

PHỔ PHẢN ỨNG ĐÀN HỒI VÀ PHỔ THIẾT KẾ CHO KẾT CẤU CHỊU ĐỘNG ĐẤT - I. PHỔ PHẢN ỨNG ĐÀN HỒI

TS. **PHÙNG NGỌC DŨNG**¹, ThS. **ĐÀO VĂN CƯỜNG**¹, KS. **TRẦN VĂN LONG**²

¹Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

²Tập đoàn Phát triển nhà và đô thị Việt Nam

Tóm tắt: *Tiêu chuẩn kháng chấn của Việt Nam, TCXDVN 375:2006 [1] được xuất bản năm 2006. Tuy nhiên, một số khái niệm chưa được giải thích cụ thể (như sự hình thành phổ thiết kế...). Với cố gắng đem lại một số khái niệm cơ bản của việc thiết kế kết cấu chịu động đất cho các kỹ sư, nhà thiết kế, nhiều nghiên cứu cơ bản về động lực học công trình, đặc biệt khi chịu động đất đã được tổng kết [2-6]. Bài báo này sẽ giới thiệu một trong số các tổng kết đó: làm thế nào để xây dựng phổ phản ứng đàn hồi và phổ thiết kế cho kết cấu.*

Từ khóa: phổ phản ứng, phổ thiết kế

1. Giới thiệu

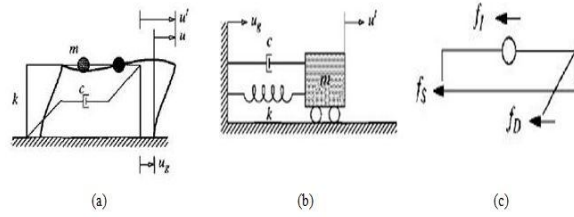
Hiện nay, việc thiết kế kết cấu chịu động đất dù theo bất kỳ cách tiếp cận nào (lực – Force-based design hay theo chuyển vị - Displacement-based design) đều dựa theo công năng của chúng (Performance-based design). Theo tiêu chí này, phương pháp dựa theo chuyển vị hiệu quả hơn và đang được phát triển mạnh mẽ [2]. Tuy nhiên, quy trình thiết kế kháng chấn dựa vào lực hay chuyển vị đều phải sử dụng phổ thiết kế đàn hồi (phổ thiết kế chuyển vị hay phổ thiết kế gia tốc giả) để thay thế tác dụng của động đất tới công trình. Việc sử dụng phổ giúp cho quá trình thiết kế kháng chấn nhanh chóng hơn nhiều so với phân tích động kết cấu theo thời gian. Phổ thiết kế đàn hồi được xây dựng dựa trên phổ phản ứng đàn hồi của nhiều hệ một bậc tự do (SDOF – Single Degree of Freedom) chịu động đất. Bài báo này sẽ giới thiệu một trong số các phương pháp xây dựng phổ phản ứng đàn hồi: phương pháp NewMark (1959, 1979, 1982) từ nhiều tài liệu được xuất bản ở châu Âu, Mỹ [2-5].

2. Động đất và ảnh hưởng của nó lên kết cấu

Động đất là hiện tượng dao động của nền đất xảy ra khi một nguồn năng lượng lớn được giải phóng trong một thời gian ngắn do sự dịch chuyển cục bộ của các mảng kiến tạo tạo nên vỏ trái đất hoặc do một số nguyên nhân khác như nổ, núi lửa,... Các yếu tố được quan tâm của một trận động đất là cường độ (magnitude), độ lớn (intensity), chuyển vị, vận tốc và gia tốc của đất nền theo thời gian. Cường độ được định nghĩa và phân loại tùy thuộc vào sự tàn phá của nó đối với các công trình cũng như cảm giác của con người. Độ lớn thì phụ thuộc vào năng lượng phát sinh từ chấn tiêu. Chuyển vị, vận tốc hay gia tốc dịch chuyển của đất nền, ký hiệu lần lượt là $u_g(t)$, $\dot{u}_g(t)$ và $\ddot{u}_g(t)$, là các yếu tố mà các nhà nghiên cứu hay thiết kế kết cấu công trình quan tâm hơn cả vì nó thay thế cho tác dụng động đất lên kết cấu [3].

3. Phương trình dao động của hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do (SDOF) khi chịu tải trọng động đất

Khi có động đất, công trình sẽ có phản ứng động học. Đặc trưng động học bao gồm khối lượng, độ cứng và độ cản của công trình [3-6]. Xét hệ SDOF có khối lượng m , độ cứng k và độ cản c (hình 1a) chịu động đất với sự dịch chuyển của nền là $u_g(t)$. Bậc tự do đặc trưng cho hệ là chuyển vị ngang $u(t)$. Chuyển vị tổng thể của hệ $u^t(t)$, gồm chuyển vị tuyệt đối của nền $u_g(t)$ và chuyển vị tương đối của hệ đối với nền $u(t)$. Hệ SDOF được thể hiện một cách đơn giản hơn như hình 1b, gồm có khối lượng m , lò xo có hệ số đàn hồi k và độ cản nhớt c . Tại mỗi thời điểm ta có: $u^t(t) = u(t) + u_g(t)$ (1).

