

ỨNG DỤNG PHẦN MỀM TÍNH KẾT CẤU ĐỂ TÍNH CÔNG TRÌNH CHỊU ĐỘNG ĐẤT

Tác giả: Nguyễn Hoài Nam – X03A2

1. TÓM TẮT ĐỀ TÀI

Đề tài giới thiệu 3 phương pháp tính công trình chịu động đất theo tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn UBC 94 với sự trợ giúp của các phần mềm tính kết cấu.

2. ĐẶT VẤN ĐỀ

Năm 2006, Bộ Xây dựng đã ban hành tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất 375:2006. Trong đó, phần lớn nội dung tiêu chuẩn yêu cầu tính toán dựa vào đường phổ phản ứng. Bên cạnh đó, phương pháp phân tích lịch sử thời gian cũng khuyến khích được dùng. Cả hai phương pháp này còn khá mới mẻ ở Việt Nam so với phương pháp tải trọng ngang tĩnh tương đương. Hiện nay, các phần mềm tính kết cấu Sap2000, Etabs là những phần mềm rất quen thuộc với các kỹ sư kết cấu và chúng đều có thể tính được công trình chịu động đất theo ba phương pháp trên một cách chính xác và nhanh gọn. Tuy nhiên, các kỹ sư vẫn gặp khó khăn khi áp dụng vào tính toán vì sự phức tạp của bài toán động lực học khi áp dụng vào từng công trình cụ thể. Nếu không hiểu rõ vấn đề có thể dẫn đến những sai sót rất nghiêm trọng trong thiết kế.

3. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TẢI NGANG TƯƠNG ĐƯƠNG

3.1. THEO TIÊU CHUẨN UBC 94

Trong phạm vi đề tài, chỉ giới thiệu cách phân tích tĩnh lực ngang tương đương theo tiêu chuẩn xây dựng thống nhất UBC 1994.

Tác động của động đất được quy thành lực ngang tương đương tại móng.

$$V = \frac{Z.I.C}{R_w} . W$$

Trong đó:

- R_w - là hệ số hiệu chỉnh phản ứng. Giá trị của R_w được cho trong bảng 2 của tiêu chuẩn UBC 94
- W là tổng tải trọng tĩnh của công trình và thành phần tải khác có thể gây tác dụng đến công trình.

- Z - là hệ số địa chấn phân theo vùng với các giá trị từ 0,4 trong vùng 4, 0,3 trong vùng 3, 0,2 trong vùng 2B, 0,15 trong vùng 2A, 0,075 trong vùng 1 và 0 trong vùng 0. Giá trị phù hợp của Z được định nghĩa cho Ustate bởi một bản đồ phân vùng được chia thành từng vùng biểu thị 5 cấp độ của động đất.
- C - là một hệ số biểu thị mối quan hệ với chu kỳ dao động cơ bản của kết cấu (T), bao gồm hệ số ứng xử của kết cấu tại vị trí xây dựng S, C được cho bởi mối quan hệ sau:

$$C = \frac{1,25.S}{T^{2/3}}$$

- S là hệ số của vị trí xây dựng với giá trị 1,0; 1,2; 1,5 và 2 được định nghĩa trong tiêu chuẩn UBC 94
- I - là hệ số quan trọng với 4 thuộc tính của công trình sau: tính chất công trình, sự nguy hiểm của công trình, sự đặc biệt của công trình, và cấp của công trình được cho trong điều 305 và 306 của tiêu chuẩn UBC.
- T - chu kỳ dao động cơ bản của kết cấu.

Lực cắt tại móng sẽ được phân bố cho từng tầng của công trình theo công thức sau:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Trong đó:

- W_x, h_x – khối lượng và chuyển vị ngang của tầng x.
- W_i, h_i – khối lượng và chuyển vị ngang của tầng i.
- V – lực cắt tại móng.
- F_t – lực ngang phụ thêm ở đỉnh nhà. $F_t = 0,007 T \cdot V$

Mô men xoắn theo phương ngang tại mỗi tầng được xác định bằng tích số của lực cắt tại mỗi tầng và kết quả độ lệch tâm được tính toán từ tâm khối lượng và tâm cứng của mỗi tầng. Độ lệch tâm ngẫu nhiên được lấy bằng 5% bề rộng của công trình mà nó vuông góc với phương của lực cắt.

Xem “tải động đất” như một tải trọng và tổ hợp với các tải trọng khác như tĩnh tải, hoạt tải.... Hệ số tổ hợp phải tuân theo tiêu chuẩn UBC 94. Chú ý rằng, không thực hiện tổ hợp giữa tải trọng do gió và động đất do tổ hợp này không thực tế và cho ra giá trị rất lớn.

Bảng khai báo các giá trị cho việc tính toán theo TC UBC 94

3.2. THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

Tổng lực cắt tại móng $F_t = \lambda \cdot S_a(T) \cdot M$

- λ – hệ số điều chỉnh
- $S_a(T)$ - giá trị phổ thiết kế gia tốc giả tương ứng với chu kỳ T. Được xác định theo tiêu TCXDVN 375 :2006
- M – tổng khối lượng kết cấu
- T – chu kỳ dao động cơ bản của công trình BTCT có chiều cao dưới 40m, xác định gần đúng theo công thức : $T = C_t \cdot (H)^{3/4}$

Tổng lực cắt móng được phân bố cho từng tầng : $F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$

