

# THÍ NGHIỆM BÀN RUNG NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA CÔNG TRÌNH NGẦM DƯỚI TÁC DỤNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

ThS. **LÊ VĂN TUÂN**

Viện Thủy công – Viện Khoa học thủy lợi Việt Nam

**GS. ZHENG YONG-LAI**

Trường Đại học Đồng Tế, Trung Quốc

*Tóm tắt: Bài báo trình bày thí nghiệm bàn rung nghiên cứu ảnh hưởng của động đất tới kết cấu công trình ngầm. Thí nghiệm thực hiện trên mô hình kết cấu có tỷ lệ thu nhỏ hình học 1/30, gồm 2 tầng 3 nhịp. Vật liệu làm mô hình là bê tông cường độ thấp (micro-concrete) và sợi kẽm. Gia tốc kích thích gồm 2 loại: Sóng El Centro và sóng Shanghai. Các cảm biến được bố trí trong đất và trên bề mặt kết cấu để ghi lại các phản ứng gia tốc trong đất, gia tốc trên kết cấu và biến dạng tại bề mặt kết cấu. Dựa trên số liệu thu được, tiến hành đánh giá ứng xử của kết cấu công trình ngầm dưới tác dụng của động đất. Kết quả phân tích cho thấy, khi chịu kích thích động đất, vị trí yếu và dễ bị phá hoại nhất trên kết cấu là tại đỉnh và chân cột. Ngoài ra, ứng xử của kết cấu ngầm phụ thuộc vào gia tốc đỉnh và tần số của sóng kích thích.*

*Từ khoá: Thí nghiệm bàn rung, công trình ngầm, động đất, El centro, Shanghai wave.*

## 1. Mở đầu

Công trình ngầm ngày càng được xây dựng rộng rãi, đặc biệt là hệ thống giao thông ngầm tại các đô thị lớn nhằm giải quyết bài toán giao thông khi dân số đô thị ngày một tăng. Vấn đề an toàn của công trình ngầm dưới tác dụng của các loại sóng kích thích từ các vụ nổ, từ xe cơ giới, đặc biệt là ảnh hưởng của sóng động đất, từ trước 1995 chưa được quan tâm thoả đáng do quan niệm cho rằng, khi có động đất, công trình ngầm chuyển động cùng với đất nền xung quanh và như vậy, động đất xảy ra thì công trình ngầm an toàn hơn so với công trình trên mặt đất. Cho đến khi trận động đất Hyogoken - Nanbu diễn ra ở Nhật vào ngày 17 tháng 01 năm 1995 tàn phá mạnh mẽ hệ thống tàu điện ngầm, các kết cấu công trình ngầm, các loại đường ống... đã làm thay đổi quan niệm cho rằng công trình ngầm an toàn trước động đất [1, 2]. Các điều tra và nghiên

cứu được thực hiện sau đó nhằm đánh giá, phân tích cơ chế phá hoại, đưa ra phương pháp gia cố [3÷6] và phương pháp thiết kế kháng chấn cho công trình ngầm [7].

Các phương pháp chủ yếu đánh giá ảnh hưởng của động đất đến kết cấu công trình bao gồm: Phương pháp quan trắc nguyên trạng, phương pháp thí nghiệm mô hình và phương pháp phân tích lý thuyết. Trong đó phương pháp thí nghiệm mô hình được sử dụng ngày càng rộng rãi do có những ưu điểm như: Trực quan quan sát cách thức và vị trí xung yếu trên kết cấu; đánh giá đến tác động qua lại của hệ đất - kết cấu dưới tác dụng của động đất [8]. Một số nghiên cứu sử dụng bàn rung nghiên cứu ứng xử của kết cấu ngầm dưới tác dụng của động đất, tiêu biểu kể đến như tác giả Chen Guoxing và cộng sự [9÷11] dựa trên mô hình tàu điện ngầm đặt trong nền đất bão hoà để nghiên cứu phản ứng của mô hình trạm tàu điện ngầm dưới tác dụng của kích thích động đất có kể đến tác động qua lại giữa đất - kết cấu. Jiang Luzhen và cộng sự [12] sử dụng bàn rung và mô hình toán nghiên cứu ứng xử kết cấu ngầm làm bằng bê tông cốt thép có mặt cắt ngang dạng hộp, nhằm nghiên cứu nội lực xuất hiện trong kết cấu, đồng thời so sánh sự khác nhau giữa gia tốc đỉnh xuất hiện tại các điểm trên kết cấu và gia tốc tại các điểm liền kề trong đất.

Các nghiên cứu trên cho thấy, phản ứng của kết cấu ngầm khi chịu tác dụng của động đất rất phức tạp, đòi hỏi nhiều nghiên cứu sâu hơn nữa cả về lý thuyết lẫn thực nghiệm nhằm hiểu rõ hơn về phản ứng của công trình ngầm khi động đất xảy ra, đồng thời đưa ra các biện pháp kháng chấn hiệu quả cho công trình ngầm. Nghiên cứu này áp dụng phương pháp thí nghiệm mô hình để đánh giá ứng xử của kết cấu ngầm dưới ảnh hưởng của sóng kích thích động đất. Kết cấu

ngầm cấu tạo gồm 2 tầng 3 nhịp, được làm từ bê tông cường độ thấp (micro-concrete) và sợi kẽm nhằm mô phỏng kết cấu ngầm trong thực tế. Tỷ lệ hình học của mô hình và nguyên trạng là 1/30. Thí nghiệm thực hiện tại Phòng thí nghiệm trọng điểm quốc gia về động đất của trường đại học Đồng Tế, Trung Quốc. Kết quả thí nghiệm làm tài liệu tham khảo cho đánh giá kháng động đất các công trình tương tự, cũng như một lần nữa nghiệm chứng lại các lý thuyết nghiên cứu về kháng chấn công trình ngầm.

## 2. Thiết bị thí nghiệm

### 2.1. Bàn rung

Bàn rung sử dụng trong thí nghiệm có kích thước 4m x 4m, dùng điện và các pitong thủy lực để tạo ra kích thích theo cả 3 phương. Bàn rung có thể chịu tải trọng tối đa là 25 tấn, tạo ra gia tốc lớn nhất theo phương ngang và phương đứng là 4g (g là gia tốc trọng trường), trong phạm vi dải tần số từ 0.1Hz đến 50Hz. Hệ thống thu tín hiệu có tối đa 128 cổng thu.

