làm việc
 84 hiệu quả của bể nước⁹. Nguyễn (2018) đã nghiên cứu
 85 về lĩnh vực chẩn đoán hư hỏng kết cấu sử dụng các
 86 đặc trưng dao động. Sáu phương pháp chẩn đoán hư
 87 hỏng trong kết cấu tấm từ kết quả phân tích dao động
 88 đã được so sánh và đánh giá¹⁰.
 89 Mục tiêu của bài báo này là phân tích sự thay đổi của
 90 các đáp ứng dao động cho công trình nhà cao tầng
 91 khi chịu động đất. Đầu tiên, một kết cấu nhà cao tầng
 92 được mô phỏng theo phương pháp phần tử hữu hạn.
 93 Từ đó, dao động tự do và dao động khi chịu động đất
 94 của công trình được phân tích. Từ các đáp ứng gia
 95 tốc trên công trình, phương pháp phân tích miền tần
 96 số được sử dụng để xác định các đáp ứng dao động
 97 (tần số dao động và dạng dao động) của công trình
 98 khi chịu động đất. Các kết quả giữa dao động tự do
 99 với dao động khi chịu động đất được so sánh và đánh
 100 giá. Nghiên cứu này xác định được các đáp ứng dao

động của công trình (gia tốc, tần số dao động, dạng
 dao động). Các đáp ứng dao động này không những
 phục vụ cho công tác theo dõi sức khỏe kết cấu, chẩn
 đoán hư hỏng kết cấu mà còn giúp tối ưu hơn trong
 việc thiết kế kết cấu công trình chịu động đất.

CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Phương pháp phân tích miền tần số

Trong nghiên cứu này, phương pháp phân tích trong
 miền tần số (Frequency Domain Decomposition:
 FDD) được lựa chọn để xác định tần số dao động
 và dạng dao động của kết cấu từ tín hiệu gia tốc.
 Phương pháp phân tích miền tần số được giới thiệu
 bởi Brincker và cộng sự (2001)¹¹. Theo một nghiên
 cứu so sánh của Yi và Yun (2004), phương pháp này
 cho kết quả với độ tin cậy cao, thể hiện sự đơn giản và
 tiết kiệm thời gian trong tính toán¹². Phương pháp
 này phân tích tín hiệu từ miền thời gian (gia tốc) sang
 miền tần số (tần số dao động, dạng dao động). Trong
 phương pháp, một kỹ thuật phân tích ma trận hàm
 phổ mật độ năng lượng được sử dụng để tạo ra một
 tập hợp các hệ một bậc tự do từ các đáp ứng dao
 động, mỗi hệ tương ứng với một dạng dao động riêng.
 Phương pháp được tiến hành theo các bước như sau:
 Bước 1: Tiến hành thu thập các đáp ứng gia tốc của
 kết cấu từ n cảm biến gia tốc.

Bước 2: Xác định ma trận mật độ phổ năng lượng
 chéo có dạng như sau:

$$S_{YY}(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{11}(\omega) & \dots & S_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (1)$$

Bước 3: Phân tích ma trận mật độ phổ năng lượng
 chéo thành các giá trị đơn:

$$S_{YY}(\omega) = U(\omega)^T \Sigma(\omega) V(\omega) \quad (2)$$

trong đó, $\Sigma(\omega)$ là một ma trận đường chéo chứa các
 giá trị đơn vô hướng $\sigma_i(\omega)$ ($i = 1, 2, \dots, n$) của chính
 các ma trận mật độ phổ năng lượng, còn $U(\omega)$ và
 $V(\omega)$ là các ma trận trực giao.

Bước 4: Xác định các đỉnh tần số dao động (ω_n) từ
 các giá trị đơn đầu tiên $\sigma_1(\omega)$.

Bước 5: Trích xuất các dạng dao động từ các vectơ cột
 của ma trận $U(\omega)$ tại các tần số tương ứng.

Phương pháp đánh giá sự thay đổi của các đáp ứng dao động

Phương pháp đánh giá sự thay đổi của tần số dao động

Sự thay đổi tương đối của tần số dao động giữa hai
 trạng thái của kết cấu được đánh giá theo công thức

144 như sau:

$$\Delta f (\%) = \left(\frac{f^* - f}{f} \right) \times 100\%$$

145 trong đó, f là tần số dao động của trạng thái đầu và f^*
 146 là tần số dao động của trạng thái sau. Dựa vào giá trị
 147 phần trăm này, sự thay đổi của tần số dao động giữa
 148 hai trạng thái kết cấu được đánh giá. Phương pháp
 149 này có ưu điểm là nhanh và đơn giản, nhưng không
 150 đánh giá được sự thay đổi của dạng dao động.

151 **Phương pháp đánh giá sự thay đổi của dạng**
 152 **dao động**

153 Sự thay đổi của dạng dao động giữa hai trạng thái của
 154 kết cấu được đánh giá theo chỉ số MAC (Modal Assurance
 155 Criterion). Chỉ số này thể hiện mức độ tương
 156 quan giữa hai vectơ dạng dao động.

$$M.A.C(\phi, \phi^*) = \frac{[\phi_i^T \phi_i^*]^2}{[\phi_i^T \phi_i] [\phi_i^T \phi_i^*]} \quad (4)$$

157 trong đó, ϕ_i, ϕ_i^* lần lượt là các vectơ dạng dao động
 158 của trạng thái đầu và trạng thái sau. Giá trị MAC sẽ
 159 nhận các giá trị từ 0 đến 1. Khi chỉ số nhận giá trị
 160 tiệm cận 0, có nghĩa là sự không tương đồng hay sự
 161 giống nhau càng ít giữa hai dạng dao động được xem
 162 xét. Ngược lại, khi chỉ số nhận giá trị tiệm cận 1 chỉ
 163 ra mức độ phù hợp hay giống nhau giữa hai dạng dao
 164 động được khảo sát.

