

ẢNH HƯỞNG CÁC ĐẶC TRƯNG CỦA CHUYỂN ĐỘNG NỀN KHI ĐỘNG ĐẤT XẢY RA ĐẾN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

EFFECTS OF FEATURES OF GROUND MOTION ON STRUCTURE OF CONSTRUCTIONS DURING EARTHQUAKES

Lê Chí Phát

Trường Cao đẳng Công nghệ - Đại học Đà Nẵng; chiphatxd@gmail.com

Tóm tắt - Động đất là hiện tượng dao động rất mạnh của nền đất gây ra chuyển động ở phần móng công trình xây dựng. Do đó, chuyển động nền đất khi động đất xảy ra là một trong các yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến kết cấu công trình xây dựng chịu tải trọng động đất. Trong số các đặc trưng của chuyển động nền khi động đất xảy ra, thì các đặc trưng: biên độ lớn nhất của chuyển động nền, khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh, tần số dao động có ý nghĩa quan trọng trong việc thiết kế kháng chấn của công trình. Trong nội dung bài báo này, tác giả sẽ ứng dụng phương pháp lịch sử thời gian để đánh giá ảnh hưởng của các đặc trưng chuyển động nền đất đến kết cấu công trình xây dựng thông qua việc khảo sát các trận động đất có biên độ dao động và thời gian kéo dài chuyển động mạnh khác nhau.

Từ khóa - biên độ lớn nhất của chuyển động nền; khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh; gia tốc nền đất; lịch sử thời gian; động đất.

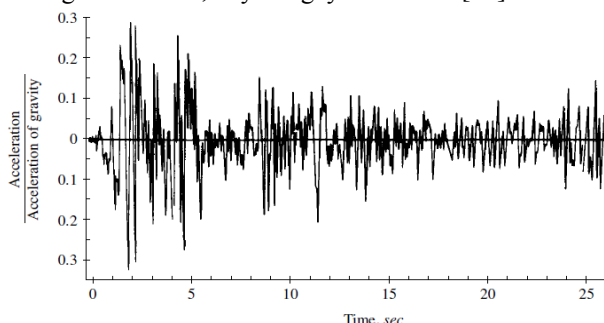
Abstract - Earthquakes are very strong oscillations of the ground that cause foundation movements of the building. Therefore, the ground movements during an earthquake is one of important factors affecting the structures of buildings that are subjected to earthquake loads. Among various indices of earthquake ground motion, the maximum amplitude value, the duration of strong motion and the frequency of oscillation play important roles in earthquake resistant design of buildings. In this paper, the author applies the time-history method to evaluating the responses of characteristics of ground motion to building structures. The earthquakes with different amplitudes and durations of strong motion are surveyed.

Key words - maximum amplitude of ground movement; the duration of strong movement; ground acceleration; time-history method; earthquakes.

1. Đặt vấn đề

Động đất là một trong những thảm họa thiên nhiên khủng khiếp nhất đối với nhân loại mà cho đến nay khoa học kỹ thuật đương đại vẫn chưa dự báo chính xác thời điểm và địa điểm xảy ra. Trong thời gian gần đây, động đất diễn ra rất phức tạp, nó đang là vấn đề, mối quan tâm lớn không những của các cơ quan có chuyên môn mà còn là mối quan tâm chung của toàn nhân loại.

Khi động đất xảy ra, chuyển động của bất kỳ hạt vật chất nào trong nền đất cũng đều theo quỹ đạo phức tạp ba chiều với vận tốc, gia tốc và chuyển vị thay đổi một cách chóng mặt trong một dải tần số rộng. Chuyển động của nền đất được đo và ghi lại dưới dạng các đồ thị bằng một loại địa chấn kế có biên độ lớn. Hình 1 là gia tốc nền biến thiên theo thời gian của trận động đất Elcentro (Hoa Kỳ) theo phương Bắc – Nam, xảy ra ngày 19/5/1940 [10].



Hình 1. Gia tốc đồ của trận động đất Elcentro (19/5/1940)

(Nguồn: <http://peer.berkeley.edu/>)

Trong số các đặc trưng của chuyển động nền khi động đất xảy ra, thì các đặc trưng: biên độ lớn nhất của chuyển động nền, khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh,

tần số dao động có ý nghĩa quan trọng trong việc thiết kế kháng chấn của công trình. Mỗi đặc trưng đều có ảnh hưởng khác nhau đến phản ứng của công trình. Chẳng hạn, biên độ lớn nhất của chuyển động nền ảnh hưởng đến biên độ dao động của công trình, khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh ảnh hưởng đến mức độ tàn phá của chấn động nền lên công trình và nội dung tần số ảnh hưởng đến tần số, chu kỳ dao động của công trình [1, 10].