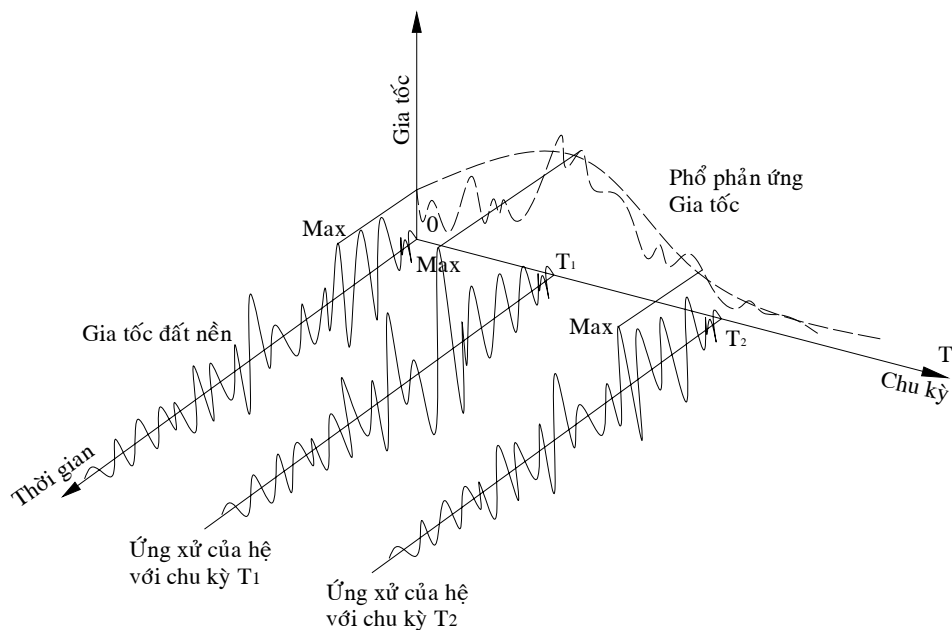
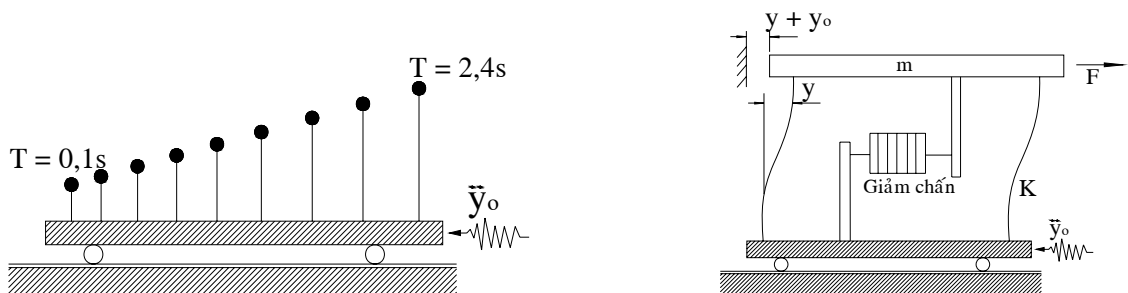
- s_i, s_j – lần lượt là chuyển vị ngang tỷ đối tại tầng thứ i, j của dao động cơ bản
- m_i, m_j – lần lượt là khối lượng của tầng thứ i, j

Sau khi có được lực cắt tại từng tầng, ta nhập các lực này vào mô hình trong phần mềm tại tâm khối lượng của sàn cứng. Tiến hành tổ hợp “tải động đất” với các loại tải trọng khác với hệ số tổ hợp theo tiêu chuẩn.

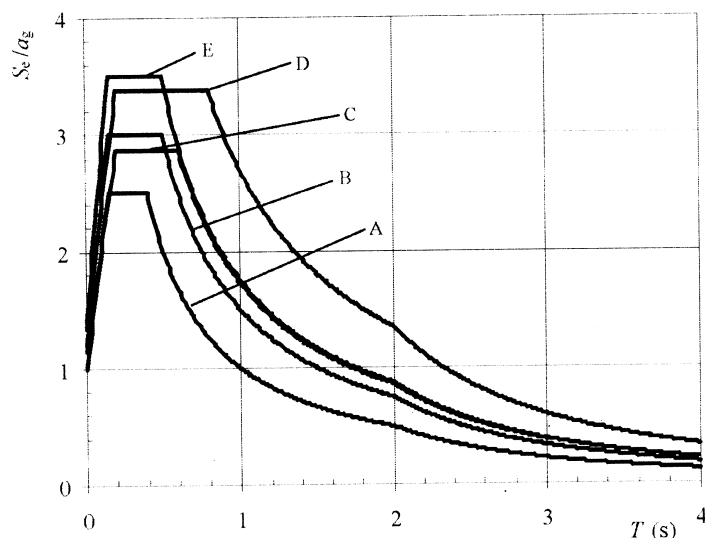
4. PHƯƠNG PHÁP PHỔ PHẢN ỨNG

Đây là một phương pháp dự đoán phản ứng lớn nhất của hệ chịu tác động động đất dựa vào số liệu của các trận động đất xảy ra trước đó.

4.1. CÁCH XÂY DỰNG PHỔ PHẢN ỨNG



Cách xây dựng phổ phản ứng.



Phổ phản ứng của 5 loại đất nền

Thông thường, người ta chỉ đo giá trị cực đại của chuyển vị. Vì vậy, chỉ thu được phổ phản ứng chuyển vị “thật”. Từ “thật” ở đây để phân biệt với từ “giả” của phổ phản ứng vận tốc “giả” và phổ phản ứng gia tốc “giả”. Vì 2 loại phổ này được suy ra từ phổ phản ứng chuyển vị trên cơ sở dao động của hệ một bậc tự do. Phương trình dao động có dạng:
 $u = u_0 \sin \omega t$.

Giá trị phổ vận tốc được suy từ phổ chuyển vị : $S_v = \omega S_d$ hay $S_v = \frac{2\pi}{T} S_d$

Giá trị phổ gia tốc được suy từ phổ chuyển vị : $S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d$.

4.2. LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN

Bước 1: xác định chu kỳ và tần số dao động của mỗi mode dao động

Bước 2: xác định phản ứng ứng với mỗi dạng dao động

Xác định giá trị phổ thiết kế gia tốc $S_a(T_n)$ của mode n ứng với chu kỳ dao động T_n

Phản ứng lớn nhất của mode n : $y(T_n)_{\max} = \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2}$

Chuyển vị lớn nhất của kết cấu ứng với mode n: $u_n = y(T_n)_{\max} \phi_n$

ϕ_n là mode Shape thứ n.

Có chuyển vị của từng điểm, áp dụng các công thức của phần tử hữu hạn cho bài toán tĩnh thông thường, ta sẽ có được nội lực của phần tử.