165 **BÀI TOÁN KHẢO SÁT**

166 **Mô hình phần tử hữu hạn**

167 Trong nghiên cứu này, một công trình nhà cao tầng
 168 được chọn để khảo sát và đánh giá sự thay đổi của các
 169 đặc trưng dao động. Công trình được chọn là Nhà
 170 làm việc các sở, ngành tỉnh Bến Tre (Hình 1). Quy
 171 mô công trình có 01 tầng hầm, 15 tầng nổi và 01 tầng
 172 mái; tổng diện tích sàn là 22791 m²; chiều cao của
 173 công trình là 61.3 m. Kết cấu chịu lực chính của công
 174 trình bằng bê tông cốt thép. Các dữ liệu khác về kích
 175 thước, vật liệu, tải trọng được lấy theo hồ sơ thiết kế
 176 của công trình.

177 Một mô hình phần tử hữu hạn được thiết lập cho
 178 công trình sử dụng phần mềm SAP2000 (Hình 2).
 179 Cột, dầm sẽ được mô phỏng bằng phần tử thanh
 180 (Frame); sàn và vách cứng được mô phỏng bằng phần
 181 tử tấm (Shell); nút khung là nút cứng; sàn tuyệt đối
 182 cứng trong mặt phẳng của sàn; cột và vách được
 183 liên kết ngàm với móng. Phương thức phân tích tần
 184 số dao động và dạng dao động riêng (Modal) được
 185 chọn là theo phương pháp vectơ riêng (Eigen-vector).
 186 Phương pháp mô phỏng và tính toán tác dụng của
 187 động đất được chọn là phương pháp phân tích lịch
 188 sử thời gian (Time history).



Hình 1: Công trình khảo sát



Hình 2: Mô hình phần tử hữu hạn

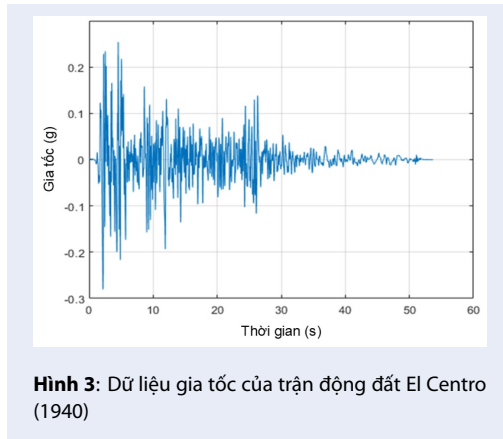
Dữ liệu động đất

Tác động của động đất được lựa chọn mô phỏng thông
 qua các sóng chuyển động của đất nền dựa trên các
 bảng ghi dữ liệu gia tốc trong có sẵn quá khứ. Trong
 nghiên cứu này, sóng động đất El Centro được chọn
 để khảo sát. Trận động đất El Centro xảy ra ở Hoa
 Kỳ năm 1940, có độ lớn 6.95 độ Richter, khoảng thời
 gian chuyển động mạnh 24.2 giây và cường độ Arias
 là 1.6 m/s. Dữ liệu gia tốc của trận động đất El Centro
 (1940) được thể hiện như Hình 3.

KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

Phân tích dao động tự do

Các đặc trưng dao động (tần số dao động, dạng dao
 động) của trạng thái dao động tự do là các thông số
 quan trọng cho việc phân tích động lực học kết cấu
 công trình. Trong nghiên cứu này, tám dạng dao động
 uồn điển hình, 4 dạng theo phương X (BX1, BX2,



Hình 3: Dữ liệu gia tốc của trận động đất El Centro (1940)

206 BX3, BX4) và 4 dạng theo phương Y (BY1, BY2, BY3,
 207 BY4), được chọn để khảo sát. Giá trị tần số dao động
 208 được tổng hợp trong Bảng 1 và Bảng 2; các dạng dao
 209 động tương ứng được thể hiện trên Hình 4 và Hình 5.
 210 Mode BX1 có biên độ dao động lớn nhất tại đỉnh công
 211 trình. Với Mode BX2, biên độ dao động sẽ lớn nhất
 212 ở gần vị trí 7/12 chiều cao của công trình. Đến với
 213 Mode BX3, các biên độ lớn nhất của dao động sẽ ở
 214 hai vị trí là 3/12 và 7/12 chiều cao công trình. Cuối
 215 cùng ở Mode BX4, đã có sự xuất hiện của biên độ lớn
 216 tại dưới gần chân công trình và biên độ đều đặn là
 217 1/12, 5/12, 9/12. Tuy nhiên, với dạng dao động uốn
 218 bậc cao thì sự ảnh hưởng của biên độ này là khá nhỏ.
 219 Kết quả này cũng tương tự cho các Mode của phương
 220 Y.

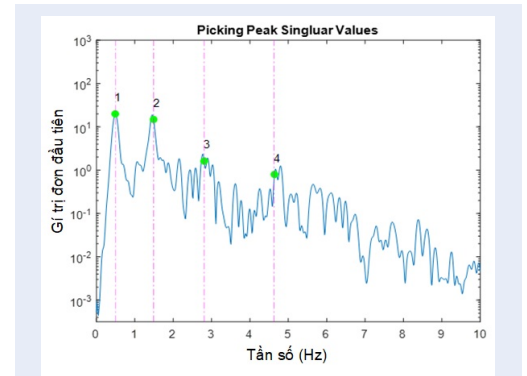
221 **Phân tích các đáp ứng dao động của công**
 222 **trình chịu động đất El Centro (1940)**

223 **Động đất tác động theo phương X**

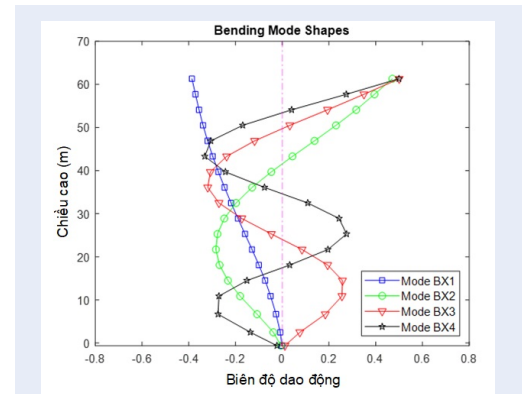
224 Khi động đất El Centro (1940) tác động vào công trình
 225 theo phương X, đáp ứng gia tốc của công trình được
 226 ghi nhận trong thời gian $T = 60$ giây, với chu kỳ lấy
 227 mẫu là 0.02 giây (tần số lấy mẫu là 50 Hz), 3000 dữ
 228 liệu được trích xuất cho lần lượt từ điểm thứ 1 đến
 229 điểm thứ 18 dọc trên thân công trình tương ứng với
 230 18 tầng của công trình. Hình 6 thể hiện dữ liệu gia
 231 tốc của công trình khi chịu động đất El Centro (1940)
 232 theo phương X.