Trong nội dung bài báo, tác giả chỉ tập trung khảo sát các đặc trưng: biên độ lớn nhất của chuyển động nền, khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh đến kết cấu công trình xây dựng khi chịu tải trọng động đất.

a. Biên độ lớn nhất của chuyển động nền [1, 4, 10]

Biên độ lớn nhất của chuyển động nền được thể hiện dưới nhiều dạng khác nhau: Đỉnh của chuyển động nền và gia tốc a_{RMS} (căn bậc hai trung bình bình phương của gia tốc nền đất).

- Đỉnh của chuyển động nền có thể là gia tốc đỉnh, vận tốc đỉnh, chuyển vị đỉnh. Trong đó, thông tin quan trọng nhất dùng trong thiết kế kháng chấn là gia tốc lớn nhất hay còn gọi là gia tốc đỉnh của nền đất. Gia tốc này không cung cấp các thông tin liên quan tới lịch sử biến thiên của gia tốc nền theo thời gian.

- Gia tốc a_{RMS} là gia tốc trung bình của thời gian, là thông số biểu thị chuyển động của nền đất trong đó có xét đến biên độ cũng như nội dung tần số của chuyển động.

b. Khoảng thời gian kéo dài của chuyển động mạnh [1, 4, 10]

Khoảng thời gian kéo dài chuyển động mạnh của nền đất có ảnh hưởng lớn đến sự phá hoại kết cấu công trình xây dựng do động đất gây ra. Khoảng thời gian kéo dài chuyển động mạnh của nền đất được định nghĩa là khoảng

thời gian cần để giải phóng lượng năng lượng biến dạng tích lũy dọc theo đứt gãy.

Gia tốc độ của một trận động đất là tập hợp tất cả các gia tốc của chuyển động nền từ khi bắt đầu động đất cho đến khi mặt đất trở lại bình thường. Trong kỹ thuật, chỉ phần gia tốc độ có chuyển động mạnh mới có ý nghĩa quan trọng. Do đó, trong địa chấn học công trình, người ta định nghĩa khoảng thời gian kéo dài chuyển động mạnh là khoảng thời gian nền đất chấn động với biên độ lớn, tức là biên độ có khả năng gây ra phá hoại công trình.

Hiện nay, trên thế giới đã có một số tác giả nghiên cứu về phương pháp lịch sử thời gian để đánh giá ảnh hưởng của thời gian động đất đến kết cấu công trình xây dựng [1, 2, 6, 7, 12, 13]. Ở nước ta cũng có một số công trình nghiên cứu của tác giả Nguyễn Lê Ninh, Trần Ngọc Cường [10, 13, 14] cũng đề cập đến vấn đề này; tuy nhiên, hầu như các tác giả chưa tính toán và phân tích cụ thể ảnh hưởng đến công trình như thế nào. Do đó, việc nghiên cứu, khảo sát các đặc trưng của chuyển động nền đất đến kết cấu công trình xây dựng là vấn đề mới và có tính thời sự.

2. Cơ sở lý thuyết tính toán động đất theo phương pháp lịch sử thời gian [1, 3, 4]

Có hai cách tính động đất theo phương pháp lịch sử thời gian: Phương pháp tích phân dạng dao động (Modal) và Phương pháp tích phân trực tiếp phương trình dao động tổng thể (Direct Integration).

2.1. Phương pháp tích phân các dạng dao động (Modal)

Ta có thể lý tưởng hóa công trình N tầng thành hệ có khối lượng tập trung đặt tại mỗi tầng. Phương trình chuyển động tổng quát của hệ N tầng:

$$[\mathbf{m}][\ddot{\mathbf{u}}(t)] + [\mathbf{c}][\dot{\mathbf{u}}(t)] + [\mathbf{k}][\mathbf{u}(t)] = -[\mathbf{m}]\{1\}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (1)$$

Trong đó:

- $[\mathbf{m}]; [\mathbf{c}]; [\mathbf{k}]$ lần lượt là ma trận khối lượng, ma trận hệ số cản và ma trận độ cứng.

- $[\ddot{\mathbf{u}}(t)]; [\dot{\mathbf{u}}(t)]; [\mathbf{u}(t)]$ lần lượt là ma trận gia tốc, ma trận vận tốc, ma trận chuyển vị theo phương u.