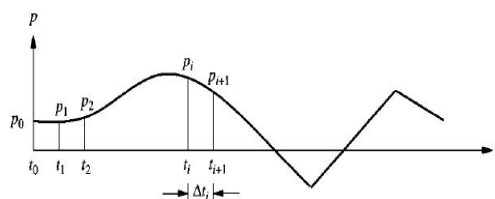


Hình 1. Hệ SDOF chịu động đất

Tách hệ thành các lực tác dụng tương đương như hình 1c, trong đó: f_I là lực quán tính tại khối lượng; f_D là lực do độ cản của công trình và f_S là nội lực bên trong hệ do tác động của động đất. Tại từng thời điểm hệ luôn ở trạng thái cân bằng nên: $f_I + f_D + f_S = 0$ (2). Theo định luật 2 Newton, lực quán tính phát sinh tại khối lượng m , f_I được xác định theo: $f_I = m\ddot{u}'(t)$ (3). Khi động đất, phần trên (gắn với khối lượng) sẽ dịch chuyển theo khối lượng, trong khi đó phần dưới của hệ (gắn với nền) sẽ dịch chuyển cùng với nền. Chuyển vị tương đối giữa hai dịch chuyển này $u(t)$, sẽ gây ra nội lực bên trong hệ. Với hệ đàn hồi tuyến tính, độ cứng k xem là không đổi, nội lực trong hệ tỷ lệ thuận với chuyển vị và độ cứng: $f_K = ku(t)$ (4). Trong thực tế, một hệ bất kỳ khi dao động đều có biên độ giảm dần theo thời gian mà không chịu sự tác động bên ngoài nào, tức là hệ luôn có các cơ chế phân tán năng lượng dao động. Chúng có thể là (a) ma sát của việc dịch chuyển giữa các cấu kiện; (b) độ cản nhớt của vật liệu; (c) cơ chế phát tán năng lượng xuống móng; (d) khả năng phân tán năng lượng từ trễ của hệ thông qua các ứng xử ngoài đàn hồi của cấu kiện và các cơ chế khác. Trong kết cấu, người ta thường giả thiết cơ chế phân tán năng lượng thông qua một bộ cản nhớt đơn giản (a simple viscous damper) có khả năng tạo ra lực cản tỷ lệ với vận tốc dao động và làm cho dao động của hệ tắt dần. Bộ cản nhớt này truyền lực tỷ lệ với vận tốc dịch chuyển tương đối của hệ so với nền. Giá trị lực này xem là tuyến tính với vận tốc và một hệ số cản không đổi c của hệ. Do đó: $f_D = c\dot{u}(t)$ (5). Thay thế (1), (3), (4) và (5) vào (2) ta có: $m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ (6). Chia cả hai vế của (6) cho m và đặt $\omega_n = \sqrt{k/m}$ và $\zeta = c/c_{cr} = c/(2m\omega_n)$, với c_{cr} là độ cản tới hạn phương trình (6) trở thành: $\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -\ddot{u}_g(t)$ (7). Trong đó: $\omega_n = 2\pi/T_n = 2\pi f_n = \sqrt{k/m}$ (7a) là tần số vòng dao động tự nhiên của hệ; T_n, f_n là chu kỳ và tần số lặp dao động tự nhiên của hệ (gọi tắt là chu kỳ và tần số); $c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km}$ là độ cản tới hạn và ζ là hệ số độ cản (damping ratio). Như vậy, đối với một dao động nền $\ddot{u}_g(t)$ trong số các dao động nền ghi lại được khi động đất, chuyển vị của hệ $u(t)$ phụ thuộc vào ω_n, T_n và ζ . Ta có thể viết $u \equiv u(t, T_n, \zeta)$. Vậy, nếu hai hệ có cùng giá trị T_n và ζ sẽ có cùng chuyển vị $u(t)$ mặc dù một hệ có thể có khối lượng nhiều hơn hoặc có độ cứng lớn hơn hệ khác. Phương trình (7), phương trình dao động của hệ SDOF chịu động đất được đặc trưng bởi một dãy các giá trị gia tốc nền theo thời gian. Các dãy giá trị gia tốc nền này (accelerograms) có thể là thực, nếu được ghi lại bởi các máy địa chấn khi có động đất thật xảy ra, hoặc có thể là nhân tạo dựa vào lý thuyết dao động ngẫu nhiên để mô phỏng các gia tốc nền [3-4]. EC8 quy định rằng ít nhất 3 dãy gia tốc nền nên được sử dụng khi phân tích phản ứng của công trình chịu động đất [2]. Như vậy, để phân tích hay thiết kế hệ SDOF, ta cần xác định chuyển vị trong hệ tại tất cả các thời điểm, tức là cần phải giải được phương trình (7). Phương trình vi phân này rất khó để giải chính xác bằng các phương pháp đại số thông thường vì $\ddot{u}_g(t)$ là một dãy các giá trị rời rạc. Do đó, phương pháp số thường được áp dụng.

4. Phương pháp số dùng để giải phương trình dao động của hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do

Đặt $p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ là tải trọng tác động lên hệ. Phương trình (7) trở thành: $m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t)$ (8). Giả sử các điều kiện biến dạng ban đầu của hệ là: $u = u(0)$ và $\dot{u} = \dot{u}(0)$. Lực $p(t)$ được xác định bởi một tập các giá trị rời rạc $p_i = p(t_i)$ với $t=0$ đến N (hình 2).



Hình 2. Rời rạc hóa lực tác dụng

Khoảng thời gian $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$ (9) thường lấy cố định. Phản ứng của hệ được xác định tại các thời điểm rời rạc t_i : chuyển vị, vận tốc và gia tốc của hệ SDOF tương ứng là $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$. Các giá trị này giả thiết là đã biết và thỏa mãn phương trình (8) tại thời điểm i : $m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p_i$ (10). Phương pháp số sẽ cho phép ta xác định các đại lượng phản ứng $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$ tại thời điểm t_{i+1} mà thỏa mãn phương trình (8): $m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}$ (11). Nếu chúng ta áp dụng liên tục với $i = 0, 1, 2, 3, \dots$ phương pháp số cho phép xác định phản ứng của hệ tại tất cả các thời điểm $i = 1, 2, 3, \dots$. Các điều kiện ban đầu đã biết tại $i = 0$ cung cấp các thông tin cần thiết cho quá trình lặp. Việc xác định phản ứng của hệ từ thời điểm i đến $i+1$ thường không thể chính xác tuyệt đối. Rất nhiều các phương pháp gần đúng có thể áp dụng dựa trên phương pháp số. Ba yêu cầu quan trọng nhất của quá trình tính toán theo phương pháp số là: (1) độ hội tụ - khi bước thời gian Δt_i giảm đi phương pháp số nên tiến gần đến kết quả chính xác, (2) độ ổn định - phương pháp số nên ổn định trong một khoảng sai số nào đó, (3) độ chính xác - phương pháp số nên đạt độ chính xác nhất định so với kết quả thật.

4.1 Các bước cơ bản của phương pháp số Newmark

Phương pháp này được Newmark giới thiệu vào năm 1959, dựa trên hai phương trình sau:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (12) \quad \text{và} \quad u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (13)$$

Các tham số α và β định nghĩa sự thay đổi của gia tốc theo thời gian và xác định độ ổn định cũng như độ chính xác của phương pháp. Thông thường, α được lựa chọn bằng 0.5 và β được lựa chọn trong khoảng $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ là thỏa mãn các điều kiện nêu ra ở trên [3, 4]. Hai phương trình (12) và (13) kết hợp với phương trình cân bằng (11), cho phép chúng ta tính toán u_{i+1}, \dot{u}_{i+1} và \ddot{u}_{i+1} tại thời điểm $i+1$ từ các đại lượng đã biết u_i, \dot{u}_i và \ddot{u}_i tại thời điểm i . Ta thấy vì số hạng \ddot{u}_{i+1} xuất hiện bên phải của hai phương trình (12) và (13) trên nên cần thiết phải thực hiện quá trình lặp để xác định các đại lượng tại thời điểm $i+1$. Tuy nhiên, chúng ta có thể tránh được việc phải thực hiện quá trình lặp bằng một số biến đổi trình bày dưới đây.