Bước 3 : tổ hợp phản ứng từ các mode

Phương pháp SRSS (Square Root Of The Sum Of The Squares)

Đây là phương pháp căn bậc 2 tổng bình phương các ứng xử của các mode để có được ứng xử của kết cấu trong một phương.

$$F = \sqrt{e_1^2 + e_2^2 + \dots + e_n^2}$$

Phương pháp CQC (Complete Quadratic Combination)

Gọi e_n và e_m là nội lực được tính toán ứng với mode n và mode m. Nội lực cực đại sẽ được xác định theo dạng biểu thức có dạng tổng kép sau:

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m e_n \cdot \rho_{nm} e_m}$$

Tổng kép được thực hiện trên toàn bộ các mode được khảo sát. ρ_{nm} là hệ số liên kết giữa mode n và mode m. Phụ thuộc vào tỷ số cản và vào tần số riêng.

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2}$$

Với $r = \omega_n / \omega_m$. Các hệ số đều dương và nhỏ hơn hoặc bằng 1.

Bước 4: tổ hợp phản ứng từ các phương khác nhau

$$F_{\max} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2}$$

F_0, F_{90} là các đáp ứng do tác động theo hai phương ngang vuông góc nhau, và F_z là đáp ứng do tác động theo phương thẳng đứng

4.3. ỨNG DỤNG TRONG CÁC PHẦN MỀM TÍNH KẾT CẤU SAP2000, ETABS

4.3.1. TẢI GIA TỐC

Tải gia tốc được dùng để mô tả chuyển động của đất nền và được dùng để tính tải trọng cho công trình trong phương pháp phổ phản ứng và phương pháp lịch sử – thời gian.

Khi định nghĩa tải gia tốc, chương trình sẽ tự động tính toán cho cả 3 phương phụ thuộc vào độ lớn của gia tốc nền.

Để có được tải gia tốc theo 3 phương, phải có khối lượng tương ứng theo 3 phương m_x , m_y , m_z để tạo ra lực quán tính.

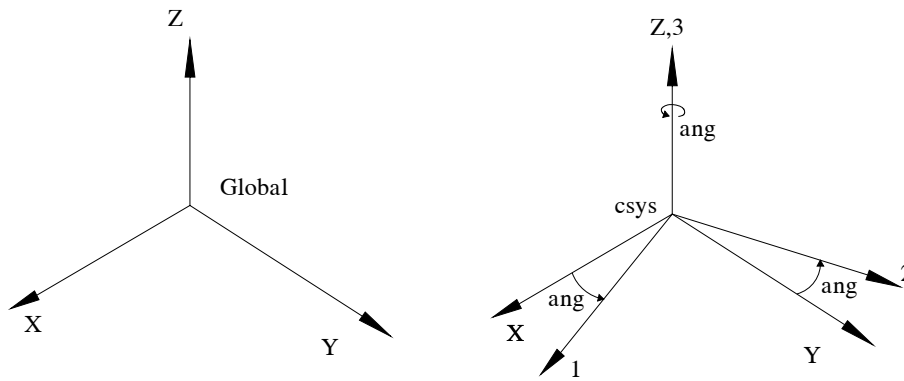
Không thể tạo ra tải gia tốc hướng tâm mà chỉ có thể tạo ra tải gia tốc thẳng vì ta đang dùng hệ tọa độ thẳng vuông góc chứ không dùng hệ tọa độ trụ hoặc hệ tọa độ cầu.

Tải gia tốc có thể tạo ra với tất cả các loại phần tử trừ loại phần tử Asolid.

Trong hệ tọa độ địa phương của phương pháp phổ phản ứng phương pháp lịch sử – thời gian, tải gia tốc có chiều dọc theo chiều dương của trục 1,2,3 thuộc U1, U2, U3.

4.3.2. HỆ TỌA ĐỘ ĐỊA PHƯƠNG CỦA PHỔ PHẢN ỨNG

Mỗi phổ phản ứng có một hệ tọa độ địa phương của riêng nó, được dùng để xác định phương của lực do gia tốc nền gây ra. Hệ trục tọa độ địa phương này biểu diễn bởi 3 trục 1,2 và 3. Được xác định dựa theo hệ trục tọa độ tổng thể X,Y và Z.



Hình. Hệ trục tọa độ địa phương của phổ phản ứng

4.3.3. ĐƯỜNG CONG PHỔ PHẢN ỨNG

Đường cong phổ theo mỗi phương được thiết lập từ các hàm có sẵn trong Etabs hoặc từ hàm do người thiết kế xây dựng. Nếu dải chu kỳ của phổ phản ứng không được định nghĩa đủ cho dải chu kỳ dao động các mode của kết cấu, đường phổ phản ứng sẽ tự động được mở rộng cho những chu kỳ chưa được định nghĩa. Gia tốc ứng với những chu kỳ đó là hằng số và có giá trị bằng với gia tốc tại điểm được định nghĩa gần đó nhất.

4.3.4. TRÌNH TỰ KHAI BÁO

Bước 1. Khai báo khối lượng

Chú ý khi khai báo nguồn tạo khối lượng (Mass Source)

From Shelf: khối lượng được tính từ khối lượng riêng $\rho = \gamma / g$

From Load: khối lượng được tính từ trọng lượng riêng γ

From Specified Mass: khối lượng được nhập trực tiếp vào kết cấu.

Nếu không chọn đúng cách có thể sẽ gây dư hoặc thiếu khối lượng cho công trình, ảnh hưởng đến giá trị chu kỳ dao động làm người thiết kế dễ lầm tưởng công trình đã thiếu hoặc đủ độ cứng.

Bước 2. Khai báo số mode cần để phân tích dao động.

Mỗi mode có một sự đóng góp khác nhau vào dao động theo phương đang xét. TCXDVN 375:2006 quy định “Tổng các khối lượng hữu hiệu của các dạng dao động được xét chiếm ít nhất 90% tổng khối lượng của kết cấu”. Xác định từ kết quả phân tích.