Phương trình chuyển động của hệ N tầng trong hệ tọa độ chuẩn ứng với dạng dao động thứ n:

$$\mathbf{M}_n \ddot{\mathbf{Y}}_n(t) + \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{Y}}_n(t) + \mathbf{K}_n \mathbf{Y}_n(t) = -\mathbf{L}_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2)$$

Thế $2\alpha_n = \frac{\mathbf{C}_n}{\mathbf{M}_n}$; $\omega_n^2 = \frac{\mathbf{K}_n}{\mathbf{M}_n}$ vào phương trình (2) ta có:

$$\ddot{\mathbf{Y}}_n(t) + 2\alpha_n \dot{\mathbf{Y}}_n(t) + \omega_n^2 \mathbf{Y}_n(t) = -\frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3)$$

Trong đó:

- $\ddot{\mathbf{Y}}_n(t); \dot{\mathbf{Y}}_n(t); \mathbf{Y}_n(t)$ lần lượt là gia tốc, vận tốc, chuyển vị của hệ trong hệ tọa độ chuẩn.

- $\mathbf{M}_n = \{\Phi_n\}^T [\mathbf{m}] \{\Phi_n\}$ khối lượng quy đổi.

- $\mathbf{C}_n = \{\Phi_n\}^T [\mathbf{c}] \{\Phi_n\}$ hệ số cản quy đổi.

- $\mathbf{K}_n = \{\Phi_n\}^T [\mathbf{k}] \{\Phi_n\}$ độ cứng quy đổi.

- $\mathbf{L}_n = \{\Phi_n\}^T [\mathbf{m}] \{1\}$.

- $\{\Phi_n\}$: Ma trận dạng dao động ứng với tần số dao động thứ n của hệ.

Ta có (3) là phương trình dao động của hệ một bậc tự do với tần số dao động riêng ω_n^2 và hệ số giảm chấn ξ_n được kích thích ở bậc $\frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n}$ bởi gia tốc nền $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$. Lời giải chuyển

vị trong hệ tọa độ chuẩn là tích phân Duhamel dưới dạng:

$$\mathbf{Y}_n(t) = -\frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \frac{1}{\omega_{nd}} \int_0^t \ddot{\mathbf{u}}_g(\tau) e^{-\alpha_n(t-\tau)} \sin[\omega_{nd}(t-\tau)] d\tau \quad (4)$$

$$\text{Với } \omega_{nd} = \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2} \quad (5)$$

Sự đóng góp của dạng dao động thứ n vào chuyển vị tại tầng thứ j được xác định trong hệ tọa độ thực:

$$\mathbf{u}_{jn}(t) = \Phi_{jn} \mathbf{Y}_n(t); \text{ với } j = 1, 2, \dots, N \quad (6)$$

$$\mathbf{u}_{jn}(t) = -\frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \frac{\Phi_{jn}}{\omega_{nd}} \int_0^t \ddot{\mathbf{u}}_g(\tau) e^{-\alpha_n(t-\tau)} \sin[\omega_{nd}(t-\tau)] d\tau \quad (7)$$

Biến dạng tương đối của tầng trên so với tầng dưới:

$$\Delta_{jn}(t) = \mathbf{u}_{jn}(t) - \mathbf{u}_{j-1,n}(t) \quad (8)$$

$$\begin{aligned} [\mathbf{f}_n(t)] &= [\mathbf{k}][\mathbf{u}_n(t)] = [\mathbf{k}]\{\Phi_n\} \mathbf{Y}_n(t) \\ &= \omega_n^2 [\mathbf{m}]\{\Phi_n\} \mathbf{Y}_n(t) \end{aligned} \quad (9)$$

Lực ngang tác dụng tại từng tầng thứ j do dạng dao động thứ n gây ra:

$$\mathbf{f}_{jn}(t) = \mathbf{m}_j \omega_n^2 \Phi_{jn} \mathbf{Y}_n(t) \quad (10)$$

$$\mathbf{f}_{jn}(t) = -\mathbf{m}_j \Phi_{jn} \frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \frac{\omega_n^2}{\omega_{nd}} \int_0^t \ddot{\mathbf{u}}_g(\tau) e^{-\alpha_n(t-\tau)} \sin[\omega_{nd}(t-\tau)] d\tau \quad (11)$$

Lực cắt và mô-men tại móng do dao động thứ n gây ra

$$\text{được tính: } \mathbf{V}_{0n}(t) = \sum_{j=1}^N \mathbf{f}_{jn}(t) \quad (12)$$

$$\mathbf{M}_{0n}(t) = \sum_{j=1}^N \mathbf{h}_j \mathbf{f}_{jn}(t) \quad (13)$$

Trong mỗi bước thời gian, ứng xử tổng thể của kết cấu được xác định bằng cách kết hợp ứng xử của tất cả các dạng

dao động: $\mathbf{r}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{r}_n(t)$ (14)