Đặt: $\Delta u_i \equiv u_{i+1} - u_i$; $\Delta \dot{u}_i \equiv \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i$; $\Delta \ddot{u}_i \equiv \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i$ và $\Delta p_i \equiv p_{i+1} - p_i$

Các phương trình (12) và (13) có thể được viết thành:

$$\Delta \dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\Delta \ddot{u}_i \quad (15a); \quad \Delta u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_i + \beta(\Delta t)^2\Delta \ddot{u}_i \quad (15b) \quad (14)$$

Từ phương trình (15b), ta có: $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$ (15). Thay thế phương trình (15) vào phương trình (15a), ta có: $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$ (16). Nếu chúng ta lấy phương trình (11) trừ đi phương trình (10), ta thu được: $m\Delta \ddot{u}_i + c\Delta \dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta p_i$ (17). Thay thế hai phương trình (16) và (15) vào (17) ta có: $\hat{k}\Delta u_i = \Delta \hat{p}_i$ (18). Trong đó: $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$ (19) và

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right)\dot{u}_i + \left[\frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{u}_i \quad (20).$$

Với các giá trị \hat{k} và $\Delta \hat{p}_i$ được xác định từ các tính chất sẵn có của hệ như m, k và c , các tham số γ và β được lựa chọn trước và các giá trị \dot{u}_i và \ddot{u}_i đã biết như các tham số ban đầu, độ tăng của chuyển vị trong bước thứ i , Δu_i , được xác định từ: $\Delta u_i = \Delta \hat{p}_i / \hat{k}$ (21).

Sau khi xác định được Δu_i , các đại lượng còn lại như độ tăng vận tốc, độ tăng gia tốc trong bước thứ i , $\Delta \dot{u}_i; \Delta \ddot{u}_i$, được xác định từ hai phương trình (15) và (16). Như vậy các đại lượng phản ứng tại bước thứ $i+1$ sẽ được xác định dựa vào phương trình (14).

Ngoài ra, giá trị gia tốc tại thời điểm $i+1$ cũng có thể xác định từ: $\ddot{u}_{i+1} = (p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}) / m$ (22).

Phương trình (22) sẽ được sử dụng để bắt đầu quá trình tính toán. Như vậy, trong phương pháp Newmark, lời giải tại thời điểm $i+1$ được xác định từ phương trình (17). Trong khi đó phương trình (17) tương đương với việc sử dụng điều kiện cân bằng của phương trình (11) cũng chính tại thời điểm $i+1$. Do đó phương pháp Newmark được gọi là phương pháp ẩn và được tóm tắt trong bảng 1.

Bảng 1. Các bước tính toán của phương pháp Newmark

- 1 Các số liệu đầu vào: m, c, k của hệ; lựa chọn các tham số của phương pháp Newmark α và β .
- 2 Các tính toán ban đầu
 - 2.1 Xác định $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$; Lựa chọn bước thời gian Δt
 - 2.2 Xác định $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$; $a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c$; $b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$
- 3 Tính toán cho mỗi bước, i
 - 3.1 $\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$; $\Delta u_i = \frac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}}$; $\Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$; $\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$
 - 3.2 $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$; $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i$; $\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i$
- 4 Lập cho các bước thời gian tiếp theo: Thay thế i bởi i+1 và thực hiện theo các bước từ 3.1 đến 3.2 cho các bước thời gian tiếp theo.

4.2 Độ ổn định của phương pháp Newmark

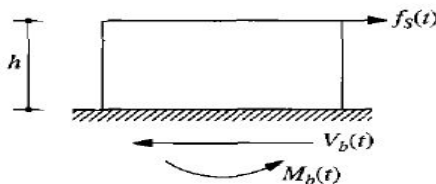
Phương pháp Newmark ổn định khi:

$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$. Nếu $\alpha=0.5$ và $\beta=1/4$, điều kiện trên là $\frac{\Delta t}{T_n} \leq \infty$. Khi $\alpha=0.5$ và $\beta=1/6$ thì điều kiện trên trở thành $\Delta t / T_n \leq 0.551$ [3, 4].

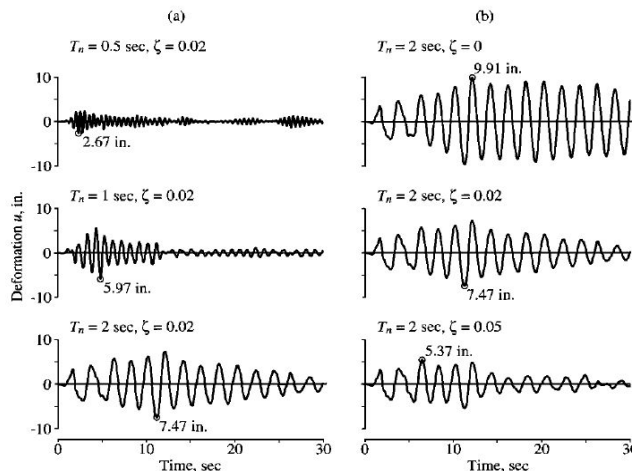
5. Phản ứng động đất của các hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do – Phổ phản ứng

5.1 Các đại lượng đặc trưng cho phản ứng động đất của hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do

Chuyển vị $u(t)$ của khối lượng so với đất nền là đại lượng được quan tâm nhất vì nó liên quan trực tiếp đến nội lực kết cấu. Xét phản ứng của hệ SDOF chịu tác dụng của $\ddot{u}_g(t)$. Từ (7), ta thấy $u(t)$ phụ thuộc vào T_n và ζ . Điều này sẽ rõ hơn khi xét biến dạng của ba hệ khác nhau chịu tác dụng của dao động nền El Centro, thể hiện trong hình 4 [2].