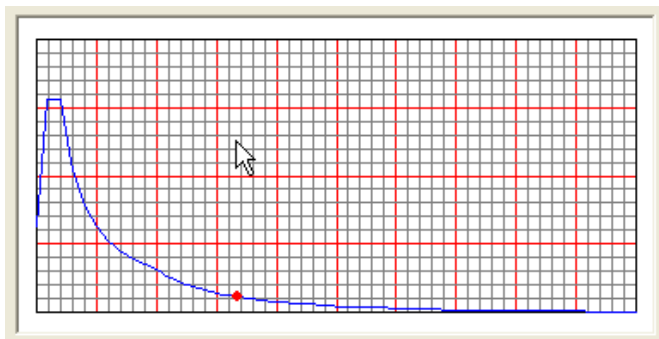
Xác định tổng khối lượng hữu hiệu của các dạng dao động được xét đến.

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	3.423964	39.4537	39.4537	0.0000	39.4537	39.4537	0.0000
2	3.423808	39.4658	39.4658	0.0000	78.9195	78.9195	0.0000
3	2.910884	0.0125	0.0125	0.0000	78.9321	78.9321	0.0000
4	1.108134	5.7142	5.7141	0.0000	84.6463	84.6462	0.0000
5	1.108128	5.7168	5.7169	0.0000	90.3631	90.3631	0.0000
6	0.963123	0.0029	0.0029	0.0000	90.3660	90.3660	0.0000
7	0.622892	1.7990	1.7990	0.0000	92.1650	92.1650	0.0000
8	0.622872	1.7962	1.7962	0.0000	93.9612	93.9612	0.0000
9	0.569705	0.0031	0.0031	0.0000	93.9643	93.9643	0.0000
10	0.431461	0.9522	0.9522	0.0000	94.9165	94.9165	0.0000
11	0.431414	0.9494	0.9494	0.0000	95.8660	95.8660	0.0000
12	0.398938	0.0030	0.0030	0.0000	95.8690	95.8690	0.0000

Bước 3. Định nghĩa hàm phổ phản ứng.

Trong Etabs có sẵn các hàm phổ phản ứng của tiêu chuẩn một số nước. Tuy nhiên ta không thể dùng được vì mỗi phổ phản ứng được lập với một vùng đất và những điều kiện tính toán đi kèm. Đề tài đã xây dựng được 5 đường phổ phản ứng ứng với 5 loại đất nền theo TCXDVN 375:2006. Chu kỳ $0 < T < 4s$ được xây dựng theo phổ gia tốc, chu kỳ $4 < T < 10s$ được xây dựng theo phổ chuyển vị.

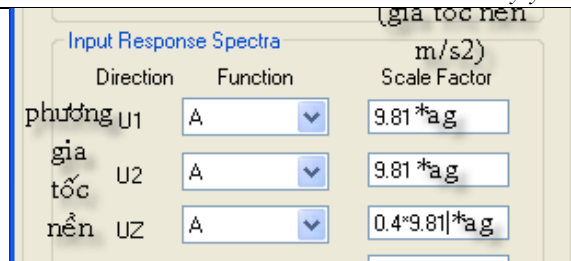
Dưới đây là ví dụ đường phổ gia tốc đề tài đã xây dựng được theo tiêu chuẩn Việt Nam với nền đất loại A. Dải chu kỳ từ 0 đến 10s. tung độ của đường phổ được chia cho a_g . xem TCXDVN 375:2006 để biết cách dựng đường phổ.



Hình. Phổ phản ứng đất loại A theo TCXDVN

Bước 4. Định nghĩa trường hợp tải

Vì tung độ của phổ phản ứng đã chia cho a_g nên trong định nghĩa trường hợp đường phổ phản ứng (Response Spectrum Case). Ta phải nhân gia tốc nền với đơn vị tương ứng vào hệ số khuếch đại Scale Factor với giá trị : “ $a_g * g * \text{hệ số khuếch đại theo phương đang xét}$ ”. Ví dụ, tác động của phổ “A” lên phương U1, U2 là 100% (Scale Factor = 1). Tác động của phổ “A” lên phương U3 là 40% (Scale Factor = 0,4).



Hình. Định nghĩa phân tích phổ phản ứng

Định nghĩa phương pháp tổ hợp phản ứng từ các mode (**Modal Combination**)

Sự tổ hợp các dạng dao động theo một phương nhất định được thực hiện bằng các phương pháp sau:

- Phương pháp CQC (Complete Quadratic Combination)
- Phương pháp SRSS (Square Root of the Sum Squares).
- Phương pháp tổng tuyệt đối (Absolute Sum Method)

Phương pháp an toàn nhất để xác định chuyển vị hay nội lực cực đại trong kết cấu là lấy tổng giá trị tuyệt đối các ứng xử của từng mode. Phương pháp này giả thiết rằng các giá trị phản ứng của tất cả các mode xảy ra tại cùng một thời điểm. Điều này thường không phù hợp với thực tế và cho kết quả quá lớn.

Định nghĩa phương pháp tổ hợp phản ứng từ các phương (Directional Combination)

- Phương pháp SRSS. (Square Root of the Sum Squares).
- Phương pháp tổng tuyệt đối (Absolute Sum Method).

Hệ số giảm chấn có thể lấy 0.05 với bê tông và 0.03 đối với thép. Xem phụ lục của đề tài để tham khảo chọn cách hệ số giảm chấn

TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN CỦA PHẦN MỀM

Phần mềm phân tích dao động thành các mode dao động và tính toán tần số dao động tự nhiên ω_n và hàm dạng ϕ_n . Giá trị gia tốc dùng cho mỗi mode trong mỗi phương sẽ được nội suy từ đường phổ phản ứng đã định nghĩa theo phương đó ứng với chu kỳ dao động riêng và hệ số giảm chấn của mode đó. Khi có được giá trị gia tốc giả ứng với mỗi mode, phần mềm sẽ tính được chuyển vị của từng bậc tự do, kết hợp với điều kiện biên và khối lượng mà ta khai báo cho từng phần tử, phần mềm sẽ tính được nội lực của từng phần tử theo các công thức của phần tử hữu hạn. Các bước trên được tính toán độc lập cho từng mode dao động theo một phương. Sau đó, phần mềm tự động tổ hợp nội lực, ứng suất và chuyển vị từ các mode theo phương pháp mà ta đã định nghĩa để được giá trị tổng thể trong kết cấu của một phương (Modal Combination). Để được giá trị ứng xử của kết cấu trong không gian, phần mềm sẽ tổ hợp động tổ hợp từ các phương khác nhau (Directional Combination).