Chuyển vị, lực cường bức tại tầng thứ j:

$$\mathbf{u}_j(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_{jn}(t); \mathbf{f}_j(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{f}_{jn}(t) \quad (15)$$

Lực cắt đáy, mô-men đáy được viết:

$$\mathbf{V}_0(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{V}_{0n}(t); \mathbf{M}_0(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{M}_{0n}(t) \quad (16)$$

2.2. Tích phân trực tiếp phương trình dao động tổng thể (Direct Integration)

Theo phương pháp này, trục thời gian được chia thành nhiều khoảng nhỏ dt. Trong mỗi bước thời gian, hệ phương trình vi phân được thay bằng hệ phương trình đại số với ẩn

số là chuyển vị của kết cấu. Các số hạng biết trước của hệ kết cấu được xác định từ một số giả thuyết về điều kiện biến thiên của tải trọng tác động hoặc gia tốc nền trong khoảng thời gian mỗi bước. Phản ứng toàn phần của hệ kết cấu xác định được ở cuối một bước thời gian sẽ trở thành điều kiện ban đầu để tính toán phản ứng của hệ kết cấu ở bước thời gian tiếp theo. Quá trình tính toán lặp lại cho tất cả các bước thời gian được xét tới. Thủ thuật tính toán này có tên gọi là phương pháp tích phân từng bước một. Để được kết quả có độ tin cậy cần thiết, hệ kết cấu cần được tính toán với gia tốc nền $\ddot{u}_g(t)$ khác nhau.

2.3. Tổ hợp hệ quả các thành phần tác động động đất

Khi phân tích kết cấu theo mô hình bài toán không gian, các thành phần nằm ngang của tác động động đất phải được xem xét là tác động đồng thời nên ta có thể tổ hợp như sau [3, 4]:

$$E_{EX} \text{ “+” } 0,30.E_{EY}$$

$$0,30.E_{EX} \text{ “+” } E_{EY}$$

Trong đó:

“+” : Có nghĩa là “tổ hợp với”;

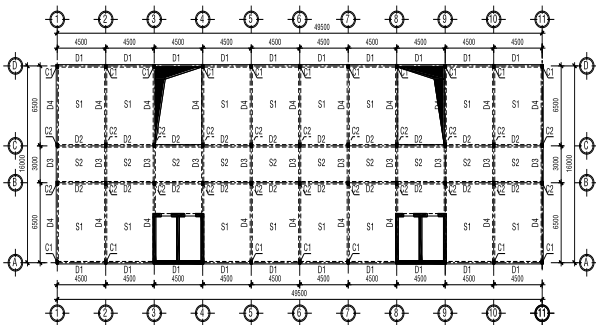
E_{EX} : Hệ quả tác động động đất theo trục nằm ngang X của kết cấu;

E_{EY} : Hệ quả tác động động đất theo trục nằm ngang Y vuông góc của kết cấu.

3. Kết quả nghiên cứu và khảo sát

3.1. Số liệu phân tích

Công trình 14 tầng kết cấu bê tông cốt thép có mặt bằng kết cấu tầng điển hình như sau:



Hình 2. Mặt bằng kết cấu tầng điển hình (tầng 2-14)

Vật liệu: Bê tông cốt thép; bê tông cấp bền B25.

Chiều cao mỗi tầng $h_i = 3,6$ (m); khoảng cách từ dầm móng (dà kiềng) đến đài móng 2,0 (m).

Tiết diện sàn, dầm, cột và lõi thang máy như sau:

- Sàn S1 (12 cm); S2 (10 cm); Lõi dày $\delta = 25$ cm;
- Dầm D1, D2, D3 (25x40) cm, Dầm D4 (25x55) cm;
- Cột C1 (30x60) cm, Cột C2 (30x70) cm.

Số liệu tải trọng [3, 5]:

- Tĩnh tải do trọng lượng bản thân kết cấu: sàn, dầm, cột, vách, ... khai báo phần mềm ETABS v9.2.0 tự tính.
- Tĩnh tải các lớp cấu tạo sàn: $1,1 \text{ kN/m}^2$.
- Hoạt tải sàn: $p_{S1} = 2,4 \text{ kN/m}^2$; $p_{S2} = 3,6 \text{ kN/m}^2$.

3.2. Các trường hợp phân tích

1. Trường hợp 1: Trận động đất Altadena có gia tốc

cực đại $a_{gr} = 438,913 \text{ cm/s}^2$ tại thời điểm $t = 2,84 \text{ s}$ và thời gian kéo dài chuyển động mạnh ngắn.