233 Từ đáp ứng gia tốc của công trình, phương pháp phân
 234 tích miền tần số (FDD) được sử dụng để xác định tần
 235 số dao động và dạng dao động của công trình khi chịu
 236 động đất. Hình 7 thể hiện mật độ phổ năng lượng của
 237 công trình khi chịu động đất El Centro (1940) theo
 238 phương X. Hình 8 thể hiện bốn dạng dao động uốn
 239 theo phương X, tương ứng với bốn đỉnh tần số được
 240 chọn trên Hình 7. Các giá trị tần số dao động; sự thay
 241 đổi của tần số dao động và dạng dao động khi công

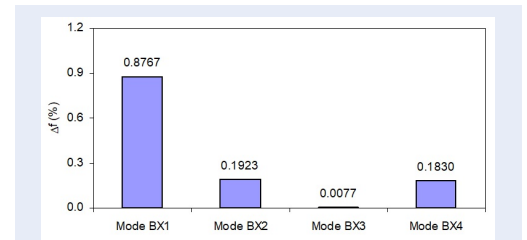
trình chịu động đất so với kết quả phân tích dao động 242
 tự do được tổng hợp trong Bảng 3. Hình 9 thể hiện 243
 sự thay đổi của tần số dao động; Hình 10 thể hiện sự 244
 thay đổi của dạng dao động. 245



Hình 7: Mật độ phổ năng lượng của công trình khi chịu động đất El Centro (1940) theo phương X



Hình 8: Bốn dạng dao động của công trình khi chịu động đất El Centro (1940) tác động theo phương X



Hình 9: Sự thay đổi của tần số dao động theo phương X

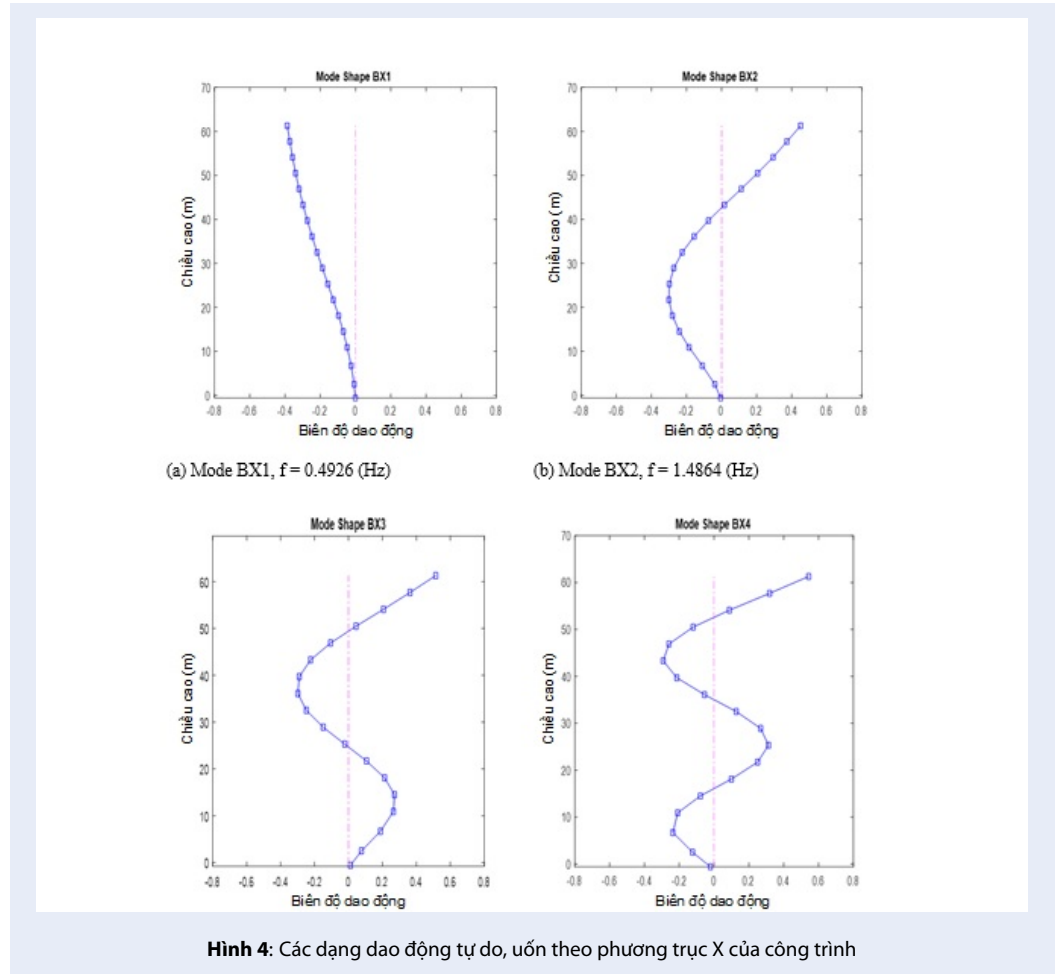
Kết quả cho thấy rằng tần số dao động của Mode BX1 246
 có sự thay đổi lớn nhất là gần 0.88%. Với các dạng 247