Hình 3. Tĩnh lực tương đương

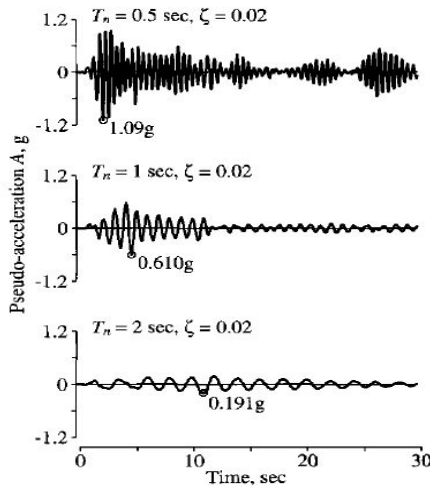


Hình 4. Biến dạng của các hệ SDOF chịu tác dụng của dao động nền El Centro [3]

Cả ba hệ SDOF này có $\zeta = 2\%$, nhưng khác nhau về T_n . Các giá trị chuyển vị ở hình 4a được xác định bằng phương pháp số nêu trên. Ta thấy chu kỳ ảnh hưởng rất lớn tới biến dạng của hệ. Chuyển vị lớn nhất của các hệ có chu kỳ T_n bằng 0,5; 1 và 2s có giá trị lần lượt là 2,67; 5,97; 7,47 in (6,8; 15,2; 19,0 cm). Ngoài ra, thời gian cần thiết cho một hệ SDOF hoàn thành một dao động khi chịu chuyển động đất nền này rất gần với chu kỳ dao động tự nhiên T_n của hệ. Hình 4b thể hiện chuyển vị của ba hệ SDOF có cùng T_n nhưng khác nhau về ζ (0%, 2% và 5%), chịu tác dụng của cùng một dao động nền El Centro. Độ cản làm giảm dao động của hệ, do đó độ cản càng cao thì chuyển vị của hệ sẽ có xu hướng nhỏ hơn. Bên cạnh đó, do ba hệ có cùng chu kỳ nên thời gian để thực hiện hết một vòng dao động là khá giống nhau. Khi xác định được $u(t)$, nội lực trong hệ có thể được xác định bởi việc phân tích tĩnh tại từng thời điểm t . Việc phân tích tĩnh có thể thực hiện theo hai phương pháp sau:

Phương pháp 1: Sau khi biết $u(t)$, chuyển vị thẳng, góc xoay của các phần tử kết cấu sẽ được xác định. Dựa vào độ cứng của phần tử, nội lực phần tử được xác định thông qua các chuyển vị của nó theo các phương pháp cơ học kết cấu thông thường, sau đó tính ứng suất tại các vị trí của tiết diện.

Phương pháp 2 (Phương pháp tĩnh lực tương đương): Được áp dụng nhiều hơn vì nó liên quan trực tiếp tới các lực động đất hay được đề cập trong các tiêu chuẩn kháng chấn. Tại mỗi thời điểm t , lực $f_s(t)$ được xem là ngoại lực gây ra chuyển vị $u(t)$ trong thành phần độ cứng của công trình như ở hình 3. Vì vậy: $f_s(t) = ku(t)$ (23). Thay thế $k = m\omega_n^2$ từ phương trình (7a) ta có: $f_s(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t)$ (24). Trong đó: $A(t) = \omega_n^2 u(t)$ (25). Ta thấy rằng tĩnh lực tương đương là tích khối lượng của hệ với $A(t)$ chứ không phải là tích khối lượng m với tổng gia tốc thật của hệ $\ddot{u}'(t)$. Các $A(t)$ dùng để xác định nội lực của hệ thường được gọi là phản ứng gia tốc giả (pseudo-acceleration responses), được xác định trực tiếp từ chuyển vị và tần số góc tự nhiên của hệ. Ví dụ, đối với ba hệ có $T_n = 0,5; 1$ và $2s$ ở trên, tất cả ba hệ có $\zeta = 2\%$, chuyển vị $u(t)$ được xác định như trên hình 4a. Nhân mỗi chuyển vị $u(t)$ với các giá trị tương ứng $\omega_n^2 = (2\pi/T_n)^2$ sẽ cho chúng ta giá trị các gia tốc giả của ba hệ (hình 5). Đối với khung 1 tầng như trên hình 3, nội lực có thể được xác định tại bất kỳ thời điểm t được lựa chọn nào đó thông qua việc phân tích tĩnh của kết cấu chịu lực ngang tĩnh tương đương $f_s(t)$ tại cùng thời điểm. Cụ thể hơn, lực cắt đáy $V_b(t)$ và moment $M_b(t)$ được xác định như sau: $V_b(t) = f_s(t); M_b(t) = hf_s(t)$ (26). Thay phương trình (24) và (25) vào (26), ta có: $V_b(t) = mA(t); M_b(t) = hV_b(t)$ (27).



Hình 5. Gia tốc giả của các hệ SDOF chịu chuyển vị nền El Centro [3]

5.2 Khái niệm phổ phản ứng

Khái niệm về phổ phản ứng (response spectrum) được giới thiệu đầu tiên vào năm 1932 bởi M. A. Biot. Sau đó nó được Housner phát triển và sử dụng như một phương tiện hữu hiệu để đánh giá ảnh hưởng của dao động nền lên kết cấu công trình [2]. Nó cung cấp một cách tiếp cận thực tiễn để xác định ứng xử động của kết cấu mà không cần phải dùng đến các lời giải phương pháp số. Ngoài ra, phổ phản ứng có thể giúp xây dựng các yêu cầu cần thiết cho phương pháp tĩnh lực tương đương trong các tiêu chuẩn kháng chấn. Biểu đồ các giá trị đỉnh của một đại lượng phản ứng như một hàm của chu kỳ dao động tự do T_n hoặc các tham số liên quan như tần số góc ω_n hay tần số lặp f_n được gọi là phổ phản ứng của đại lượng đó. Mỗi biểu đồ cho các hệ SDOF tương ứng với một hệ số độ cản ζ cố định và tổng hợp tất cả các biểu đồ với các giá trị khác nhau của ζ

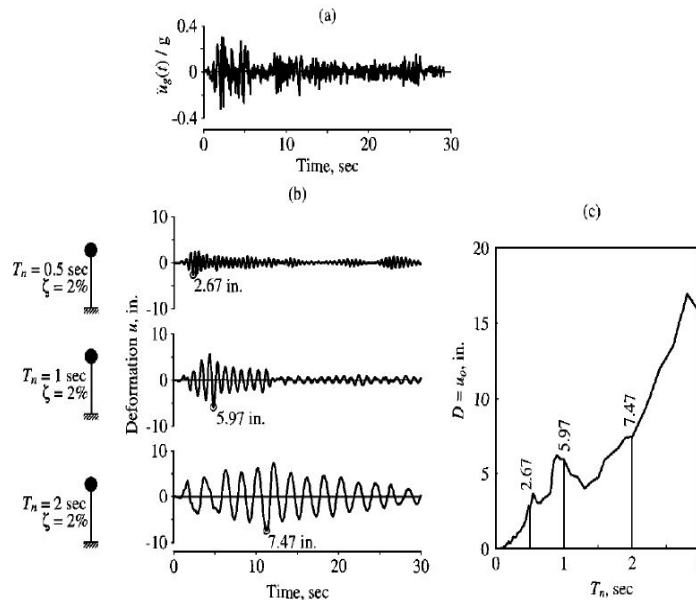
sẽ cho chúng ta các phổ phản ứng của các dạng kết cấu khác nhau trong thực tế. Việc sử dụng giá trị đỉnh của đại lượng phản ứng là hàm của chu kỳ dao động tự do hay tần số lặp tự do của hệ là tùy ý. Chu kỳ T_n , thường được sử dụng vì nó quen thuộc với kỹ sư kết cấu hơn là tần số f_n . Các loại phổ phản ứng khác nhau được định nghĩa theo đại lượng phản ứng mà chúng ta quan tâm. Ví dụ, chúng ta xem xét các đại lượng phản ứng đỉnh như sau:

$$u_0(T_n, \zeta) = \max_t |u(t, T_n, \zeta)|; \dot{u}_0(T_n, \zeta) = \max_t |\dot{u}(t, T_n, \zeta)|; \ddot{u}_0(T_n, \zeta) = \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (27a)$$