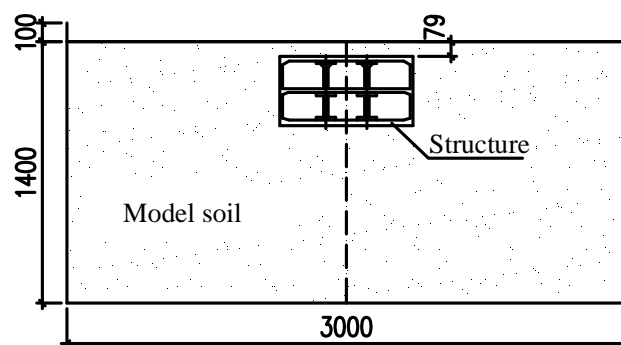
### 2.2. Thùng chứa mô hình



Hình 1. Thùng chứa mô hình thí nghiệm

Trong thí nghiệm sử dụng bàn rung, việc lựa chọn hình thức thùng chứa là rất quan trọng, ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm. Các loại thùng chứa có thể chia ra thành 3 loại chính, bao gồm: (1) thùng chứa dạng hộp làm bằng thép cứng; (2) thùng chứa được ghép bằng các thanh thép cứng; (3) thùng chứa dạng trụ tròn làm bằng vật liệu mềm. Các kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, sử dụng thùng chứa loại thứ 3 trong thí nghiệm bàn rung, các thông số đo đạc từ thí nghiệm gần sát với mô hình thực tế hơn so với sử dụng thùng chứa loại 1 và loại 2 (xem [13]). Do vậy, thí nghiệm này lựa chọn chế tạo thùng chứa loại thứ 3.

Hình 1 và hình 2 cho thấy hình ảnh thực tế và mặt cắt ngang thùng chứa sử dụng trong thí nghiệm. Thùng chứa dạng trụ tròn đường kính 3m, cao 1.5m, thành làm bằng cao su dày 4mm, được bao bọc bởi các vòng thép loại đường kính 6mm, mật độ 5cm/1 vòng. Thùng chứa được cố định trong khung thép hàn bằng thép chữ L và chữ I, đáy khung thép đổ 1 lớp bê tông dày 5cm. Trên khung thép có các ốc vít để cố định thùng chứa và bàn rung.



Hình 2. Mặt cắt ngang thùng chứa

### 2.3. Mô hình thí nghiệm

Dựa trên nguyên mẫu thiết kế của một nhà ga dọc tuyến tàu điện ngầm số 2 tại Thượng Hải, thí nghiệm lựa chọn tỷ lệ tương đương hình học là 1/30, sử dụng sợi kẽm và bê tông cường độ thấp (micro-concrete) để chế tạo mô hình. Kích thước tổng thể của mô hình: Dài x rộng x cao tương ứng là 2170mm, 715mm và 371mm. Tiết diện ngang của mô hình gồm có 2 tầng 3 gian. Dọc theo chiều dài của mô hình gồm có 8 khoang chia đều bởi 7 trụ có tiết diện ngang 24mm x 24mm. Bê tông cường độ thấp của mô hình có tỷ

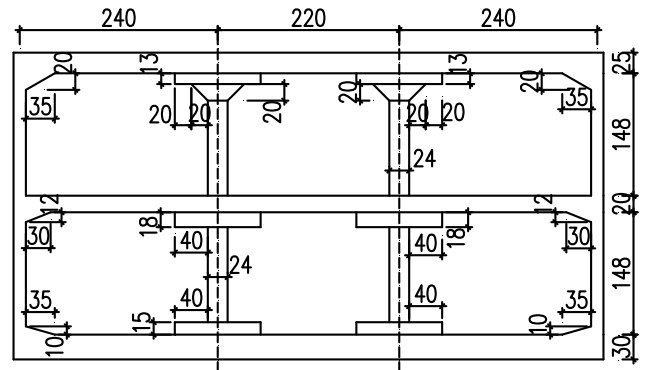
lệ trộn xi măng:cát:đá:nước = 1:6: 0.6:0.5. Thí nghiệm nén mẫu bê tông kích thước 70.7 x 70.7 x 70.7mm để đo cường độ chịu nén cho kết quả cường độ chịu nén của mẫu đạt xấp xỉ 12.4 MPa. Nén mẫu kích thước 7.7 x 70.7 x 210mm cho kết quả module đàn hồi của bê tông làm mô hình xấp xỉ 11.8 GPa. Đường kính sợi kẽm gồm 4 loại có đường kính từ 0.3mm đến 0.9 mm, bố trí như sau: Sợi đường kính 0.9mm bố trí ở các trụ, sợi đường kính 0.7mm bố trí ở tường bên, sợi đường kính 0.5mm bố trí ở kết cấu đầu và chân trụ, sợi 0.3mm làm sợi cốt đai. Hình ảnh mô hình thí

thực nghiệm và kích thước mặt cắt ngang của mô hình

như trên hình 3 và hình 4.



**Hình 3.** Hình ảnh mô hình thí nghiệm

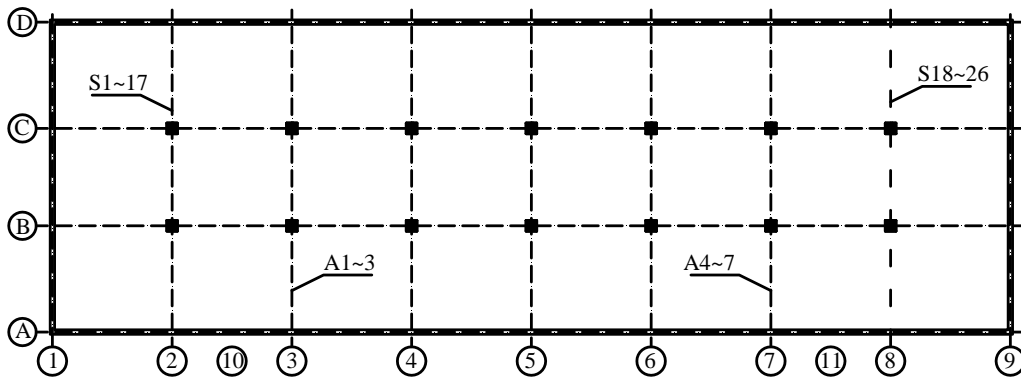


**Hình 4.** Kích thước mặt cắt ngang mô hình thí nghiệm

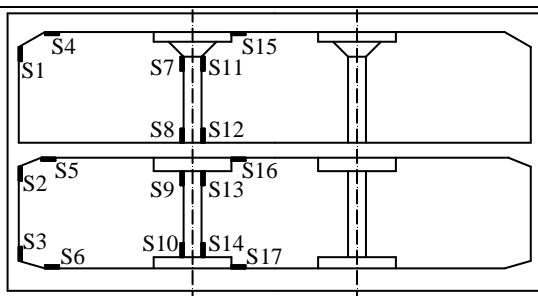
**3. Sơ đồ bố trí cảm biến**

Hình 5 đến hình 9 là sơ đồ bố trí các cảm biến đo, bao gồm: Cảm biến đo gia tốc (trong đất và trên kết cấu) và cảm biến đo chuyển vị tại các vị trí trên bề mặt kết cấu. Các cảm biến được bố trí về hai phía của mô hình kết cấu mà không bố trí ở mặt cắt chính giữa của kết cấu, vì: (1) kích thước của mô hình kết cấu nhỏ, thao tác để gắn các cảm biến vào các vị trí tại mặt cắt chính giữa rất khó khăn, rất khó đạt được độ chính xác cần thiết; (2) kết quả nghiên cứu bằng mô hình toán cũng như các thí