Bảng 1: Tần số dao động tự do của 4 dạng dao động uốn theo phương X

Dạng	BX1	BX2	BX3	BX4
Tần số (Hz)	0.4926	1.4864	2.8074	4.6302

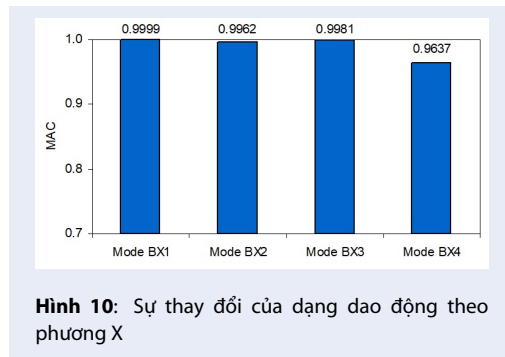
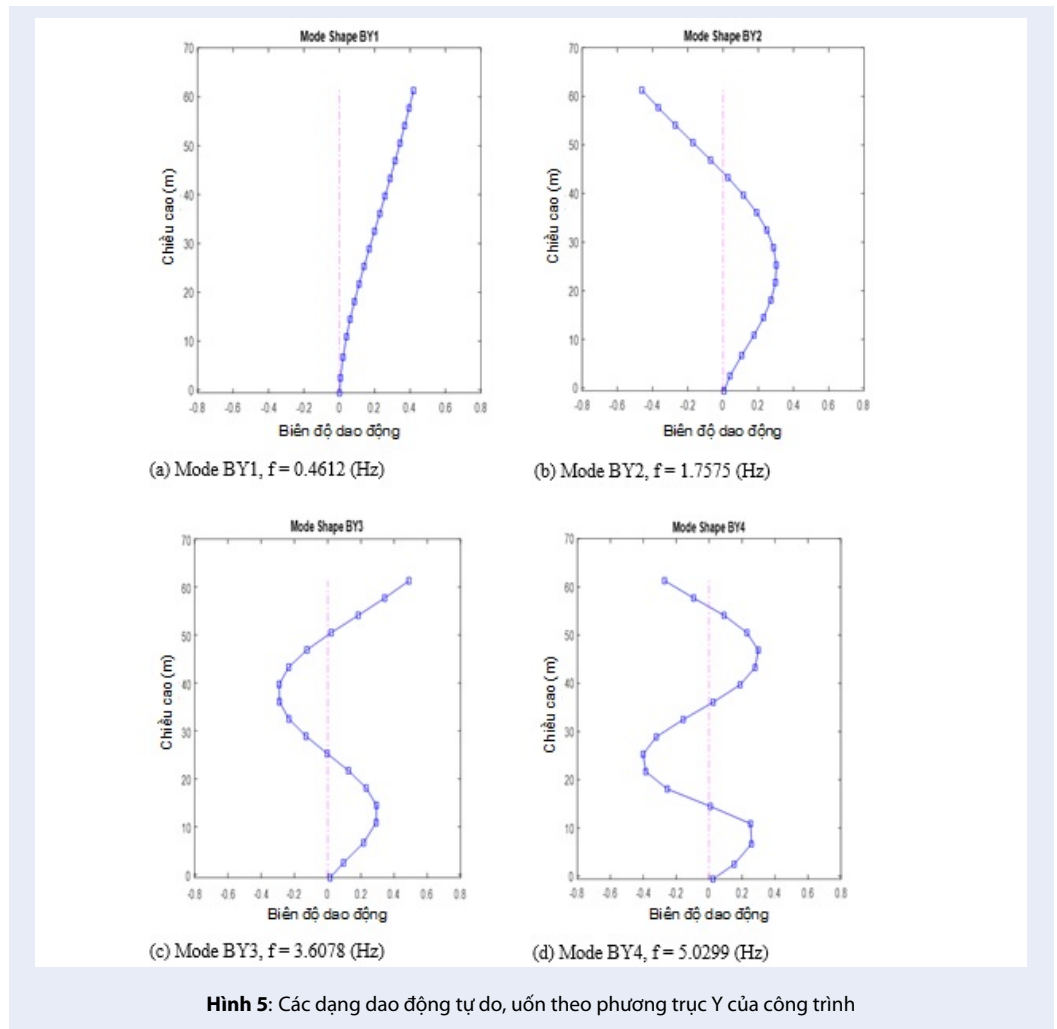
Bảng 2: Tần số dao động tự do của 4 dạng dao động uốn theo phương Y

Dạng	BY1	BY2	BY3	BY4
Tần số (Hz)	0.4612	1.7575	3.6078	5.0299



Bảng 3: Tần số dao động; sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động theo phương X

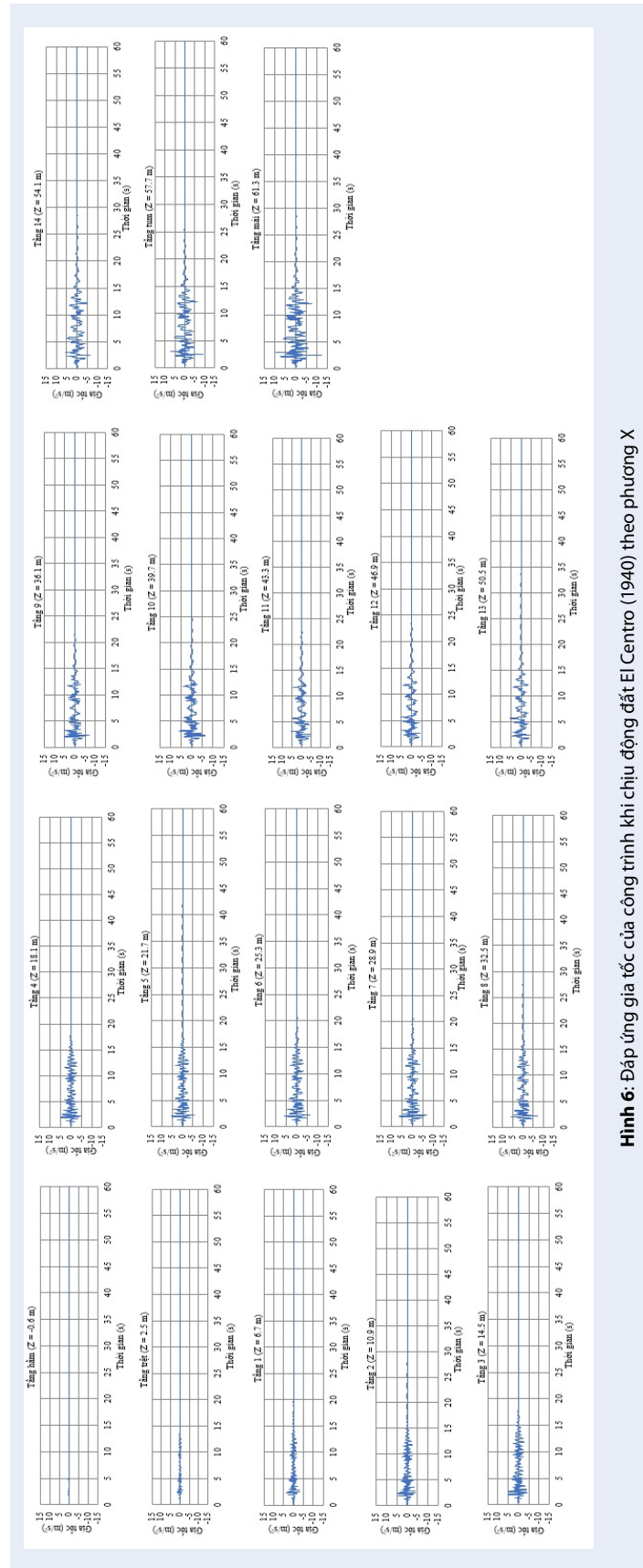
Đại lượng	Mode BX1	Mode BX2	Mode BX3	Mode BX4
Tần số dao động tự do (Hz)	0.4926	1.4864	2.8074	4.6302
Tần số dao động có động đất (Hz)	0.4883	1.4893	2.8076	4.6387
Δf (%)	0.8767	0.1923	0.0077	0.1830
MAC	0.9999	0.9962	0.9981	0.9637