Phổ phản ứng chuyển vị là biểu đồ của u_0 với chu kỳ T_n với một giá trị cố định ζ . Biểu đồ tương tự như vậy với \dot{u}_0 là phổ phản ứng vận tốc tương đối và biểu đồ với \ddot{u}_0 là phổ phản ứng gia tốc.

5.1.2 Phổ phản ứng chuyển vị

Hình 6 thể hiện các bước để xác định phổ phản ứng chuyển vị. Phổ này được xây dựng cho dao động nền El Centro (1940), hình 6a. Nhờ phương pháp số, biến dạng của ba hệ SDOF có cùng ζ , khác nhau về T_n được xác định theo thời gian dưới tác dụng của dao động nền El Centro (hình 6b). Đối với mỗi hệ, giá trị biến dạng đỉnh được xác định từ lịch sử biến dạng theo thời gian. Giá trị biến dạng đỉnh là $u_0 = 2,67$ in (6,8cm) cho hệ có $T_n = 0,5$ s và $\zeta = 2\%$; $u_0 = 5,97$ in (15,2 cm) cho hệ có $T_n = 1$ s và $\zeta = 2\%$; và $u_0 = 7,47$ in (19,0cm) cho hệ có $T_n = 2,0$ s và $\zeta = 2\%$. Giá trị u_0 đã được xác định cho mỗi hệ cung cấp một điểm cho phổ phản ứng chuyển vị, như hình 6c. Lặp lại quá trình như trên cho một loạt các giá trị của T_n khác nhau trong khi giữ ζ không đổi với 2% , ta sẽ có được phổ phản ứng chuyển vị như hình 6c.

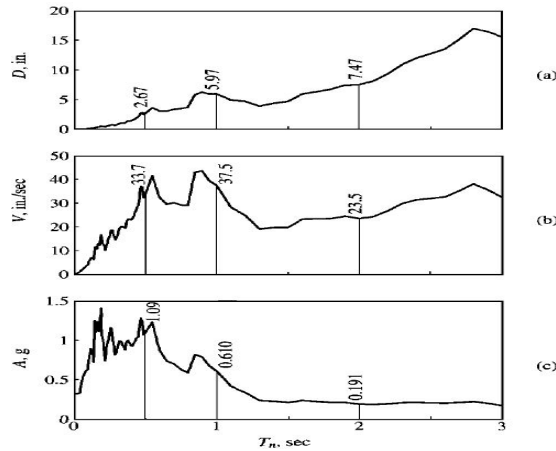


Hình 6. (a) Gia tốc nền từ El Centro 1940; (b) Phản ứng chuyển vị của ba hệ SDOF với $\zeta = 2\%$ và $T_n = 0.5, 1$ và 2 s; (c) Phổ phản ứng chuyển vị cho $\zeta = 2\%$

5.2.2 Phổ phản ứng vận tốc giả

Xét một đại lượng V cho một hệ SDOF với tần số ω_n , tương ứng với biến dạng đỉnh của hệ $D \equiv u_0$ gây ra do dao động nền của động đất. $V = \omega_n D = (2\pi / T_n) D$ (28). Đại lượng V có đơn vị của vận tốc. Nó liên quan tới giá trị đỉnh của năng lượng biến dạng E_{S0} dự trữ trong hệ xảy ra trong quá trình động đất bởi phương trình $E_{S0} = ku_0^2 / 2 = kD^2 / 2 = k(V / \omega_n)^2 / 2 = mV^2 / 2$ (29). Vế phải của phương trình (29) là động năng của khối lượng kết cấu m với vận tốc V , gọi là vận tốc giả tương đối đỉnh hay đơn giản hơn là vận tốc giả đỉnh. Chữ “giả” được sử dụng ở đây bởi vì đại lượng V không bằng với giá trị vận tốc đỉnh thật của hệ \dot{u}_0 mặc dù nó có cùng đơn vị đo. Phổ phản ứng vận tốc giả là biểu đồ của V được thể hiện như một hàm của chu kỳ hay tần số T_n, f_n của hệ. Đối với chuyển động nền cho trên hình 6a, vận tốc giả đỉnh V cho hệ có T_n có thể xác định ngay từ phương trình (28) với giá trị biến dạng đỉnh D của cùng hệ từ phổ phản ứng chuyển vị trong hình 6c, biểu đồ này được

thể hiện lại trong hình 7a. Ví dụ, cho hệ có $T_n = 0,5$ s, $\zeta = 2\%$ và $D = u_0 = 2,67$ in (6,8 cm); từ phương trình (28), $V = 2\pi / 0,5 \times 2,67 = 33,7$ in/s (85,6 cm/s). Tương tự như vậy, đối với hệ có $T_n = 1$ s và cùng giá trị ζ , $V = 37,5$ in/s (95,3 cm/s); và cho hệ có $T_n = 2$ s và cùng giá trị ζ , $V = 23,5$ in/s (59,7 cm/s). Ba giá trị vận tốc giả đỉnh V được thể hiện trên hình 7b. Lập lại quá trình trên cho các T_n khác nhau, trong khi giá trị ζ không đổi, ta sẽ thu được phổ phản ứng vận tốc giả như hình 7b.