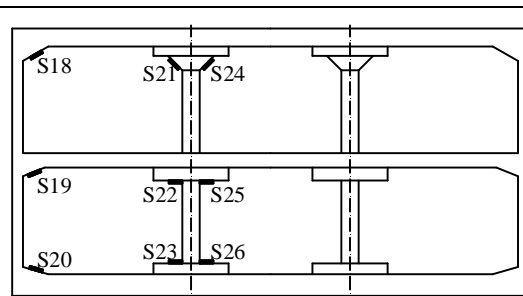
thực nghiệm tương tự trước đây cho thấy rằng, kết cấu ngàm có 2 đầu ngàm cứng, từ khoảng cách  $0.38b$  tính từ một đầu bất kỳ của kết cấu, với  $b$  là độ rộng của kết cấu thì độ lệch giữa mômen uốn lớn nhất tại các cột trụ nhỏ hơn 5% (xem [14]). Vì lý do đó, thí nghiệm sử dụng 2 tấm nhựa tổng hợp dày 10mm chế tạo thành nắp đậy nhằm ngàm 2 đầu kết cấu, trên tấm nhựa khoan lỗ nhỏ để các dây nối với cảm biến luồn qua kết nối vào hệ thống máy tính đo tín hiệu. Các cảm biến được bố trí về hai phía của kết cấu, như trên hình 5 đến hình 9.



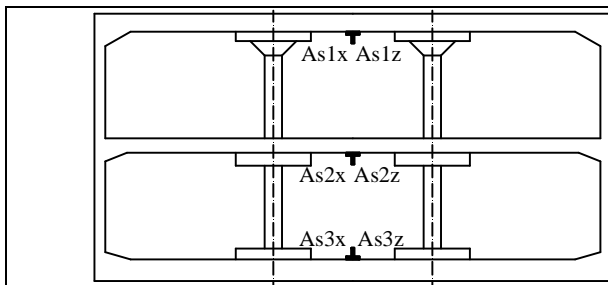
**Hình 5.** Mặt bằng sơ đồ bố trí các cảm biến



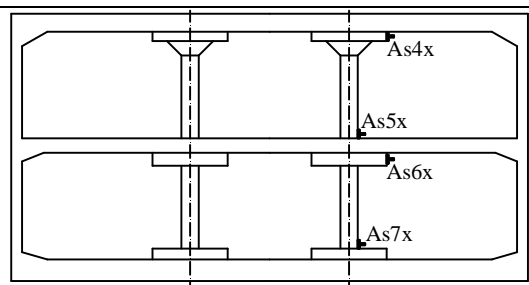
**Hình 6.** Sơ đồ bố trí cảm biến đo chuyển vị tại mặt cắt trục số 2 (S1 đến S17)



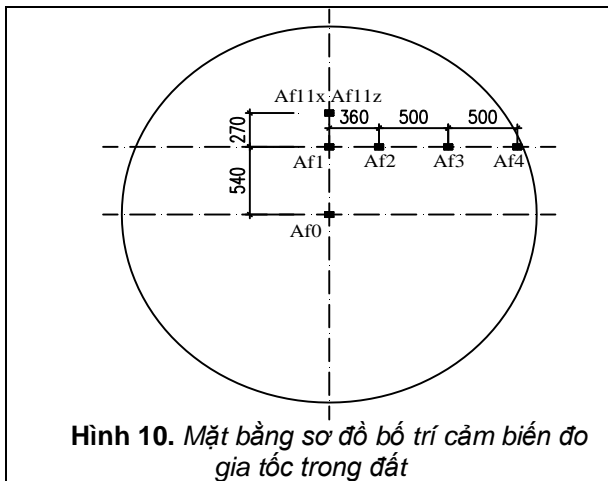
**Hình 7.** Sơ đồ bố trí cảm biến đo chuyển vị tại mặt cắt trục số 8 (S18 đến S26)



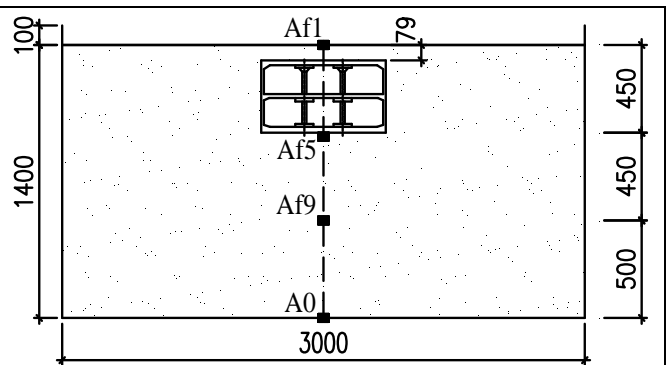
Hình 8. Sơ đồ bố trí cảm biến đo gia tốc trên kết cấu tại mặt cắt trục số 3 (A1 đến A3)



Hình 9. Sơ đồ bố trí cảm biến đo gia tốc trên kết cấu tại mặt cắt trục số 7 (A4 đến A7)