2. Trường hợp 2: Trận động đất Elcentro1 có gia tốc cực đại được quy đổi theo gia tốc trọng trường g : $a_{gr} = 0,3129$ (g) tại thời điểm $t = 2,15 \text{ s}$.

3. Trường hợp 3: Ta khuếch đại gia tốc nền trận động đất Elcentro1 ($a_{gr} = 0,3129 \text{ g}$) để có cùng gia tốc nền cực đại với trận động đất Altadena ($a_{gr} = 438,913 \text{ cm/s}^2$) bằng cách nhân hệ số điều chỉnh Scale Factor:

$$\beta = \frac{438,913.0,01}{0,3129.9,81} = 1,43$$

Gọi trận động đất sau khi được khuếch đại là Elcentro2.

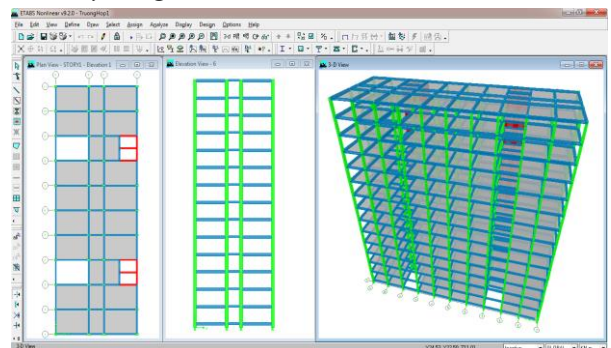
Nhận xét:

- Trường hợp (2) và (3): Có cùng thời gian kéo dài chuyển động mạnh nhưng cường độ trận động đất Elcentro2 đã được khuếch đại lên 1,43 lần so với trận động đất Elcentro1.

- Trường hợp (1) và (3): Có cùng gia tốc đỉnh nhưng thời gian kéo dài chuyển động mạnh khác nhau rất nhiều. Trận động đất Elcentro2 có thời gian kéo dài chuyển động mạnh nhiều hơn so với trận động đất Altadena.

3.3. Phân tích động đất công trình trong phần mềm ETABS v9.2.0

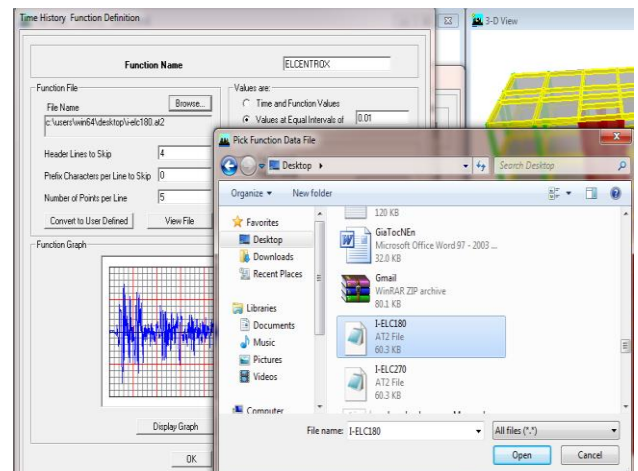
3.3.1. Xây dựng mô hình kết cấu [9, 11, 14]



Hình 3. Mô hình kết cấu công trình trong phần mềm ETABS

3.3.2. Khai báo các biểu đồ gia tốc nền [1, 9, 14]

Tiến hành khai báo biểu đồ gia tốc nền trận động đất Elcentro như Hình 4.

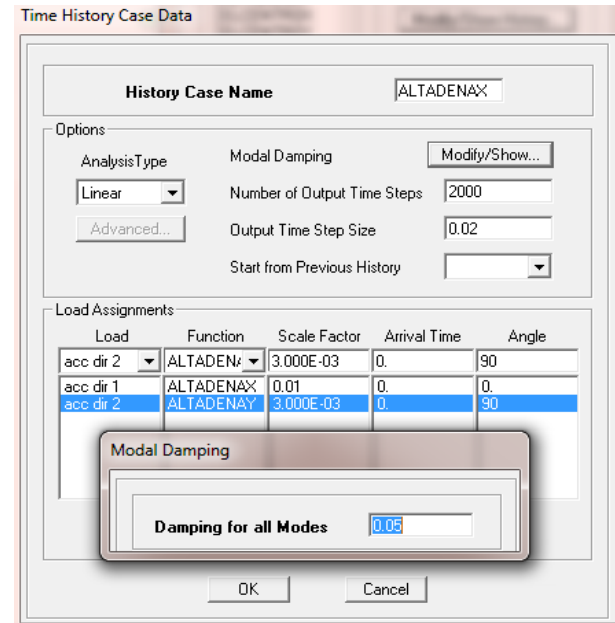


Hình 4. Biểu đồ gia tốc nền trận động đất Elcentro

Đối với trận động đất Altadena khai báo tương tự.