Phản lực và mômen tại móng luôn tuân theo hệ trục tọa độ địa phương của phổ phản ứng.

Bước 5. Tổ hợp nội lực với các trường hợp tải khác.

Ta định nghĩa các tổ hợp tải trọng, xem trường hợp tải động đất như một trường hợp tải. Hệ số tổ hợp phải tuân theo TCXDVN 375:2006.

4.4. KIỂM TRA LẠI LỰC TÁC ĐỘNG TẠI CÁC TẦNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP TÍNH TAY THEO PHỔ PHẢN ỨNG

Xuất bảng hệ số khối lượng hữu hiệu tham gia của các dạng dao động; chọn những mode có hệ số tham gia lớn theo phương đang xét để tính. Số mode chọn thỏa điều kiện của TCXDVN 375:2006.

Xác định hệ số tầm quan trọng γ , hệ số ứng xử của kết cấu q

Xác định loại đất để có S , T_B , T_C , T_D để tính giá trị phổ thiết kế $S_a(T_n)$.

$$\text{Tổng khối lượng hữu hiệu của mode } n : M_{x1} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n X_{i,1} \cdot M_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n X_{i,1}^2 \cdot M_i}$$

Hoặc M_{x1} = hệ số tham gia khối lượng * M

Tổng lực cắt của mode n : $F_{x1} = S_a(T_1) \cdot M_{x1}$

Phân phối lực ngang lên từng tầng: $F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$; (s_i, s_j - chuyển vị ngang tỷ đối tầng i, j)

5. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC KẾT CẤU THEO LỊCH SỬ - THỜI GIAN

Phương pháp cộng tác dụng hoặc phương pháp phổ được phác thảo ở phần trước rất hữu dụng cho phân tích đàn hồi của kết cấu. Nó không trực tiếp áp dụng được cho việc phân tích không đàn hồi bởi vì nguyên tắc cơ bản của cộng tác dụng không còn phù hợp nữa. Hơn nữa, sự phân tích khó tránh khỏi sai số vốn có của phương pháp cộng tác dụng mô hình. Xét cho cùng, phương pháp tổ hợp ứng xử của kết cấu từ các dạng dao động khác nhau là một kỹ thuật có xác suất chính xác nhất định. Và trong một số trường hợp, có thể tạo ra những kết quả miêu tả không trọn vẹn ứng xử thực sự của kết cấu. Phương pháp phân tích lịch sử thời gian khắc phục hai nhược điểm này. Nhưng nó đòi hỏi một khối lượng tính toán lớn. Nó không đơn

thuần là một công cụ để phân tích trong việc thiết kế của công trình. Nó có thể cho ta biết ứng xử thực tế của công trình trong từng thời điểm xảy ra động đất.

Phương pháp này dựa vào tích phân từng bước mà phạm vi thời gian thì được xác định trong lượng số gia nhỏ δ_i ; và trong mỗi khoảng thời gian, kết quả của phương trình được giải trước đó được dùng như thông số đầu vào cho bước tiếp theo. Phương pháp này thích hợp cho cả phân tích đàn hồi tuyến tính và không đàn hồi tuyến tính. Vì nó mô tả được sự thay đổi độ cứng của kết cấu do sự hình thành khớp dẻo. Độ cứng của kết cấu sẽ được tính toán lại sau mỗi bước tính toán dựa vào kết quả của bước trước đó.

5.1. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

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.

$$m.\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + K.u(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t)$$

Phương trình này không thể giải trực tiếp được. Phương trình dao động cho dạng dao động thứ n của công trình nhiều tầng đã được lý tưởng hóa:

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\frac{L_n}{M_n} \ddot{u}_g(t) \quad (*)$$

$$L_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad \text{và} \quad M_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2$$

Đây chỉ là phương trình dao động của hệ một bậc tự do với tần số dao động tự nhiên ω_n và hệ số giảm chấn ξ_n được kích thích ở bậc (degree) $\frac{L_n}{M_n}$ bởi gia tốc nền $\ddot{u}_g(t)$.

Giải phương trình trên ta được :

$$Y_n(t) = -\frac{L_n}{M_n} \cdot \frac{1}{\omega_{nD}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp[-\xi_n \omega_n (t-\tau)] \sin[\omega_{nD} (t-\tau)] d\tau \quad (**)$$

$$\omega_{nD} = \sqrt{1 - \xi_n^2}$$

Sự đóng góp của mode n vào chuyển vị tại tầng thứ j $u_j(t)$

$$u_{jn}(t) = Y_n(t) \phi_{jn} \quad ; j = 1, 2, 3, \dots, N. \quad (58)$$

Biến dạng của tầng trên so với tầng dưới:

$$\Delta_{jn}(t) = u_{jn}(t) - u_{j-1,n}(t)$$

Lực ngang tác dụng tại từng tầng của mode n:

$$f_n(t) = Ku_n(t) \text{ hay } f_n(t) = K\phi_n Y_n(t) \text{ hay } f_n(t) = m\omega_n^2 \cdot \phi_n Y_n(t)$$

Lực ngang tác dụng tại tầng thứ j của mode n:

$$f_{jn}(t) = m_j \omega_n^2 \cdot \phi_{jn} Y_n(t)$$

Lực cắt tại móng và mômen được tính:

$$V_{0n}(t) = \sum_{j=1}^N f_{jn}(t) ; \quad M_{0n}(t) = \sum_{j=1}^N h_j f_{jn}(t)$$

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 mode dao động.

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t)$$

5.2. TRÌNH TỰ PHÂN TÍCH

Máy tính sẽ mô hình hóa kết cấu và lập ra phương trình dao động của mỗi dạng dao động (mode). Ta có thể xác lập hệ số cảm ứng với mỗi dạng dao động. Sự biến thiên của gia tốc trong toàn bộ quá trình động đất sẽ được chia ra từng bước thời gian nhỏ để phân tích. Độ lớn của bước thời gian này được xác lập bởi người thiết kế. Trong mỗi bước thời gian, gia tốc xem như thay đổi tuyến tính.