Hình 10. Mặt bằng sơ đồ bố trí cảm biến đo gia tốc trong đất

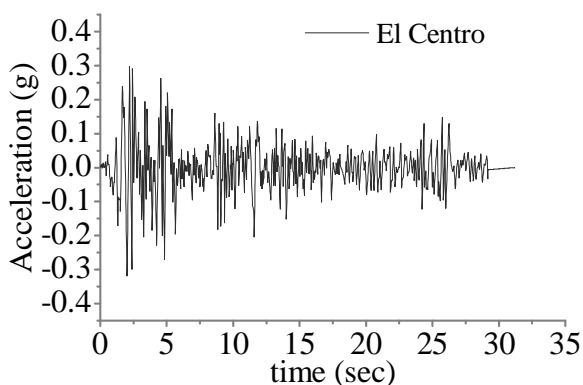


Hình 11. Mặt cắt sơ đồ bố trí cảm biến đo gia tốc trong đất

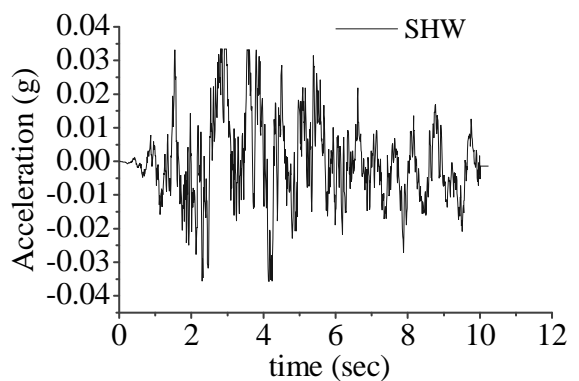
#### 4. Sóng kích thích và các trường hợp thí nghiệm

Gia tốc kích thích sử dụng trong thí nghiệm bao gồm 2 loại: Gia tốc của trận động đất ở El centro và gia tốc giả thiết của khu vực thành phố Thượng Hải, Trung Quốc (sau đây gọi tắt là sóng SHW). Trận động đất ở El centro, California (Mỹ) xảy ra ngày 19 tháng 5 năm 1940 có cường độ

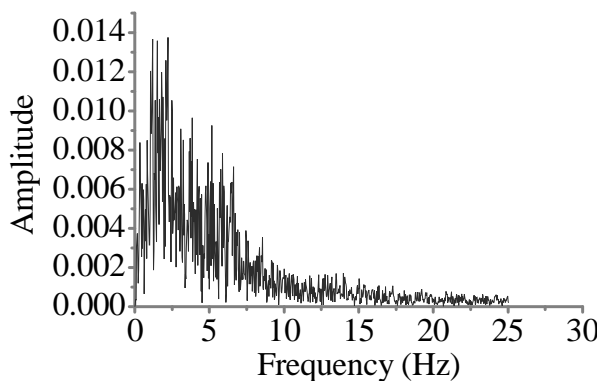
$M_s=6.9$  là một trong những trận động đất được ghi lại đầy đủ nhất. Thời gian chuyển động mạnh kéo dài 26 giây. Sóng SHW được chọn trong Quy phạm thiết kế kháng chấn DGJ08-9-2013 [15] tại khu vực Thượng Hải, địa chất nền là đất cấp IV. Gia tốc đồ và phổ Fourier của sóng El Centro và SHW như trên hình 12 đến hình 15.



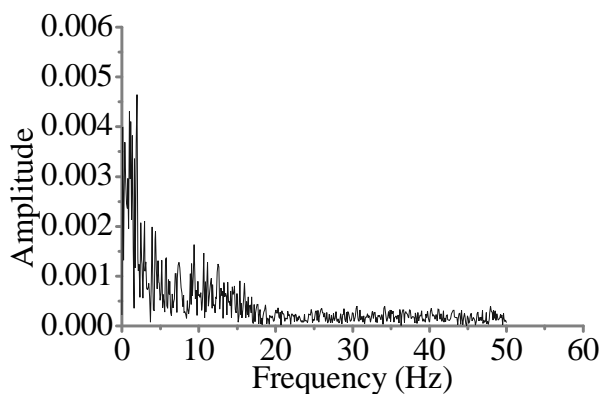
Hình 12. Gia tốc đồ của sóng El Centro



Hình 13. Gia tốc đồ của sóng SHW



**Hình 14.** Phổ gia tốc của sóng El Centro



**Hình 15.** Phổ gia tốc của sóng SHW

Từ các giá trị trên, giá trị gia tốc của các trường hợp thí nghiệm được điều chỉnh dựa trên phương pháp đỉnh gia tốc nền (Peak Ground Acceleration - PGA). Các trường hợp thí nghiệm tương ứng với giá trị gia tốc đỉnh như trong bảng 1.

**Bảng 1.** Giá trị gia tốc cực đại ứng với các trường hợp thí nghiệm

STT	Gia tốc	Ký hiệu	Giá trị cực đại (g)	Phương
1	El Centro wave	EI2	0.229	Ngang
2	Shanghai wave	SH3	0.245	Ngang
3	El Centro wave	EI7	0.42; 0.38	Ngang, đứng
4	Shanghai wave	SH8	0.47; 0.32	Ngang, đứng
5	El Centro wave	EI10	0.99g	Ngang
6	Shanghai wave	SH11	0.95	Ngang
7	El Centro wave	EI15	1.47	Ngang
8	Shanghai wave	SH16	1.34	Ngang