248 còn lại thì sự thay đổi của tần số dao động giảm dần,
 249 lần lượt là 0.19% cho Mode BX2, 0.18% cho Mode
 250 BX4, nhỏ nhất là Mode BX3 với 0.01%. Đối với các
 251 dạng dao động, giá trị MAC đều lớn hơn 0.96. Điều
 252 này thể hiện sự ảnh hưởng của sóng động đất đến các
 253 dạng dao động của công trình là không đáng kể. Dạng

254 dao động tại Mode BX2 và Mode BX4 cho ta giá trị
 255 MAC thấp hơn 2 Mode còn lại. Như kết quả ở Hình 7,
 256 mật độ phổ năng lượng phân bố ở các tần số từng cặp
 257 Mode BX1 và Mode BX2, Mode BX3 và Mode BX4 là
 258 tương đối đều đặn, lớn nhất là tại Mode BX1 và nhỏ
 259 nhất là Mode BX4; mà giá trị MAC tại Mode BX4 lại
 260 thấp hơn Mode BX2. Điều này chứng tỏ Mode BX4
 261 là dạng dao động bị ảnh hưởng nhiều nhất bởi sóng
 262 động đất, khó đạt được dạng dao động như khi dao
 263 động tự do.

264 Trong nghiên cứu này, hiện tượng tương tác giữa kết
 265 cấu công trình và sóng động đất cũng được khảo sát.
 266 Hình 11 thể hiện các mật độ phổ năng lượng của sóng
 267 động đất El Centro (1940) và của công trình khi chịu
 268 động đất theo phương X. Đầu tiên, năng lượng nhận
 269 được từ trận động đất có hiện tượng khuếch đại lên
 270 trên kết cấu. Do đó, phổ năng lượng của kết cấu cũng
 271 chính là phổ năng lượng khuếch đại của động đất; đặc
 272 biệt thể hiện mạnh nhất là tại vị trí các tần số tương



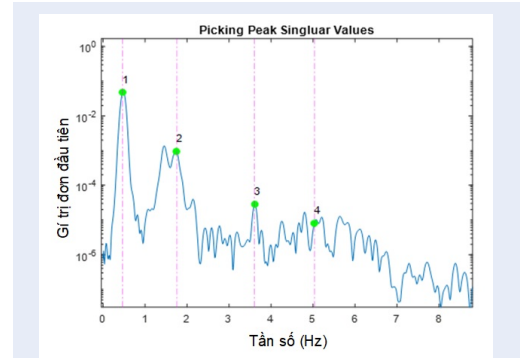
Hình 6: Đáp ứng gia tốc của công trình khi chịu động đất El Centro (1940) theo phương X

273 tác, làm cho các đỉnh này trội lên. Cụ thể như sau,
 274 tại từng vị trí các Mode thì đỉnh tần số tại đây là kết
 275 quả hiện tượng cộng hưởng, vì các đỉnh tần số của
 276 sóng động đất lân cận với vị trí tần số dao động tự do
 277 (đường nét đứt) có ảnh hưởng đến tần số này của kết
 278 cấu. Ở phổ năng lượng của động đất, xét Mode BX1,
 279 tần số dao động tự do của Mode này gần nhất với đỉnh
 280 tần số sóng lân cận với nó là đỉnh bên phải so với tần
 281 số tự do; do đó, sự cộng hưởng mạnh xảy ra với đỉnh
 282 tần số này. Thật vậy, ở phổ năng lượng của kết cấu,
 283 đỉnh cộng hưởng chính là đỉnh tần số vừa chọn từ
 284 phương pháp FDD (đường nét liền) sẽ nằm gần đỉnh
 285 sóng lân cận vừa xét và tần số dao động tự do của kết
 286 cấu ban đầu. Trong 4 dạng dao động được xem xét thì
 287 tại Mode BX1, khoảng cách giữa đỉnh sóng lân cận và
 288 tần số tự do là lớn nhất, do đó Mode BX1 có xu hướng
 289 bị kéo về đỉnh sóng động đất mạnh nhất; dẫn đến sự
 290 thay đổi tần số của Mode BX1 là lớn nhất. Tương tự,
 291 tại Mode BX3, khoảng cách này là nhỏ nhất nên sự
 292 thay đổi của tần số dao động là không đáng kể.