3.3.3. Khai báo các trường hợp phân tích động đất [9]

Với mỗi trường hợp phân tích ta xét theo cả hai phương X và Y. Để tổ hợp hệ quả của động đất theo mỗi phương ta cần xét đến ảnh hưởng của phương còn lại.



Hình 5. Khai báo trường hợp động đất Altadena (phương X)

Đối với các trường hợp động đất Elcentro1 và Elcentro2 khai báo tương tự.

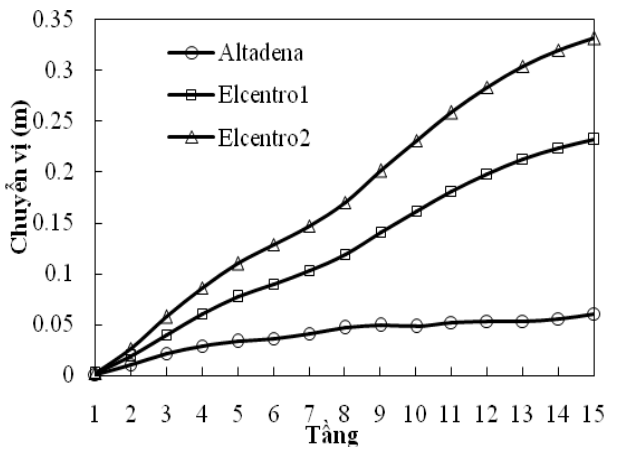
3.4. Kết quả phân tích

Phân tích động đất theo phương pháp lịch sử thời gian dựa theo biểu đồ gia tốc nền hai trận động đất Elcentro và Altadena với ba trường hợp phân tích (1) - Altadena; (2) - Elcentro1 và (3) - Elcentro2, ta được kết quả động đất đối với khung K6 như sau:

3.4.1. Tổ hợp chuyển vị khung K6 (theo phương X)

Bảng 1. Chuyển vị khung K6 khi phân tích Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

Tầng	Altadena (1)	Elcentro1 (2)	Elcentro2 (3)	So sánh (1) & (3)	So sánh (2) & (3)
15-Mái	0,0603	0,2316	0,3312	449,3%	43,0%
14	0,0555	0,22376	0,32	476,6%	43,0%
13	0,0534	0,21264	0,304	469,3%	43,0%
12	0,0533	0,19808	0,28328	431,5%	43,0%
11	0,0522	0,1808	0,25856	395,3%	43,0%
10	0,048	0,16144	0,2308	380,8%	43,0%
9	0,0492	0,14056	0,20096	308,5%	43,0%
8	0,0465	0,11904	0,17024	266,1%	43,0%
7	0,0413	0,10296	0,1472	256,4%	43,0%
6	0,0365	0,08992	0,12856	252,2%	43,0%
5	0,0331	0,07688	0,10992	232,1%	43,0%
4	0,0292	0,06008	0,08592	194,2%	43,0%
3	0,0214	0,04008	0,05736	168,0%	43,1%
2	0,0105	0,01864	0,02672	154,5%	43,3%
1	0,0009	0,00152	0,00224	148,9%	47,4%

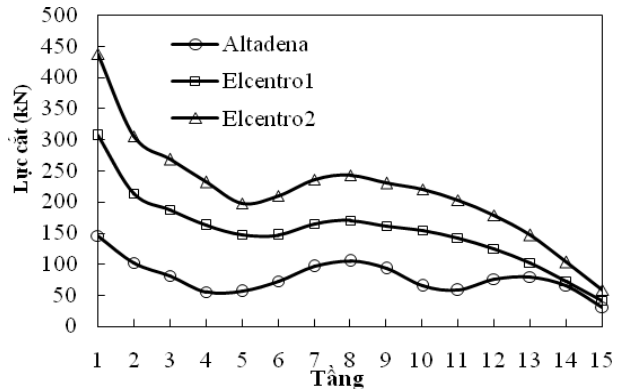


Hình 6. Chuyển vị khung K6 khi phân tích Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

3.4.2. Tổ hợp nội lực cột khung K6 (theo phương X)

Bảng 2. Lực cắt chân cột trục A khung K6 khi phân tích Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