## 5. Kết quả thí nghiệm và phân tích

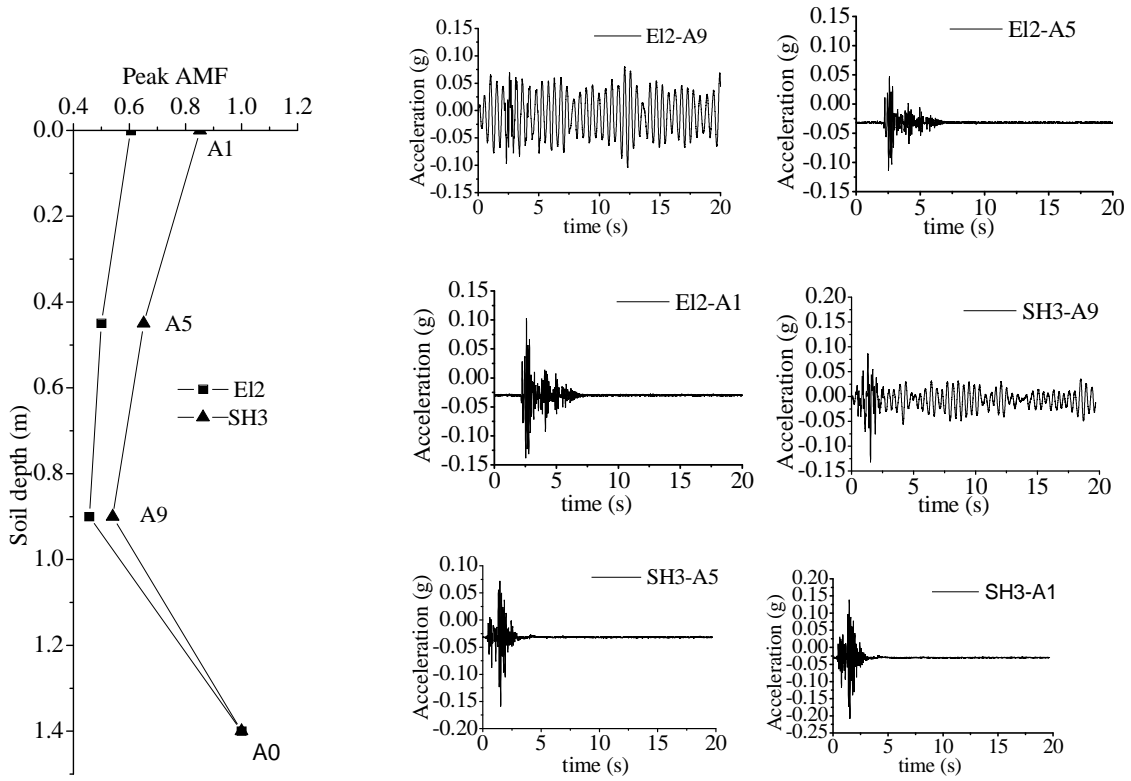
### 5.1. Gia tốc trong đất

Hình 16 đến hình 19 trình bày hệ số khuếch đại gia tốc (AMF-Acceleration Magnification Factor) của các điểm quan trắc trong đất ứng với các trường hợp thí nghiệm. Cột bên trái biểu thị hệ số khuếch đại gia tốc theo độ sâu ứng với các giá trị gia tốc khác nhau. Cột bên phải là biến thiên gia tốc theo thời gian tại các điểm quan trắc.

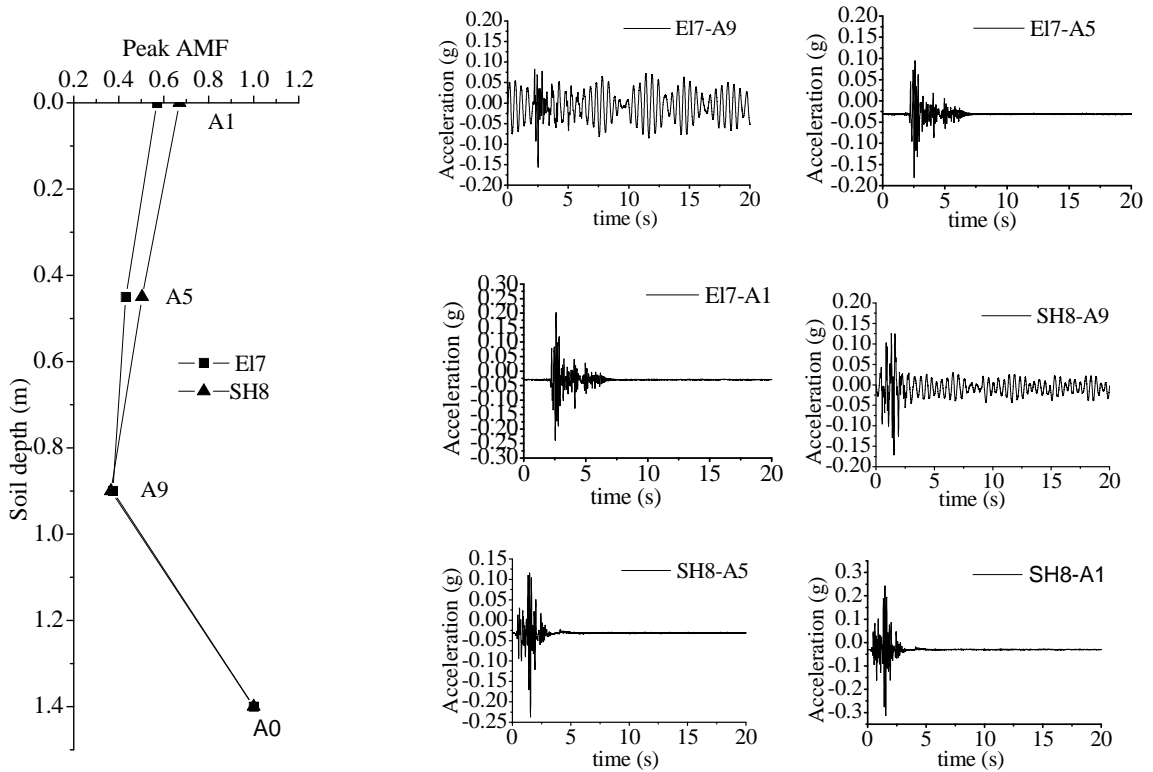
Từ các biểu đồ trên, có thể nhận thấy, đối với sóng kích thích có đỉnh gia tốc nền (viết tắt là PGA-Peak Ground Acceleration) nhỏ (như trường hợp sóng EI2, SH3, và EI7, SH8), hệ số khuếch

đại gia tốc AMF tăng từ đáy lên bề mặt đất mô hình. Tại bề mặt đất, giá trị AMF nằm trong khoảng từ 0.57 đến 0.85. Ngược lại đối với sóng kích thích có PGA lớn hơn (trường hợp EI10, SH11 và EI15, SH16), hệ số khuếch đại gia tốc có xu hướng giảm dần từ đáy lên bề mặt. Điều này được lý giải do ứng xử phi tuyến và mềm hóa của đất mô hình khi chịu kích thích của sóng có gia tốc lớn.