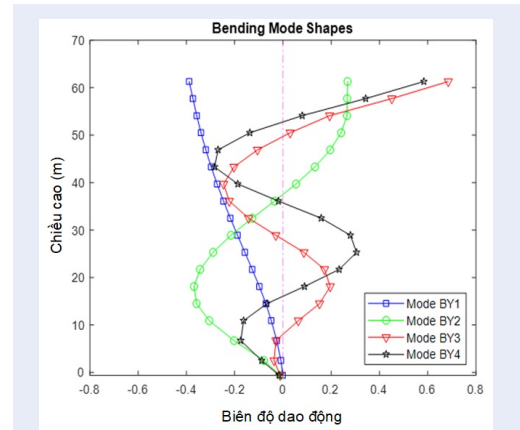
293 **Động đất tác động theo phương Y**

294 Khi động đất El Centro (1940) tác động vào công trình
 295 theo phương Y, từ các đáp ứng gia tốc theo phương Y
 296 tại 18 điểm tương ứng với 18 tầng của công trình, các
 297 kết quả tương tự thu được như sau. Hình 12 thể hiện
 298 mật độ phổ năng lượng của công trình khi chịu động
 299 đất El Centro (1940) theo phương Y. Hình 13 thể hiện
 300 bốn dạng dao động uốn theo phương Y, tương ứng
 301 với bốn đỉnh tần số được chọn trên Hình 12. Các giá
 302 trị tần số dao động; sự thay đổi của tần số dao động
 303 và dạng dao động khi công trình chịu động đất so với
 304 kết quả phân tích dao động tự do được tổng hợp trong
 305 Bảng 4. Hình 14 thể hiện sự thay đổi của tần số dao
 306 động; Hình 15 thể hiện sự thay đổi của dạng dao động.
 307 Hình 15 thể hiện các mật độ phổ năng lượng của sóng
 308 động đất El Centro (1940) và của công trình khi chịu
 309 động đất theo phương Y.

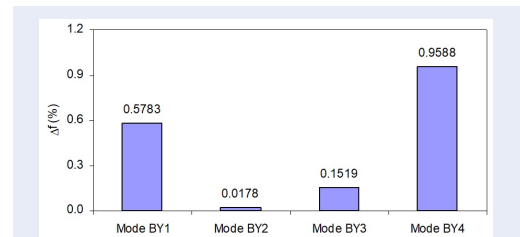
310 Đối với trường hợp công trình chịu trận động đất El
 311 Centro (1940) tác động theo phương Y, tần số dao
 312 động tại Mode BY4 có sự chênh lệch lớn nhất là gần
 313 0.96%; đối với các Mode còn lại, sự chênh lệch đều
 314 giảm dần lần lượt là 0.58%, 0.15%, nhỏ nhất là Mode
 315 BY2 với gần 0.02% (Hình 14). Dạng dao động tại
 316 Mode BY4 cho giá trị MAC thấp hơn hẳn so với 3
 317 Mode còn lại (Hình 15). Ở phổ mật độ năng lượng
 318 phân bố ở các tần số (Hình 12), từng cặp Mode BY1 và
 319 Mode BY2, Mode BY3 và Mode BY4 là tương đối đều
 320 đặn, lớn nhất là tại Mode BY1 và nhỏ nhất là Mode
 321 BY4. Giá trị MAC tại Mode BY4 lại thấp hơn nhiều so
 322 với Mode BY1; điều này chứng tỏ Mode BY4 là dạng
 323 dao động dễ bị ảnh hưởng bởi sóng động đất, khó đạt



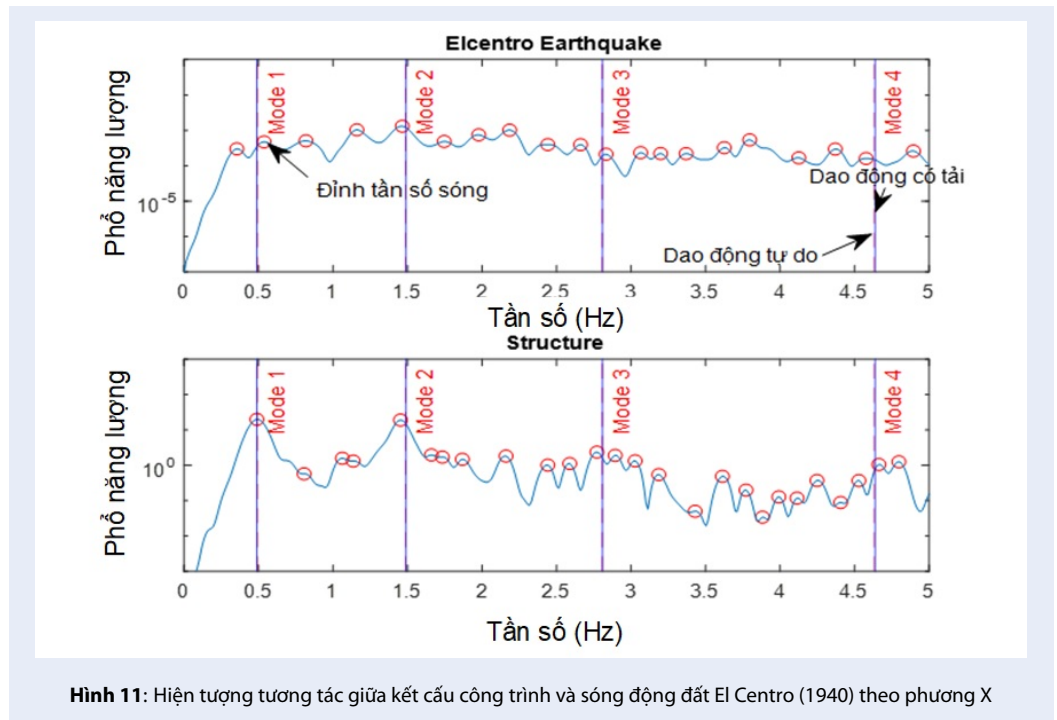
Hình 12: Mật độ phổ năng lượng của công trình khi chịu động đất El Centro (1940) theo phương Y



Hình 13: Bốn dạng dao động của công trình khi chịu động đất El Centro (1940) tác động theo phương Y