Máy tính sẽ tích phân từng bước phương trình dao động trong từng bước thời gian. Kết quả của bước trước sẽ là điều kiện ban đầu của bước kế tiếp. Bước tích phân này có thể diễn ra theo 2 cách:

Nếu tích phân trực tiếp phương trình dao động tổng thể thì gọi là phương pháp tích phân trực tiếp (Direct Integration), chỉ có ở Sap2000.

Nếu tích phân phương trình dao động của các dạng dao động gọi là phương pháp tích phân dạng dao động (Modal). Etabs chỉ dùng cách tích phân này vì nó cho ra kết quả khá chính xác với nhà cao tầng.

Trong mỗi bước thời gian, ứng xử của kết cấu sẽ được tính toán trong tất cả các phần tử. Sau đó sẽ được cộng lại để được ứng xử tổng thể của kết cấu cho đến thời điểm đó. Đây không phải là ứng xử riêng của kết cấu trong bước thời gian đó, vì sau mỗi bước thời gian thì giá trị ứng xử đều được lưu lại và lấy đó làm giá trị đầu vào cho bước kế tiếp. Cách kết hợp này loại trừ hoàn toàn được cách tổ hợp theo xác suất của phương pháp tổ hợp từ các dạng dao động trong phổ phản ứng.

NHẬN XÉT

Ứng xử của kết cấu với mỗi băng gia tốc sẽ khác nhau. Để có được giá trị thiết kế cho kết cấu, ta phải chạy mô hình với rất nhiều băng gia tốc khác nhau. Ở điều kiện của Việt Nam không có điều kiện ghi lại được tất cả các trận động đất đã xảy ra.

Để khắc phục khó khăn này, luận văn thạc sĩ của Th.s Đào Đình Nhân đã đưa ra một phương pháp mô phỏng tải trọng động đất được sử dụng để *phát sinh các băng gia tốc*, từ đó sẽ phân tích một kết cấu cụ thể nhằm tính toán phản ứng của nó với các băng gia tốc đã mô phỏng. Kết quả phản ứng được biểu diễn dưới dạng các biểu đồ tần suất tích lũy.

Ngoài ra, ta có thể tham khảo các băng gia tốc ghi lại được từ các trận động đất xảy ra trên thế giới trong dữ liệu phần mềm Etabs hoặc trên mạng Internet.

5.3. PHƯƠNG PHÁP TÍCH PHÂN DẠNG DAO ĐỘNG (MODAL INTEGRATION)

Phương pháp dựa trên nguyên lý cộng tác dụng mô hình là một phương pháp mang lại hiệu quả cao và chính xác cho phân tích lịch sử thời gian. Phương pháp này cũng phân tích dựa trên các mode dao động nhưng khác phương pháp phân tích trong phổ phản ứng ở chỗ: nó thực hiện việc tích phân khép kín đồng thời cho tất cả các mode dao động được xét trong từng bước thời gian. Và tiến hành kết hợp ứng xử của kết cấu lại ngay khi chúng được tính toán xong để cho ra ứng xử tổng thể của kết cấu cho đến thời điểm đó.

Ta thừa nhận rằng trong mỗi bước thời gian, gia tốc thay đổi tuyến tính. Và nếu bước thời gian xuất ra nhỏ hơn bước thời gian đầu vào thì giá trị gia tốc ở giữa hai điểm thời gian đầu vào sẽ được nội suy tuyến tính. Người ta thường lấy bước của thời gian xuất ra khoảng 1/10 chu kỳ của mode cao nhất (1/25 – 1/50s)

5.4. TRÌNH TỰ KHAI BÁO

5.4.1. ĐỊNH NGHĨA HÀM THỜI GIAN (TIME HISTORY FUNCTIONS)

- 1) Chọn **Browse...** và chỉ đường dẫn đến thư mục chứa file hàm thời gian.
- 2) Chọn **View File** để xem hình thức trình bày của File phục vụ cho việc khai báo.
- 3) Nếu File có dạng *giá trị và thời gian tương ứng* thì chọn **Time and Function Values**. Nếu File có dạng *giá trị đo cách nhau một khoảng thời gian nhất định* thì chọn **Values at Equal Intervals of**. Và nhập bước thời gian đọc được từ file dữ liệu.
- 4) Xem kỹ file dữ liệu và khai báo 2 thông số quan trọng sau:
Header Lines to Skip: số dòng đầu tiên chú thích cho bảng dữ liệu.

Number of Points per Line: số “cột dữ liệu” yêu cầu máy đọc. Cột dữ liệu ở đây là số cột nếu bảng cho ở dạng giá trị cách nhau khoảng thời gian nhất định; Số cột dữ liệu là số cặp cột bao gồm một cột thời gian và một cột giá trị nếu bảng cho ở dạng thời gian và giá trị.

5) **Display Graph** để xem giản đồ của giá trị.

5.4.2. ĐỊNH NGHĨA TRƯỜNG HỢP PHÂN TÍCH

Nếu trong bảng giá trị gia tốc tính theo cm/s^2 mà ta muốn tính theo m/s^2 thì ta nhân hệ số chuyển đổi 0,01 vào Scale Factor.

Tổng thời gian mà chương trình sẽ phân tích và xuất ra kết quả bằng tích của bước thời gian và số bước thời gian phân tích.

Start from Previous History: Điều kiện ban đầu của bước tích phân đầu tiên. Có thể để trống hoặc chọn một trường hợp phân tích đã được định nghĩa trước đó. Nhờ đó ta có thể tác động nhiều bằng gia tốc lần lượt để tham khảo kết quả.

5.4.3. BƯỚC THỜI GIAN

Trong mỗi bước thời gian, gia tốc xem như thay đổi tuyến tính và giá trị của gia tốc được nội suy từ hai điểm. Kết quả ứng xử của kết cấu sẽ được tính toán ở cuối mỗi bước và lấy đó làm điều kiện ban đầu cho bước tích phân kế tiếp. Tại mỗi bước thời gian của giá trị đầu vào (input time) ứng xử của kết cấu chỉ được tính toán chứ không được lưu lại. Chương trình chỉ lưu lại ứng xử của kết cấu sau mỗi bước thời gian của giá trị đầu ra (output time). Vì vậy, ta có thể biết được ứng xử của kết cấu sau mỗi bước thời gian mà ta đã định nghĩa.