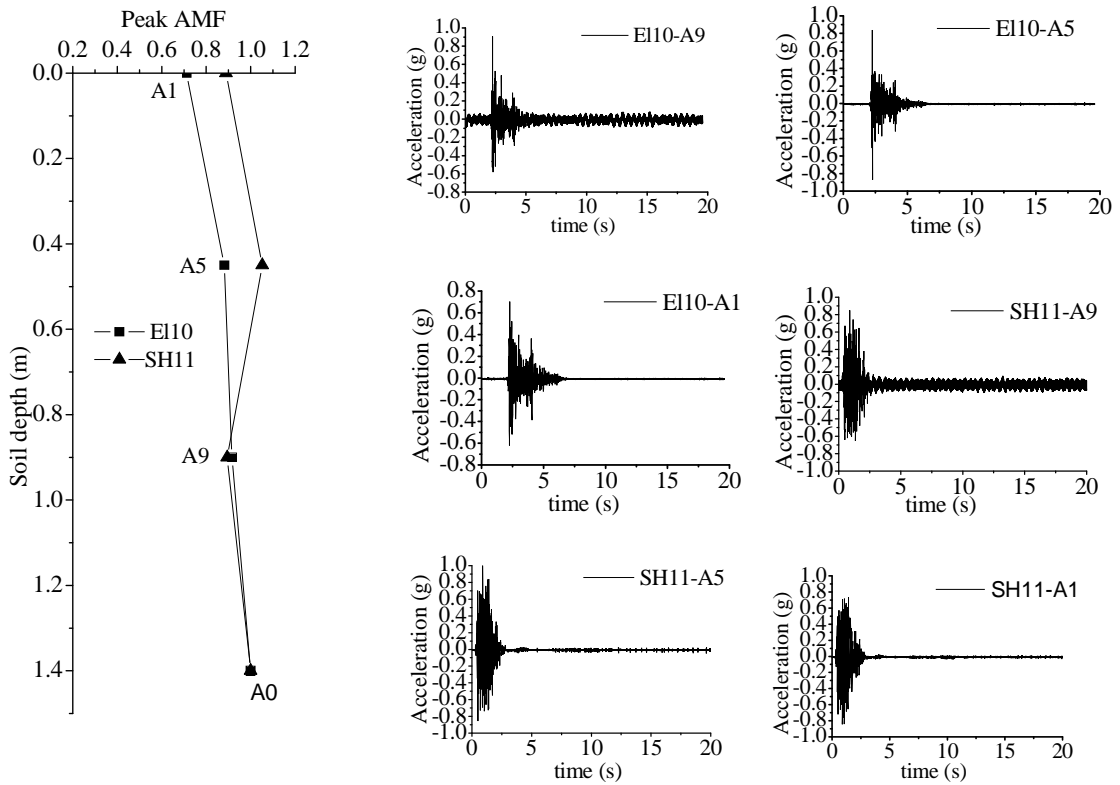
Ở các trường hợp thí nghiệm, khi sóng kích thích có cùng độ lớn PGA, hệ số khuếch đại gia tốc gây ra bởi sóng kích thích EI bé hơn so với hệ số khuếch đại gia tốc gây ra bởi sóng kích thích SHW.



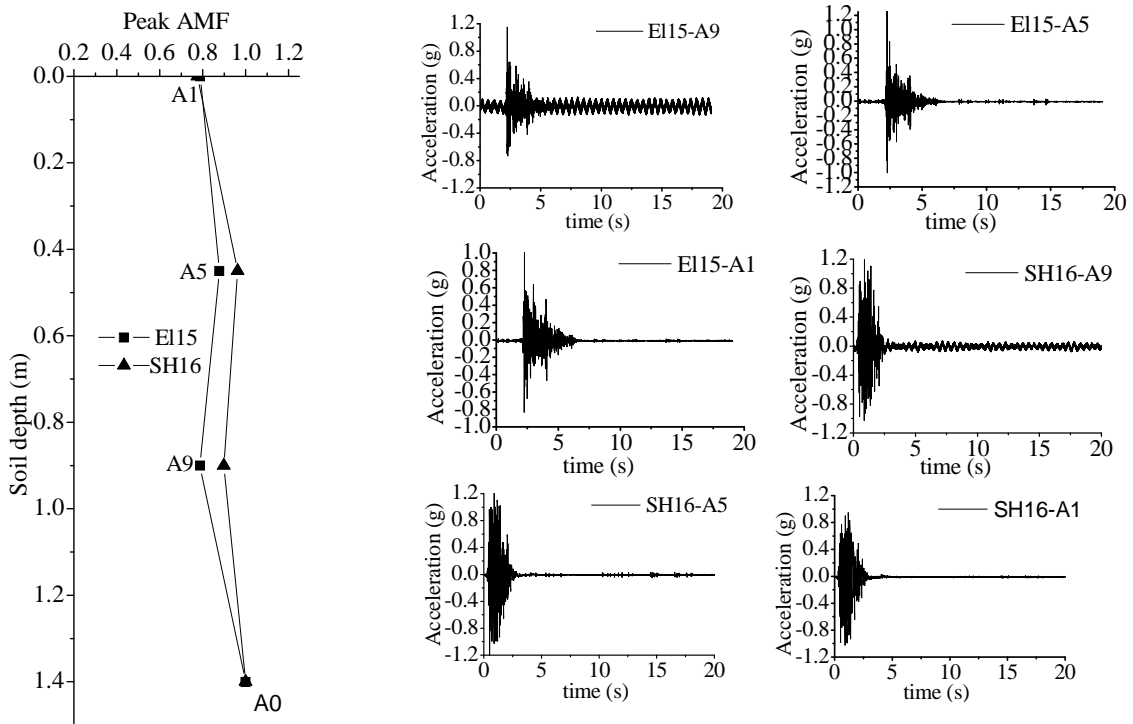
Hình 16. Hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất ứng với sóng kích thích EI2 và SH3



Hình 17. Hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất ứng với sóng kích thích EI7 và SH8



Hình 18. Hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất ứng với sóng kích thích El10 và SH11



Hình 19. Hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất ứng với sóng kích thích El15 và SH16

**5.2. Gia tốc tại các điểm trên kết cấu**

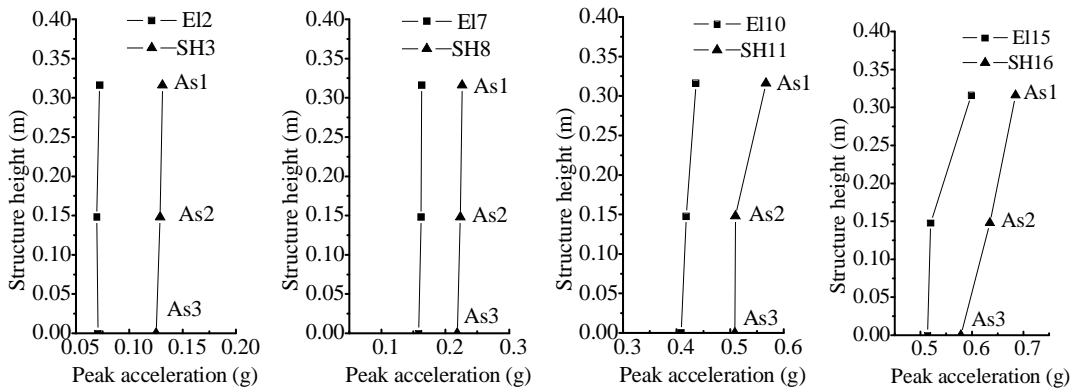
Hình 20 biểu thị gia tốc đỉnh tại các điểm quan trắc bố trí ở bản đáy, bản sàn tầng 2 và trần tầng 2 của kết cấu. Từ quan hệ trên nhận thấy, khi đỉnh gia tốc nền, gia tốc trên kết cấu cũng tăng

dần từ dưới lên trên, đạt giá trị lớn nhất tại trần của tầng trên cùng kết cấu.