Hình 7. (a) Phổ phản ứng chuyển vị; (b) Phổ phản ứng vận tốc giả; (c) Phổ phản ứng gia tốc giả [3]

5.2.3 Phổ phản ứng gia tốc giả

Xét đại lượng A cho một hệ SDOF với tần số ω_n tương ứng với biến dạng đỉnh của hệ $D \equiv u_0$ gây ra do dao động nền của động đất: $A = \omega_n^2 D = (2\pi / T_n)^2 D$ (30). Đại lượng A có đơn vị của gia tốc và liên quan tới giá trị đỉnh của lực cắt đáy V_{b0} hay giá trị đỉnh của tĩnh lực tương đương f_{S0} , từ phương trình (24) và (25) (với giá trị $A(t)$ được thể hiện bằng A): $V_{b0} = f_{S0} = mA$ (31). Lực cắt đáy đỉnh có thể được thể hiện như sau: $V_{b0} = wA / g$ (32). Trong đó $w=mg$ là trọng lượng của kết cấu và g là gia tốc trọng trường. Khi được viết dưới dạng phương trình (32), A/g có thể được hiểu là hệ số lực cắt đáy hay là hệ số tải trọng ngang. Nó được sử dụng trong các tiêu chuẩn kháng chấn để tính lực động đất khi nhân nó với trọng lượng của kết cấu. Ta thấy rằng, lực cắt đáy ở trên tương tự như một lực quán tính của một khối lượng m , có gia tốc chuyển động là A . Đại lượng A trong công thức (30) khác hoàn toàn với gia tốc đỉnh \ddot{u}_0 . Phổ phản ứng gia tốc giả là biểu đồ của A như một hàm của T_n hay ω_n . Đối với dao động nền đề cập ở ví dụ trên (hình 6a), gia tốc giả đỉnh A cho một hệ có chu kỳ T_n và hệ số cản ζ có thể được xác định từ phương trình (30), và giá trị biến dạng đỉnh của hệ được xác định từ phổ phản ứng trong hình 7a. Ví dụ, với hệ có $T_n = 0,5$ s và $\zeta = 2\%$, $D = u_0 = 2,67$ in (6,8cm); từ phương trình (30), ta có $A = (2\pi / 0,5)^2 \times 2,67 = 1,09g$, trong đó $g = 386$ in/s² = 9,81 m/s² là gia tốc trọng trường. Tương tự, với hệ có $T_n = 1$ s và cùng giá trị ζ , $A = 0,610g$; và cho hệ có $T_n = 2$ s và cùng giá trị ζ , $A=0,191g$. Ba giá trị này của gia tốc giả đỉnh A tính toán ở trên được thể hiện trên hình 7c. Lập lại quá trình tính toán cho các dạng kết cấu có T_n khác nhau, trong khi giá trị ζ không đổi, chúng ta sẽ thu được phổ phản ứng gia tốc giả như trên hình 7c.

5.2.4 Phổ phản ứng kết hợp D-V-A

Phổ phản ứng chuyển vị, vận tốc giả hay gia tốc giả ứng với một chuyển động đất nền chứa đựng thông tin giống nhau về phản ứng của kết cấu. Nếu biết một trong ba phổ phản ứng, ta có thể xác định được các phổ còn lại thông qua hai mối quan hệ đại số trong hai phương trình (28) và (30). Vậy, tại sao ta lại thiết lập ba phổ phản ứng trên khi chúng có chung một thông tin? Một trong số các nguyên nhân là mỗi phổ phản ứng cung cấp trực tiếp một đại lượng có ý nghĩa vật lý. Phổ biến dạng cung cấp thông tin về biến dạng đỉnh của hệ; Phổ vận tốc liên quan trực tiếp tới năng lượng biến dạng đỉnh được tích trữ trong hệ; Phổ gia tốc giả thì liên quan trực tiếp tới giá trị của tĩnh lực tương đương và lực cắt đáy. Vì vậy, một biểu đồ kết hợp cả ba đại lượng phổ trên có ý nghĩa đặc biệt. Dạng biểu đồ này đã được thiết lập cho phổ phản ứng động đất lần đầu tiên bởi Veletsos và

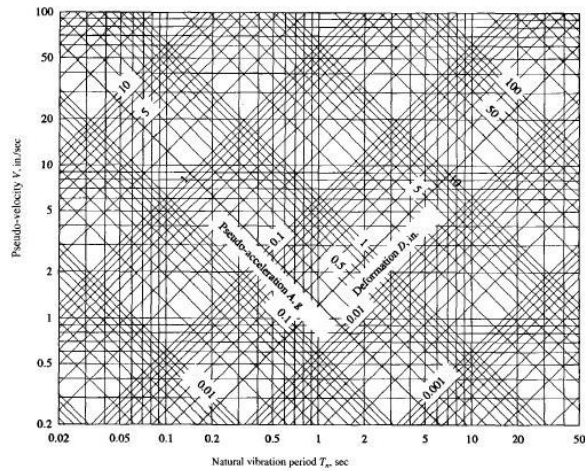
NewMark [4]. Việc thể hiện tổng thể cả ba phổ phản ứng trên trong một biểu đồ là có thể thực hiện được (qua (28) và (30)), chúng có thể được viết lại như sau: $A/\omega_n = V = \omega_n D$ hay $A.T_n/2\pi = V = D.2\pi/T_n$ (33).

Nếu chúng ta lấy log của cả hai vế trong phương trình (33) ta có: $\log(V) = \log(\omega_n) + \log(D)$
 $\log(V) = -\log(\omega_n) + \log(A)$ (34)

$$\log(V) = \log(2\pi/T_n) + \log(D) = -\log(T_n) + \log(2\pi) + \log(D)$$

$$\log(V) = -\log(2\pi/T_n) + \log(A) = \log(T_n) - \log(2\pi) + \log(A)$$

Để vẽ biểu đồ của T_n , A , D và V trên cùng hệ trục một biểu đồ, chúng ta sử dụng hệ tọa độ Decarte với các giá trị trên tung độ và hoành độ là logarit của chúng. Với trục hoành là $\log(T_n)$, trục tung là $\log(V)$, dựa vào phương trình (35) ta thấy rằng nếu $\log(D)$ không đổi thì $\log(V) = -\log(T_n) + \log(2\pi) + \log(D)$ với T_n thay đổi là các điểm nằm trên cùng một đường thẳng có độ dốc bằng -1 (tức là góc nghiêng với trục hoành là 135°). Do đó tập hợp những đường thẳng song song và nghiêng với trục hoành một góc 135° là những đường thẳng thể hiện giá trị chuyển vị của phổ với $\log(D)$ không đổi. Từ đó nhận thấy rằng trục chuyển vị D sẽ là đường thẳng vuông góc với tập hợp các đường trên, tức là đường thẳng có độ dốc bằng +1, nghiêng với trục hoành một góc 45° (hình 8). Tương tự như vậy, nếu $\log(A)$ không đổi thì $\log(V) = \log(T_n) - \log(2\pi) + \log(A)$ với T_n thay đổi là các điểm nằm trên cùng một đường thẳng có độ dốc bằng +1 (tức là góc nghiêng với trục hoành là 45°). Do đó tập hợp những đường thẳng song song và nghiêng với trục hoành một góc 45° là những đường thẳng thể hiện giá trị chuyển vị của phổ với $\log(A)$ không đổi. Từ đó dễ dàng nhận thấy rằng trục gia tốc giả A sẽ là đường thẳng vuông góc với tập hợp các đường trên, tức là đường thẳng có độ dốc bằng -1, nghiêng với trục hoành một góc 135° (hình 8).