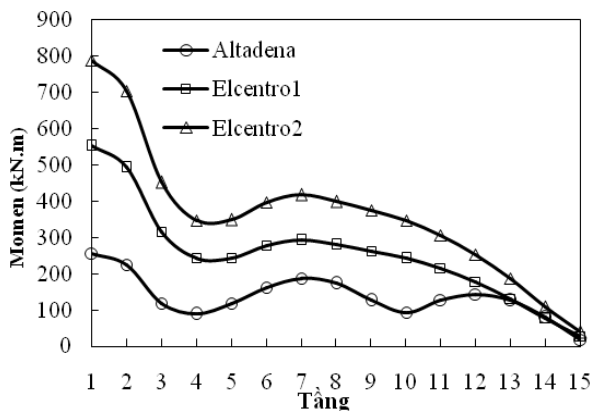
Tầng	Altadena (1)	Elcentro 1 (2)	Elcentro 2 (3)	So sánh (1) & (3)	So sánh (2) & (3)
15-Mái	31208	41.183	58.890	88,7%	43,0%
14	65.333	72.255	103.313	58,1%	43,0%
13	79.958	102.368	146.378	83,1%	43,0%
12	75.863	125.198	179.010	136,0%	43,0%
11	58.058	142.133	203.235	250,1%	43,0%
10	64.530	154.005	220.208	241,2%	43,0%
9	92.738	160.958	230.145	148,2%	43,0%
8	104.955	169.823	242.828	131,4%	43,0%
7	95.933	164.948	235.860	145,9%	43,0%
6	72.345	146.558	209.558	189,7%	43,0%
5	56.258	147.500	197.288	250,7%	33,8%
4	55.523	162.135	231.833	317,5%	43,0%
3	81.075	187.718	268.410	231,1%	43,0%
2	101.768	213.893	305.843	200,5%	43,0%
1	145.193	306.345	438.030	201,7%	43,0%



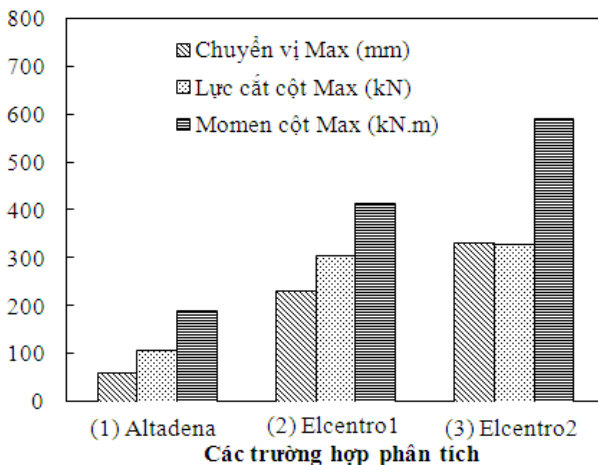
Hình 7. Lực cắt chân cột trục A khung K6 khi xét Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

Bảng 3. Mô-men chân cột trục A khung K6 khi phân tích, Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

Tầng	Altadena	Elcentro 1	Elcentro 2	So sánh (1) & (3)	So sánh (2) & (3)
	(1)	(2)	(3)		
15-Mái	17.637	27.212	38.909	120,6%	43,0%
14	78.395	75.285	107.648	37,3%	43,0%
13	126.334	130.151	186.100	47,3%	43,0%
12	142.727	177.207	253.382	77,5%	43,0%
11	126.960	214.462	306.652	141,5%	43,0%
10	93.460	242.045	346.091	270,3%	43,0%
9	126.326	261.699	374.195	196,2%	43,0%
8	173.174	278.813	398.666	130,2%	43,0%
7	187.838	291.231	416.422	121,7%	43,0%
6	162.659	277.309	396.515	143,8%	43,0%
5	117.845	243.595	348.308	195,6%	43,0%
4	87.869	242.913	347.333	295,3%	43,0%
3	118.395	315.684	451.387	281,3%	43,0%
2	224.648	491.965	703.445	213,1%	43,0%
1	255.883	551.277	788.253	208,1%	43,0%

**Hình 8.** Mô-men chân cột trục A khung K6 khi xét Altadena; Elcentro1 và Elcentro2

3.4.3. Tổng hợp hệ quả lớn nhất của động đất tác dụng lên khung K6 (theo phương X)

**Hình 9.** Biểu đồ thể hiện hệ quả lớn nhất của động đất tác dụng lên khung K6 (theo phương X)**Bảng 4.** Hệ quả lớn nhất của động đất do Altadena; Elcentro1 và Elcentro2 đối với khung K6

Giá trị khảo sát	Trường hợp phân tích động đất			So sánh (1) và (3)	So sánh (2) và (3)
	Altadena (1)	Elcentro1 (2)	Elcentro2 (3)		
Chuyển vị lớn nhất (mm)	60,3	231,6	331,2	449%	43%
Lực cắt cột lớn nhất (kN)	108,9	306,3	328,5	202%	7%
Mô-men cột lớn nhất (kN.m)	191,9	413,5	591,2	208%	43%

4. Bàn luận

- So sánh các trường hợp phân tích động đất (2) - Elcentro1 và (3) - Elcentro2, tác giả nhận thấy, khi gia tốc cực đại của trận động đất càng lớn (khuếch đại trận động đất Elcentro1 lên 1,43 lần) thì hệ quả động đất của kết cấu càng lớn (chuyển vị, nội lực tăng 43%).