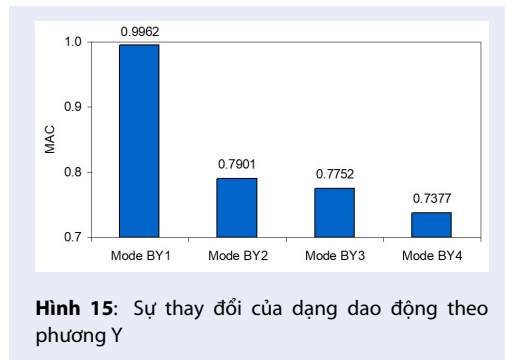
Hình 14: Sự thay đổi của tần số dao động theo phương Y



Hình 11: Hiện tượng tương tác giữa kết cấu công trình và sóng động đất El Centro (1940) theo phương X

Bảng 4: Tần số dao động; sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động theo phương Y

Đại lượng	Mode BY1	Mode BY2	Mode BY3	Mode BY4
Tần số dao động tự do (Hz)	0.4612	1.7575	3.6078	5.0299
Tần số dao động có động đất (Hz)	0.4639	1.7578	3.6133	5.0781
Δf (%)	0.5783	0.0178	0.1519	0.9588
MAC	0.9962	0.7901	0.7752	0.7377

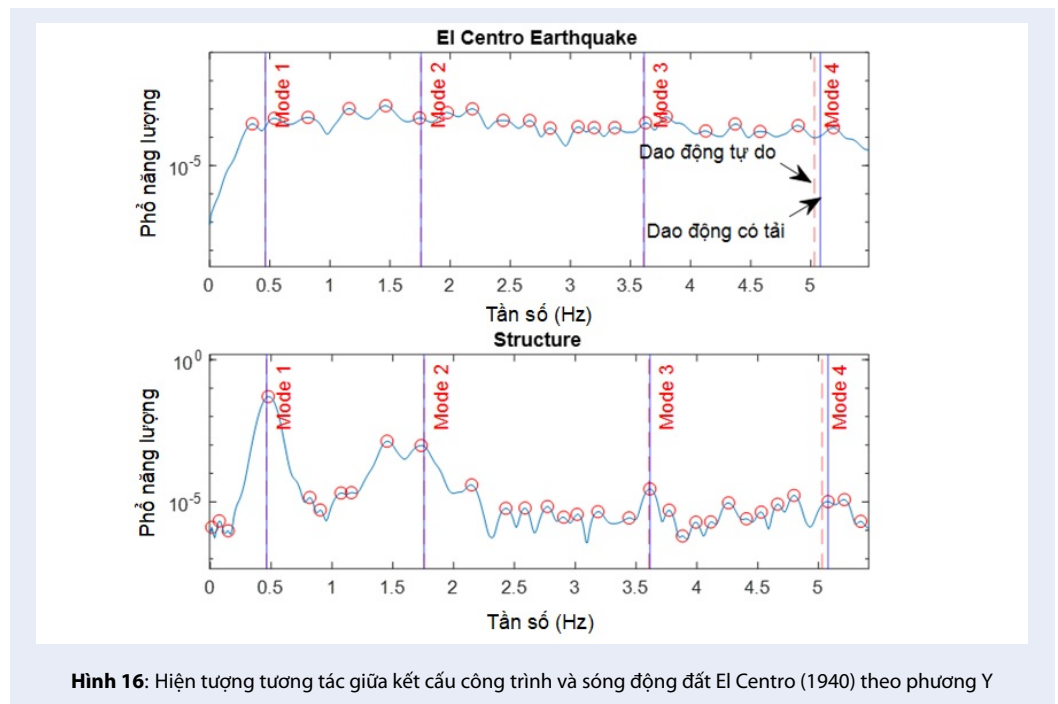


Hình 15: Sự thay đổi của dạng dao động theo phương Y

324 được dạng dao động như dao động tự do. Kết quả phổ
 325 phân bố năng lượng của động đất và phổ năng lượng
 326 trên kết cấu (Hình 16) cho thấy sự tương tác giữa kết
 327 cấu và sóng động đất theo phương Y tương tự khi sóng
 328 động đất tác động theo phương X.

KẾT LUẬN

329 Trong bài báo này, sự thay đổi của các đặc trưng dao
 330 động (tần số dao động và dạng dao động) của công
 331 trình nhà cao tầng đã được khảo sát từ việc phân tích
 332 đáp ứng dao động (gia tốc) sinh ra bởi tác động của
 333 sóng động đất. từ các kết quả phân tích, một số kết
 334 luận được rút ra như sau: (i) So với kết quả phân tích
 335 dao động tự do, tần số dao động và dạng dao động
 336 của kết cấu có sự thay đổi khi chịu động đất. (ii) Đối
 337 với từng dạng dao động, sự thay đổi của tần số dao
 338 động mang tính chất ngẫu nhiên, phụ thuộc vào nội
 339 dung tần số của sóng động đất. Khi tần số dao động
 340 của sóng động đất xấp xỉ với tần số dao động tự do
 341 của kết cấu thì kết cấu sẽ dao động cộng hưởng. (iii)
 342 Do tính chất không đối xứng của kết cấu, sự thay đổi
 343 của tần số dao động và dạng dao động của công trình
 344 nhà cao tầng theo các phương là khác nhau. Kết quả
 345 từ nghiên cứu này làm nền tảng cho việc sử dụng các
 346 đặc trưng dao động trong kỹ thuật theo dõi và chẩn
 347 đoán kết cấu công trình nhà cao tầng chịu động đất.
 348



Hình 16: Hiện tượng tương tác giữa kết cấu công trình và sóng động đất El Centro (1940) theo phương Y

349 LỜI CẢM ƠN

350 Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Bách
351 khoa, ĐHQG-HCM trong khuôn khổ đề tài mã số
352 SVKSTN-2023-KTXD-32.