Độ lệch giữa đỉnh gia tốc tại trần tầng trên và bản đáy tầng dưới tăng khi giá trị đỉnh gia tốc nền tăng. Phân tích số liệu cho thấy, khi thí

nghiệm với sóng EI2 và SH3, giá trị độ lệch tương ứng là 1.87% và 4.73%. Tuy nhiên, giá trị độ lệch tương ứng là 16.5% và 19.9% ứng với trường hợp sóng kích thích EI15 và SH16.

Phân tích cũng cho thấy, khi kết cấu ngầm chịu kích thích với cùng giá trị của đỉnh gia tốc nền, gia tốc trên kết cấu gây ra bởi sóng EI luôn nhỏ hơn gia tốc gây ra bởi sóng SHW.



**Hình 20.** Gia tốc đỉnh tại các điểm đo trên kết cấu ứng với các sóng kích thích khác nhau

**5.3. Biến dạng tại các điểm trên kết cấu**

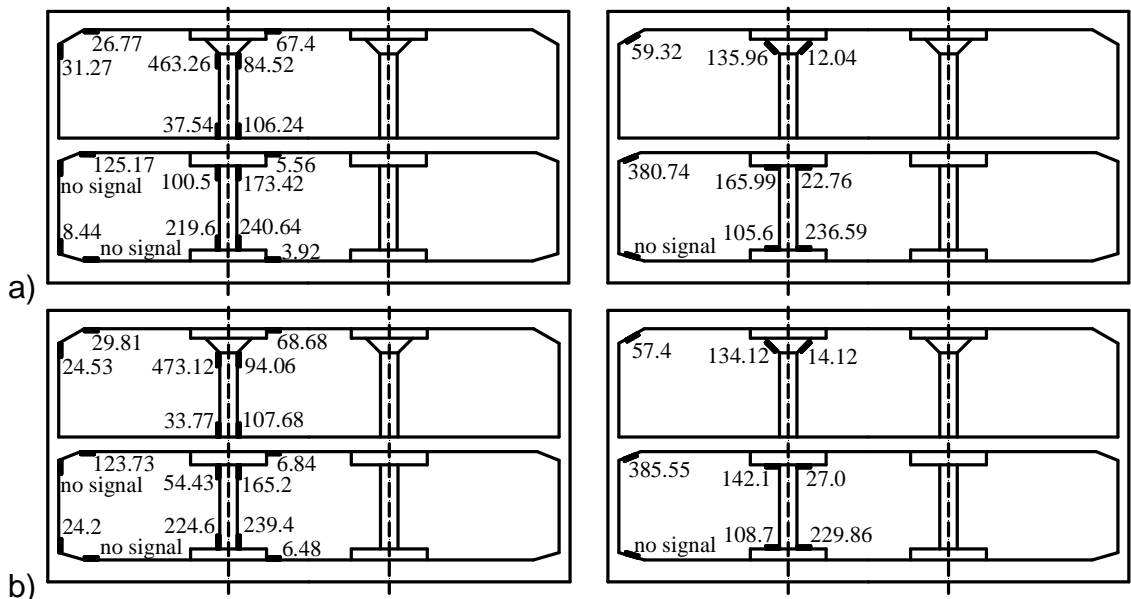
Hình 21 biểu thị biến dạng cực đại tại các vị trí đo trên bề mặt kết cấu tương ứng với các trường hợp sóng kích khác nhau. Trong thí nghiệm, tại một số vị trí quan trắc hệ thống máy tính không thu được tín hiệu từ cảm biến (no signal).

Từ hình 21 có thể nhận thấy: Giá trị biến dạng lớn nhất tại các vị trí đo trên kết cấu tăng khi đỉnh gia tốc sóng kích thích tăng. Ứng với mỗi trường hợp thí nghiệm, biến dạng tại đỉnh cột hoặc tại chân cột đạt giá trị lớn nhất. Tại các điểm này, kết cấu xuất hiện đồng thời cả biến dạng uốn và biến dạng cắt, là vị trí yếu nhất của kết cấu khi kết cấu chịu tác dụng của kích thích động đất. Dựa vào

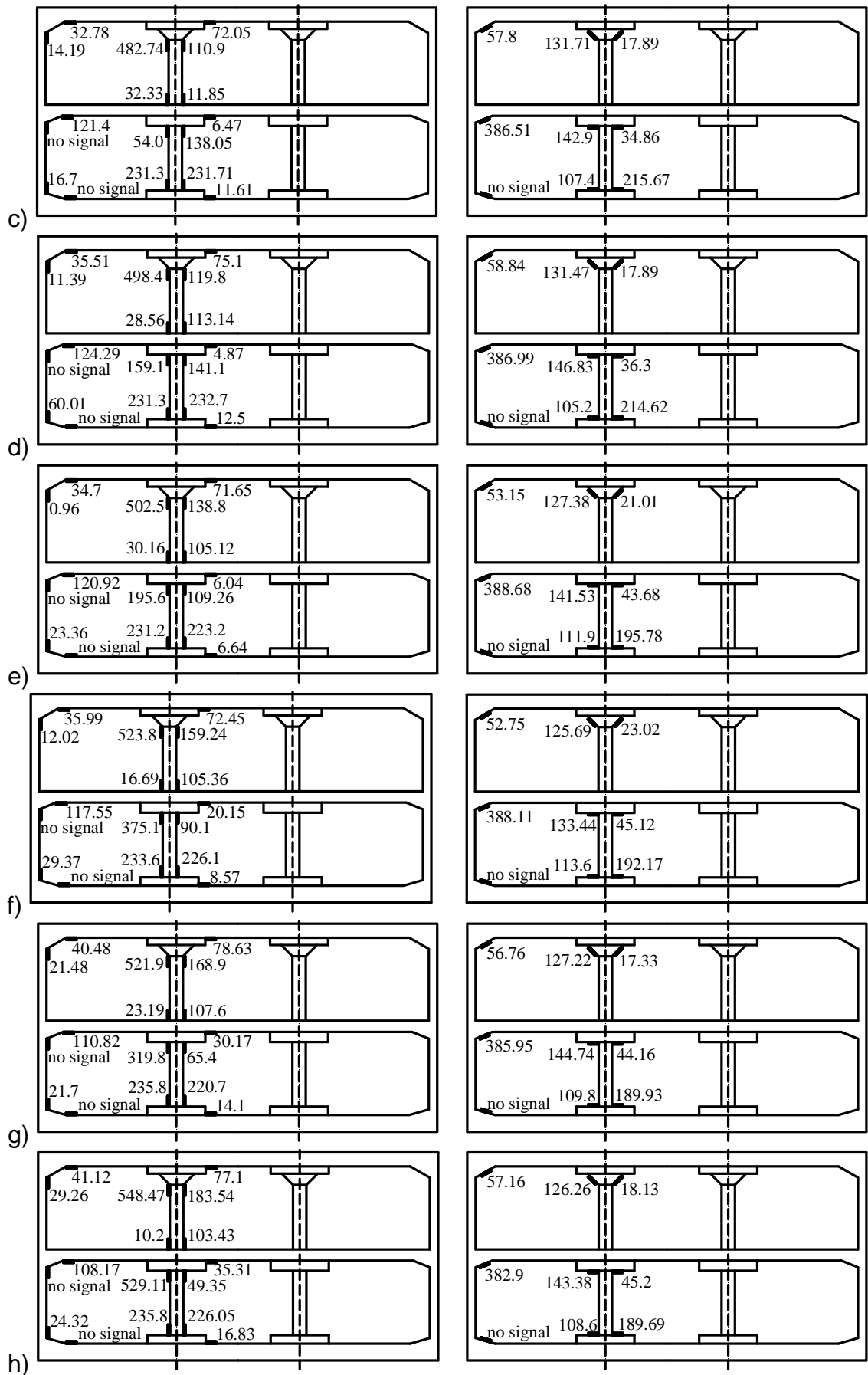
kết quả trên có thể đưa ra các biện pháp kỹ thuật làm giảm tác dụng của sóng kích thích động đất lên kết cấu ngầm bằng cách tăng cường khả năng chịu lực tại các vị trí đỉnh và chân cột.