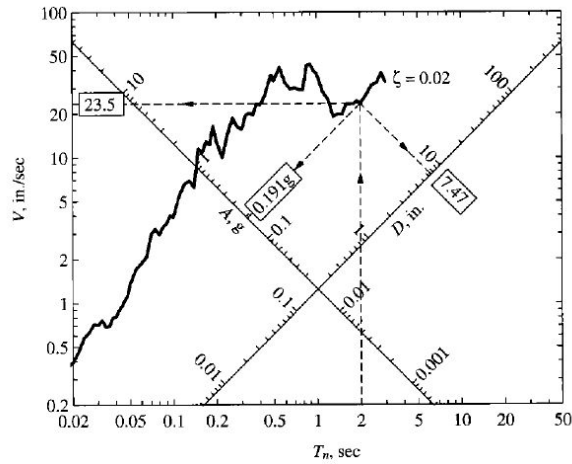


Hình 8. Cách thức vẽ trục tọa độ cho biểu đồ 4 chiều A-V-D-T_n theo tỷ lệ logarit cơ số 10 [3]

Quá trình vẽ hệ logarit có thể được tóm tắt như sau:

- Vẽ trục hoành là giá trị $\log(T_n)$ và trục tung là $\log(V)$ như hình 8 (lưu ý rằng các trị số thể hiện trên trục là T_n và V còn giá trị là logarit cơ số 10 của chúng). Điểm gốc có thể được lựa chọn tùy ý, tuy nhiên để tiện lợi, người ta sẽ chọn trục tọa độ của chu kỳ làm gốc với các giá trị T_n có thể có trong thực tế kết cấu. Từ đó xây dựng tỷ lệ trục hoành theo $\log(T_n)$. Tương tự với trục $\log(V)$;

- Các tọa độ điểm trên trục chuyển vị và trục gia tốc giả được chọn sao cho thỏa mãn phương trình (33).

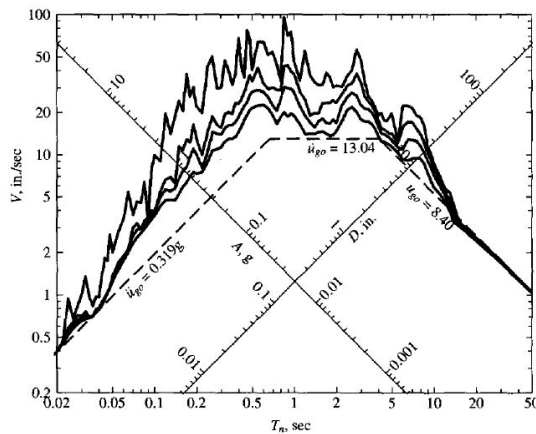


Hình 9. Phổ phản ứng kết hợp D-V-A cho dao động nền EI – Centro; $\zeta = 2\%$ [3]

Dựa vào cách dựng hệ trục tọa độ logarit, phổ phản ứng chuyển vị, vận tốc giả, gia tốc giả của dao động nền EI – Centro ở hình 7 được thể hiện lại ở hình 9. Đối với một T_n thì D và A có thể được đọc từ các tung độ theo các trục đường chéo. Ví dụ, nếu $T_n = 2s$ ta có $D = 7,47$ in (19 cm) và $A = 0,191g$. Như vậy, dạng biểu đồ kết hợp D-V-A như trên là một dạng thể hiện ngắn gọn của phổ phản ứng. Biểu đồ như vậy nên phủ hết các giá trị chu kỳ có thể có và một loạt các giá trị hệ số độ cản phổ biến. Qua thực tế, người ta nhận thấy rằng, phổ phản ứng có một ý nghĩa vô cùng quan trọng đối với việc thiết kế kháng chấn. Nếu chúng ta có đủ số liệu về dao động nền cho các trận động đất đã xảy ra, phổ phản ứng được xây dựng dựa trên các dao động nền đó sẽ giúp cho chúng ta dự đoán lực tác dụng lên công trình trong tương lai. Phổ phản ứng được vẽ thông qua các bước sau:

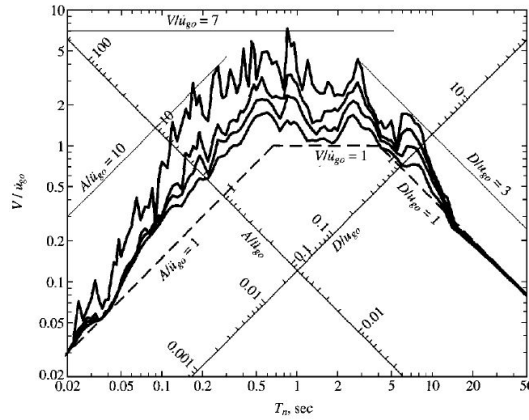
- Chia giá trị gia tốc nền đã biết $\ddot{u}_g(t)$ theo thời gian, thường được chia theo khoảng $\Delta t = 0,02$ s.
- Lựa chọn chu kỳ T_n và ζ của một hệ SDOF.
- Tính toán phản ứng biến dạng $u(t)$ của hệ do dao động nền $\ddot{u}_g(t)$ gây ra bằng phương pháp số.
- Xác định chuyển vị đỉnh u_0 là chuyển vị lớn nhất trong $u(t)$.
- Xác định các giá trị phổ với $D = u_0$, $V = (2\pi/T_n)D$, $A = (2\pi/T_n)^2 D$.
- Lập các bước từ 2 đến 5 cho các giá trị T_n , ζ để có thể bao trùm hết mọi loại kết cấu có trong thực tế.
- Thể hiện kết quả từ bước 2 đến bước 6 trên hình vẽ với ba loại phổ riêng biệt hoặc sử dụng loại phổ kết hợp.