353 XUNG ĐỘT LỢI ÍCH

354 Nhóm tác giả xin cam đoan rằng không có bất kỳ xung
355 đột lợi ích nào trong công bố bài báo.

356 ĐÓNG GÓP CỦA CÁC TÁC GIẢ

357 Chiêm Hồng Huấn, Võ Kiều Diễm Huỳnh, Nguyễn
358 Thị Trúc Ngân đã thực hiện thu thập dữ liệu, mô hình,
359 lập trình tính toán, trình bày kết quả. Hồ Đức Duy,
360 Nguyễn Thị Thu Hương đã đề xuất ý tưởng nghiên
361 cứu, viết, kiểm tra, chỉnh sửa bản thảo.

362 TÀI LIỆU THAM KHẢO

363 1. Wei HH, Shohet IM, Skibniewski MJ, Levy R, Shapira S, Limor
364 AD, Levi T, Salamon A, Levi O. Economic feasibility analy-
365 sis of pre-earthquake strengthening of buildings in a moder-
366 ate seismicity/high vulnerability area. *Procedia Economics
367 and Finance*. 2014;18:143-150; Available from: [https://doi.org/
368 10.1016/S2212-5671\(14\)00924-1](https://doi.org/10.1016/S2212-5671(14)00924-1).
369 2. Pnevmatikos NG, Papagiannopoulos GA, Hatzigeorgi-
370 ou G. Fatigue assessment of a steel frame sub-
371 jected to a number of earthquake excitations. *Procedia
372 Structural Integrity*. 2018;10:195-202; Available from:
373 <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2018.09.028>.
374 3. Nguyen CU, Lee SY, Kim HT, Kim JT. Vibration-based dam-
375 age assessment in gravity-based wind turbine tower under
376 various waves. *Shock and Vibration*. 2019;2019(1406861):1-
377 17; Available from: <https://doi.org/10.1155/2019/1406861>.

4. Sayed M. Horizontally connected tall buildings under 378
379 earthquake loadings. *Ain Shams Engineering
380 Journal*. 2019;10(1):227-241; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2018.12.007>.
381
5. Sherif B, Niusha N, Liam W, Quincy M. Dynamic behaviour of 382
383 a 13-story reinforced concrete building under ambient vibra-
384 tion, forced vibration, and earthquake excitation. *Journal of
385 Building Engineering*. 2020;28:101066; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101066>.
386
6. Đỗ TNT. Giảm chấn nhà cao tầng do hồ nước mái đặt trên cao 387
388 su lồi chù. Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa - Đại học
389 Quốc gia TP.HCM; 2011;.
390
7. Phạm TDH. Phân tích ứng xử phi tuyến nhà cao tầng chịu động 391
392 đất bằng phương pháp tính sử dụng lực ngang dựa trên dạng
393 dao động. Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa - Đại
394 học Quốc gia TP.HCM; 2012;.
395
8. Nguyễn TP, Bùi LLH. Giảm chấn của kết cấu chịu động đất 396
397 dùng gối cao su lồi chù kết hợp hệ cân khối lượng. *Tạp chí Xây
398 dựng*. 2015;6:116-122;.
399
9. Nguyễn NV. Phân tích ảnh hưởng của bể nước đến khả năng 400
401 kháng chấn của công trình. Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học
402 Bách Khoa - Đại học Quốc gia TP.HCM; 2016;.
403
10. Nguyễn MT. Đánh giá một số phương pháp chẩn đoán hư 404
405 hỏng kết cấu tấm từ kết quả phân tích dao động. Luận văn
406 thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia TP.HCM; 407
408 2018;.
409
11. Brincker R, Zhang L, Andersen P. Modal identification of 410
411 output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart
412 Materials and Structures*. 2001;10(3):441-445; Available
413 from: <https://doi.org/10.1088/0964-1726/10/3/303>.
414
12. Yi JH, Yun CB. Comparative study on modal identification 415
416 methods using output only information. *Structural Engineer-
417 ing and Mechanics*. 2004;17(3):445-466; Available from: https://doi.org/10.12989/sem.2004.17.3_4.445.
418

Analysis the change of vibration responses for tall building structure under earthquake

Chiem Hong Huan^{1,2}, Vo Kieu Diem Huynh^{1,2}, Nguyen Thi Truc Ngan^{1,2}, Nguyen Thi Thu Huong^{1,2}, Ho Duc Duy^{1,2,*}



Use your smartphone to scan this QR code and download this article

¹Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), 268 Ly Thuong Kiet Street, District 10, Ho Chi Minh City, Vietnam

²Vietnam National University Ho Chi Minh City, Thu Duc City, Ho Chi Minh City, Vietnam

Correspondence

Ho Duc Duy, Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), 268 Ly Thuong Kiet Street, District 10, Ho Chi Minh City, Vietnam

Vietnam National University Ho Chi Minh City, Thu Duc City, Ho Chi Minh City, Vietnam

Email: hoducduy@hcmut.edu.vn

History

- Received: 01-01-2023
- Accepted: 28-3-2024
- Published Online:

DOI :



Copyright

© VNUHCM Press. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution 4.0 International license.



ABSTRACT

Along with the continuous progress of science and technology, the tall buildings in the world in general and in Vietnam in particular have been developing with the progress of height as well as complexity. As the height of the building increases, the complexity of the design also increases, especially the work of determining the building's responses to actions such as earthquakes. Therefore, the vibration analysis of tall building structures under the earthquakes is an issue that needs attention and is necessary for research. In this study, the vibration characteristics of a real tall building are analyzed for free vibration and vibration caused by earthquakes. Firstly, the reinforced concrete tall building structure is simulated by the finite element method using specialized structural analysis software SAP2000. Then, the vibration responses (acceleration, natural frequency, mode shape) of the structure are analyzed. The acceleration responses are extracted from survey points along the building height. The frequency domain decomposition (FDD) method is employed to determine the vibration characteristics (natural frequency, mode shape) of the building by analyzing the acceleration data caused by earthquake. Finally, the vibration characteristics when the structure is subjected to earthquake are compared and evaluated in accordance with the results of free vibration analysis.

Key words: vibration, natural frequency, mode shape, tall building, earthquake

Cite this article : Huan C H, Huynh V K D, Ngan N T T, Huong N T T, Duy H D. **Analysis the change of vibration responses for tall building structure under earthquake.** *Sci. Tech. Dev. J. – Engineering and Technology* 2024; ():1-1.