Tại các vị trí gần góc của bản sàn và đỉnh tường bên kết cấu, biến dạng đạt giá trị nhỏ nhất. Điều này cho thấy, khi chịu kích thích động đất tại các điểm sát góc của bản sàn hoặc tại đỉnh tường bên, lực uốn tăng thêm là nhỏ nhất.

Tại các vị trí quan trắc, khi chịu tác dụng của cùng giá trị đỉnh gia tốc nền, biến dạng trên kết cấu tương ứng với sóng kích thích EI và sóng SHW không khác nhau nhiều và biến thiên không có quy luật rõ ràng.







Hình 21. Biến dạng cực đại tại các điểm đo trên kết cấu ứng với các trường hợp:  
a) EI2; b) SH3; c) EI7; d) SH8; e) EI10; f) SH11; g) EI15; h) SH16

### 6. Kết luận

Bài báo trình bày kết quả thí nghiệm sử dụng bàn rung nghiên cứu ứng xử của kết cấu công trình ngầm khi chịu tác dụng của kích thích động đất. Các kết luận sau đây được rút ra từ thí nghiệm:

Khi sóng kích thích có gia tốc đỉnh nhỏ (nhỏ hơn 0.47g), hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất tăng dần từ đáy lên bề mặt đất mô hình. Khi sóng kích thích có gia tốc đỉnh lớn (lớn hơn 0.96g), hệ số khuếch đại gia tốc của các điểm trong đất giảm dần từ đáy lên bề mặt đất.

Khi chịu kích thích của sóng có cùng độ lớn gia tốc đỉnh, gia tốc tại bản đáy kết cấu là nhỏ nhất, tăng dần ở bản sàn tầng trên và đạt giá trị lớn nhất tại trần tầng trên của kết cấu. Độ lệch giá trị gia tốc đỉnh tại trần và bản đáy của kết cấu tăng khi gia tốc nền cực đại của sóng kích thích tăng.

Biến dạng tại vị trí đỉnh và chân cột đạt giá trị lớn nhất so với các vị trí còn lại trên kết cấu. Tại các vị trí gần tường bên và bản sàn biến dạng xuất hiện có giá trị bé nhất.

---

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

---

- [1] Lida H, Hiroto T, Yoshida N, Jwafuji M. "Damage to Daikai subway station", soils and foundations, special issue on geotechnical aspects of the 17 January 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Japn Geotech Soc 1996:283-300.
- [2] Yoshida N, Nakamura S (1996). "Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken-Nunbu earthquake and its investigation". Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2151.
- [3] Xuehui An, Ashraf A, Shawky & Koichi Maekawa. The collapse mechanism of a subway station during the great Hanshin earthquake. Cement and concrete composites 19 (1997): 241-257.
- [4] N.Yoshida, and S. Nakamura. "Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake and its investigation". Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996.
- [5] Tiwatate, Y Kobayashi, H Kusu and K Rin. "Investigation and shaking table test of subway structures of the Hyogoken-Nanbu earthquake". The 12 WCEE 2000.
- [6] Zhuang Haiyang, Yu Xu, Zhu Chao, Jin Danda. "Shaking table test for the seismic response of a base-isolated structure with the SSI effect". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 67 (2014): 208-218.
- [7] Youself M.A. Hashash, Jeffrey J. Hook, Birger Schmidt, John I-Chiang Yao. "Seismic design and analysis of underground structures". Tunnelling and Underground Space Technology 16 (2001): 247-293.
- [8] Zheng Yonglai. Yang Linde, Li Wenyi, Zhoujian. Earthquake resistance of underground structure. Tongji University Press (The second edition, 2010 (tiếng Trung)).
- [9] Chen Guoxing, Chen Su, Zuo Xi, Du Xiuli, Qi Chengzhi, Wang Zhihua. Shaking table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 76 (2015): 13-28.
- [10] Guoxing Chen, Zhihua Wang, Xi Zuo, Xiuli Du, Hongmei Gao. Shaking table test on the seismic failure characteristics of a subway station structure on liquefiable ground. Earthquake Eng Struct Dyn 2013;42(10):1489-507.
- [11] Guoxing Chen, Haiyang Zhang, Xiuli Du, Liang Li, Shaoge Cheng. Analysis of large-scale shaking table test of dynamic soil-subway station interaction. Earthquake Eng Vib 2007;27(2):171-6 (tiếng Trung).
- [12] Jiang Luzhen, Chen Jun, Lijie. "Seismic response of underground utility tunnels: shaking table testing and FEM analysis". Earthquake Engineering and Engineering Vibration 9 (2010): 555-567.
- [13] Robb E. S. Moss, Steven Kuo and Victor Crosariol. "Shaking table testing of seismic soil-foundation-structure-interaction". Geo-Frontiers, ASCE 2011, P4369-4377.
- [14] Ji Quanqian. "Shaking table testing on underground subway station structures". Ph.D dissertation. China: Tongji University: Shanghai, June 2002.
- [15] Code for seismic design of buildings DGJ08-9-2013.

**Ngày nhận bài: 28/12/2015.**

**Ngày nhận bài sửa lần cuối: 29/02/2016.**