- So sánh các trường hợp phân tích động đất (1) - Altadena và (3) - Elcentro2, tác giả nhận thấy thời gian kéo dài chuyển động mạnh của trận động đất Elcentro2 lớn hơn nhiều so với trận động đất Altadena, nên kết quả chuyển vị, nội lực lớn nhất khi phân tích hai trận động đất chênh lệch nhau rất lớn (chuyển vị tăng 449%, nội lực tăng đến 208%).

- Dưới tác động của động đất, chuyển vị của công trình tăng dần theo chiều cao công trình và đạt giá trị lớn nhất đối với phần kết cấu tại đỉnh.

5. Kết luận

Bài báo đã nghiên cứu ứng dụng phương pháp lịch sử thời gian vào phân tích kết cấu công trình xây dựng chịu tải trọng động đất có xét đến các đặc trưng của chuyển động nền đất (gia tốc cực đại và thời gian kéo dài chuyển động mạnh của các trận động đất khác nhau). Trong phạm vi nghiên cứu của bài báo, tác giả có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Hệ quả động đất: chuyển vị, nội lực của kết cấu phụ thuộc vào gia tốc cực đại (PGA) của trận động đất. Khi gia tốc cực đại của trận động đất càng lớn (tăng 43%) thì hệ quả động đất tác động lên kết cấu càng tăng (chuyển vị, nội lực trận động đất Elcentro2 tăng 43% so với trận động đất Elcentro1).

- Hệ quả động đất: chuyển vị, nội lực của kết cấu không những phụ thuộc vào giá trị gia tốc cực đại của trận động đất tại một thời điểm (PGA) mà còn phụ thuộc rất lớn vào thời gian kéo dài chuyển động mạnh của trận động đất đó. Ta thấy thời gian kéo dài chuyển động mạnh của trận động đất Elcentro2 lớn hơn nhiều so với trận động đất Altadena nên kết quả chuyển vị, nội lực khi phân tích hai trận động đất chênh lệch rất lớn (chuyển vị tăng 449%, nội lực tăng đến 208%).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, International Edition, Prentice -Hall, UK, 1995, pp. 794.
- [2] Bathe, K.J. and Wilson, E.L., "Stability and accuracy analysis of

- direct integration methods”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, 1973, pp. 283-291.
- [3] Bộ Xây dựng, *TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động (soát xét lần 2)*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 1996.
- [4] Bộ Xây dựng, *TCVN 9386:2012 Thiết kế công trình chịu động đất*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 2012.
- [5] Bộ Xây dựng, *TCVN 5574:2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 2012.
- [6] Clough, R. W. and Penzien, J., *Dynamics of structures*, Computers & Structures Inc., USA, 2003, pp. 730.
- [7] Dobbs, M.W., “Comments on “stability and accuracy analysis of direct integration methods” by Bathe & Wilson”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 2, 1974, pp. 295-299.
- [8] Krieg, R.D., “Unconditional stability in numerical time integration methods”, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 40, 1973, pp. 417-421.
- [9] Makar Nageh, *How to model and Design high rise building using ETABS Program*, Scientific Book House, Cairo, A.R.E, 2007.
- [10] Nguyễn Lê Ninh, *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 2008.
- [11] Pinho, R. and Crowley, H., *Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis*, Proc. of Eurocode 8 perspectives from Italian standpoint workshop, E. Cosenza (ed.), Napoli, Italy, 2009, pp. 95-108.
- [12] Penelis, G. G. and Kappos, A. J., *Earthquake-resistant concrete structures*, E & FN Spon, An Imprint of Chapman & Hall, London, UK, 1997, pp. 572.
- [13] Shuenn-Yih Chang, Trần Ngọc Cường, “Phương pháp phân tích động phi tuyến kết cấu theo lịch sử thời gian không có điều kiện ổn định”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, Số 1, 2015.
- [14] T. N. Cường, “Các phương pháp phân tích động phi tuyến kết cấu theo lịch sử thời gian trong SAP 2000 (phần 1, 2)”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, số 1, 2, 2016.

(BBT nhận bài: 26/06/2017, hoàn tất thủ tục phản biện: 19/10/2017)