Để đạt được sự đồng nhất và có kết quả chính xác, một lời khuyên được đưa ra là nên chọn bước thời gian xuất ra bằng với bước thời gian của dữ liệu đầu vào.

5.4.4. ĐỊNH NGHĨA TỔ HỢP VỚI CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI KHÁC

Xem phân tích theo lịch sử thời gian như là một trường hợp tải trọng, thực hiện tổ hợp “tải trọng” này với các tải trọng khác như tĩnh tải, hoạt tải...

6. XEM KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

6.1. XEM KẾT QUẢ PHÂN TÍCH PHỔ PHẢN ỨNG

Ta có thể xem các thành phần nội lực giống như trường hợp tải tĩnh. Chú ý rằng giá trị đó là dự đoán ứng xử lớn nhất của kết cấu chứ không phải là giá trị thật sự khi xảy ra động đất.

Một lưu ý rất quan trọng, đó là giá trị của phổ phản ứng luôn dương. Nếu ta định nghĩa một phổ phản ứng theo phương X, phần mềm sẽ tự động tác động lên công trình theo hướng X và hướng $-X$. Vì vậy nên nội lực một phần tử luôn có 2 giá trị, mỗi giá trị đại diện cho một hướng tác động. Ta không thể thiết lập để phần mềm chỉ xuất ra giá trị theo một hướng tác động nào đó. Vì vậy, giá trị nội lực của phương pháp phổ phản ứng thường lớn hơn giá trị ứng xử thật của kết cấu.

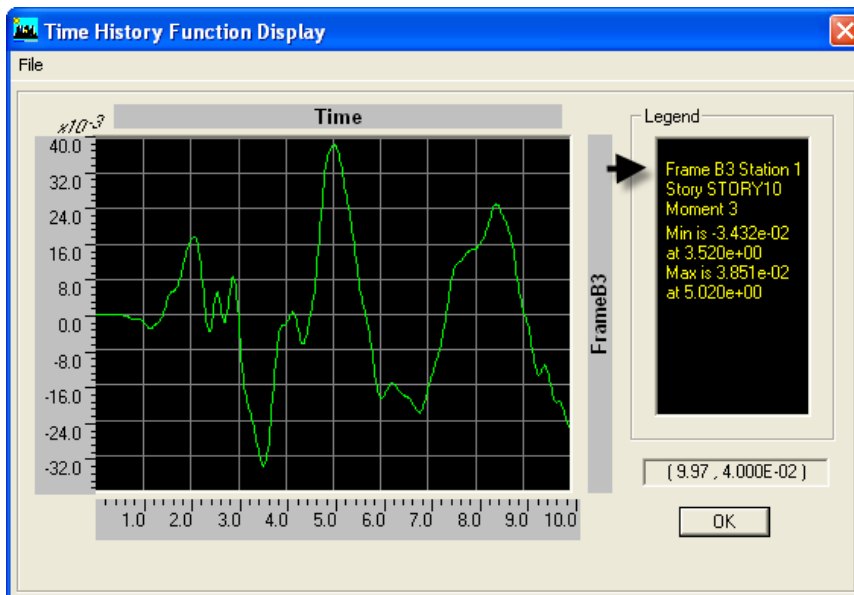
Nếu ta tổ hợp với các trường hợp tải khác (ví dụ tĩnh tải), giá trị tổ hợp được sẽ là “tĩnh tải + X” và “tĩnh tải - X”. khi đó sẽ cho ta hai kết quả của tổ hợp và ta không biết lấy kết quả nào là thực tế nhất và nguy hiểm nhất. Để an toàn, người thiết kế thường lấy cả hai giá trị nội lực để tính toán.

6.2. XEM KẾT QUẢ TÍNH PHÂN TÍCH LỊCH SỬ – THỜI GIAN

Đây là lịch sử ứng xử theo thời gian của kết cấu (chuyển vị, biến dạng, ứng suất, nội lực) được thể hiện dưới dạng bảng biểu hoặc đồ thị. Cho phép người sử dụng thấy được tương tác ứng xử của kết cấu trong thời gian xảy ra động đất.

Ta có thể xem ứng xử của kết cấu cho đến thời điểm mà ta muốn xem. Thời gian đó phải nằm trong khoảng thời gian mà ta định nghĩa.

Chú ý, ứng xử này của kết cấu chỉ là ứng xử đối với một băng gia tốc, muốn có giá trị thiết kế, ta phải tính với nhiều băng gia tốc khác nhau.



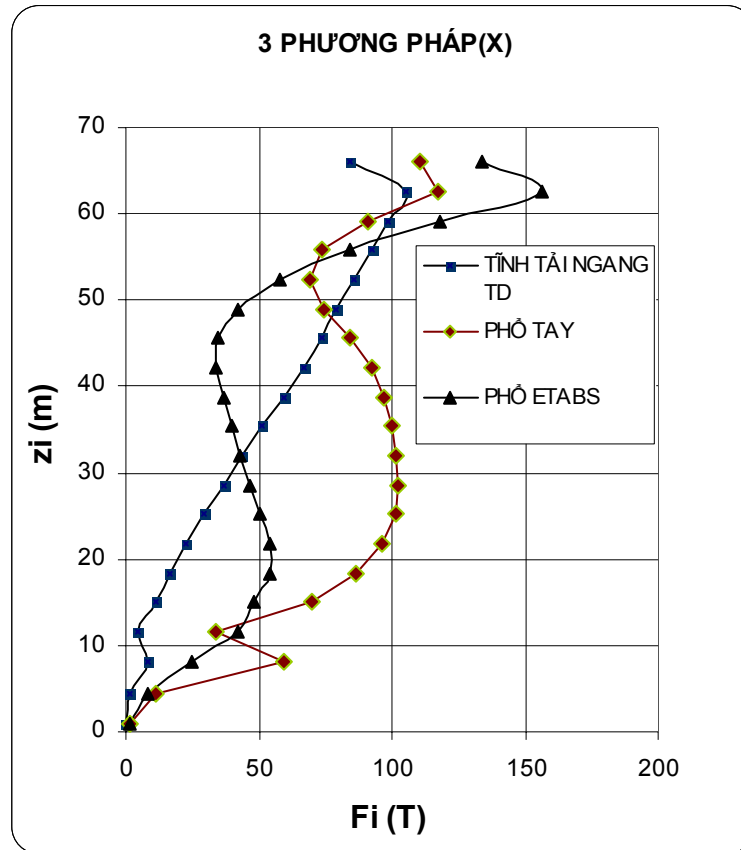
Hình.Mômen thanh B3 theo thời gian

7. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Một công trình bằng bê tông cốt thép 18 tầng, 1 tầng hầm cao 62,9m. Nền móng cọc khoan nhồi tựa trên nền loại C theo TCXDVN 375:2006. Gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại địa điểm xây dựng (TP Hồ Chí Minh) có $a_{Gr} = 0.0848g$ (tương đương vùng IIA theo TC UBC 94 hay cấp VII theo thang MSK – 64). Giá trị trọng lượng các tầng được thể hiện trong bảng dưới. So sánh tính toán lực động đất tác dụng lên công trình theo TCXDVN 375:2006 bằng 3 phương pháp: phân tích tĩnh lực ngang tương đương; phân tích phổ phản ứng tính bằng tay và tính bằng phần mềm Etabs 9.04.

BẢNG SO SÁNH (ĐƠN VỊ LỰC TÁC ĐỘNG: T)

TÀNG	KHỐI LƯỢNG (T)	TÍNH TƯƠNG ĐƯƠNG	PHỔ PHẢN ỨNG			
			TÍNH TAY		ETABS	
			X	Y	X	Y
TANG18	168.22	84.3	110.43	112	134	120.77
TANG17	222.90	105.5	117.30	121	157	150.94
TANG16	222.77	98.8	91.30	94	118	112.34
TANG15	222.77	92.2	73.49	76	84	74.87
TANG14	224.30	85.8	68.86	70	58	45.02
TANG13	225.81	79.2	74.39	74	42	28.39
TANG12	230.06	73.4	83.95	85	35	21.39
TANG11	234.33	67.0	92.48	94	34	22.83
TANG10	234.33	59.1	97.00	100	36	28.65
TANG9	234.33	51.3	99.75	104	40	35.31
TANG8	234.33	43.9	101.38	106	43	41.80
TANG7	234.33	36.5	102.44	107	47	49.06
TANG6	234.33	29.6	101.31	104	51	56.34
TANG5	236.91	22.9	96.59	99	54	61.10
TANG4	239.51	16.9	86.41	89	54	61.95
TANG3	241.00	11.6	70.24	73	48	56.42
TANG2	293.95	4.4	33.82	39	42	51.12
TANG1	289.17	8.6	59.18	63	25	32.22
HAM	316.87	1.2	11.10	10	8	12.92
DAKIENG	277.14	0.0	1.80	1	1	1.69



8. KẾT LUẬN

Thông qua 3 phương pháp tính công trình chịu động đất. Ta có thể rút ra một số nhận xét sau.

Sự chính xác của 3 phương pháp tăng dần từ phương pháp tải trọng ngang tương đương, phương pháp phổ phản ứng, phương pháp lịch sử – thời gian.

Kết quả tính toán trên một số mô hình theo phương pháp phổ phản ứng, cho thấy

+ Phương pháp này không còn chính xác với những dạng nhà có hình dáng bất kỳ vì kết quả tính toán không thể hiện sự khác biệt của hình dạng nhà.

+ Phương pháp này không thể tính toán được sự phân bố không đều của khối lượng trên sàn. Vì khi có sự phân bố không đều khối lượng trên sàn sẽ sinh ra mômen xoắn cho kết cấu khi chịu tải trọng gia tốc.

+ Khi dùng phần mềm để tính toán theo phương pháp này, sự phân bố tải trọng cho các tầng sẽ chính xác hơn vì chuyển vị được tính toán cụ thể cho mỗi tầng.

Dựa trên kết quả tính toán một số mô hình, nhìn chung, kết quả nội lực lớn hơn phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương và khó có thể kiểm soát đối với các công trình có hình dạng kết cấu đặc biệt vì ta không thể kiểm soát và điều chỉnh được kết quả tính toán ở

mỗi bước. Khi xem kết quả, nên xem kết quả lực cắt tại mỗi tầng, gia tốc nội suy từ mỗi mode, nội lực một số phần tử đại diện cho tầng đó để có thể điều chỉnh cho phù hợp

Kết quả chạy một số mô hình với nhiều hình dạng các băng gia tốc khác nhau cho thấy:

Mặc dù ta khuếch đại giá trị các băng gia tốc để giá trị cực đại của các băng gia tốc này là bằng nhau nhưng kết quả tính toán cho thấy ứng xử của kết cấu vẫn phụ thuộc rất lớn vào hình dạng, độ dài của các băng gia tốc.

Như đã trình bày ở trên, kết quả của phương pháp phổ phản ứng chỉ mang tính chất tham khảo cho thiết kế vì đây là một phương pháp dự đoán phản ứng lớn nhất của hệ chịu tác động động đất dựa vào số liệu của các trận động đất xảy ra trước đó. Ta có thể phối hợp 3 phương pháp trên để có được giá trị phù hợp cho thiết kế

Tóm lại, trong điều kiện của nước ta hiện nay chưa thể có được đầy đủ các băng gia tốc của các trận động đất đã xảy ra trong lịch sử, nhưng TCXDVN 375 :2006 đã cung cấp gia tốc nền của tất cả các khu vực trong cả nước và đề tài đã xây dựng đường phổ phản ứng của 5 loại đất nền. Ta có thể thấy rằng phương pháp phổ phản ứng kết hợp phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương là những phương pháp đáng tin cậy và phù hợp với điều kiện của nước ta hiện nay. Tuy nhiên, trong tương lai, khi các chúng ta đã có được đầy đủ các băng gia tốc của các trận động đất đã xảy ra trong lịch sử thì phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian lại rất hữu hiệu cho việc tính toán.