5.3 Đặc trưng của phổ phản ứng

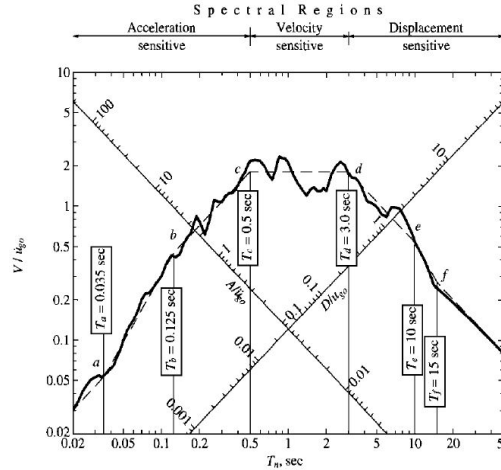


Hình 10. Phổ phản ứng ($\zeta = 0, 2, 5, 10\%$) và các giá trị đỉnh của gia tốc, vận tốc và chuyển vị nền cho dao động nền EI Centro 1940[3]

Hình 10 thể hiện phổ phản ứng cho dao động nền El Centro với $u_{g0}, \dot{u}_{g0}, \ddot{u}_{g0}$ là các giá trị đỉnh của chuyển vị, vận tốc, gia tốc nền. Để so sánh trực tiếp hơn phổ phản ứng và các tham số dao động nền, các dữ liệu ở hình 10 được chuyển đổi như ở hình 11, trong đó các tung độ phổ được chuẩn hóa như sau: $D/u_{g0}; V/\dot{u}_{g0}; A/\ddot{u}_{g0}$.



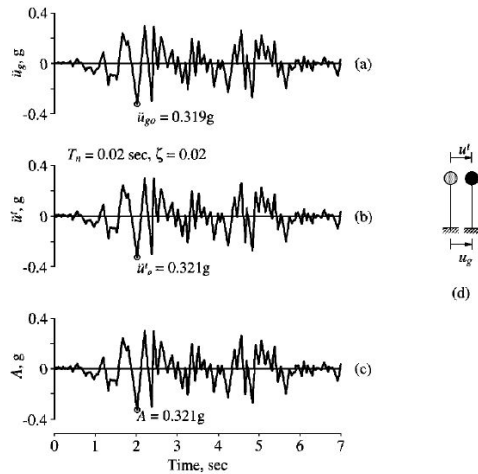
Hình 11. Phổ phản ứng cho dao động nền El Centro thể hiện bởi đường liền nét với một phổ lý tưởng thể hiện bởi đường đứt nét, $\zeta = 5\%$ [3]



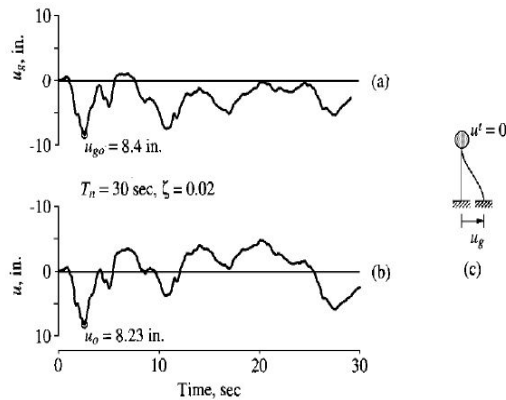
Hình 12. Phổ phản ứng cho dao động nền El Centro được thể hiện dưới dạng chuẩn hóa [3]

Hình 12 thể hiện một trong các đường cong phổ từ hình 11, cho hệ có hệ số độ cản $\zeta = 5\%$ cùng với một phổ lý tưởng (phổ thiết kế đàn hồi). Dựa vào hình 10 tới hình 12, ta thấy các phổ phản ứng cho nhiều loại chu kỳ dao động tự nhiên khác nhau được tách biệt tại các giá trị chu kỳ ở a, b, c, d, e và f: $T_a=0,035s$, $T_b=0,125s$, $T_c=0,5s$, $T_d=3s$, $T_e=10s$ và $T_f=15s$. Chúng phụ thuộc vào giá trị hệ số độ cản ζ của hệ SDOF. Đối với những hệ có chu kỳ nhỏ hơn so với T_a , gia tốc giả A cho mọi hệ số cản ζ gần như bằng với tốc đỉnh của dao động nền \ddot{u}_{g0} và chuyển vị phổ D rất nhỏ. Hiện tượng này có thể được giải thích theo các nguyên nhân vật lý. Đối với một hệ SDOF có khối lượng cố định, hệ có chu kỳ nhỏ đồng nghĩa với việc hệ có độ cứng lớn. Những hệ có độ cứng lớn sẽ có chuyển vị nhỏ và khối lượng của hệ sẽ di chuyển cùng với sự dịch chuyển của đất nền, do vậy gia tốc giả đỉnh A sẽ có giá trị gần bằng với gia tốc nền đỉnh \ddot{u}_{g0} (hình 13d). Gia tốc nền của dao động El Centro được thể hiện ở hình 13a; gia tốc tổng cộng $\ddot{u}'(t)$ của hệ với $T_n = 0,02s$ và $\zeta = 2\%$ được thể hiện ở hình 13b và gia tốc giả của hệ $A(t)$ được thể hiện ở hình 13c. Ta thấy rằng $\ddot{u}'(t)$ và $\ddot{u}_g(t)$ là những hàm gần như giống nhau. Hơn nữa, cho những hệ có chu kỳ ngắn $\ddot{u}'(t) \equiv -A(t)$ và giá trị gia tốc đỉnh $\ddot{u}'_0(t)$ của khối lượng là gần như trùng với giá trị gia tốc giả đỉnh A. Đối với các hệ có chu kỳ dao động tự do lớn, $T_n > T_f = 15s$, giá trị D cho mọi hệ số cản ζ là gần bằng với u_{g0} và giá trị A rất nhỏ; vì vậy, các lực trong kết cấu do động đất gây ra, tích số mA sẽ nhỏ. Khuynh hướng này có thể giải thích dựa vào các nguyên nhân vật lý như sau. Đối với một khối lượng cố định, một hệ SDOF có chu kỳ lớn là rất dẻo. Khối lượng này có thể xem là không

dịch chuyển trong khi đất nền ở phía dưới dịch chuyển (hình 14c). Vì vậy $\ddot{u}'(t) \equiv 0$, có nghĩa là $A(t) \equiv 0$ và $u(t) \equiv u_g(t)$, có nghĩa là $D \equiv u_{g0}$.



Hình 13. (a) Gia tốc nền El Centro; (b) Gia tốc tổng của hệ với $T_n = 0,02s$, $\zeta = 2\%$; (c) Gia tốc giả của hệ; (d) Hệ cứng [3]



Hình 14. (a) Chuyển vị nền của dao động El Centro; (b) Phản ứng biến dạng của hệ SDOF với $T_n = 30s$; $\zeta = 2\%$; (c) Hệ rất dẻo [3]

Điều này có thể được khẳng định một cách rõ ràng hơn ở hình 14, trong đó, phản ứng chuyển vị $u(t)$ của một hệ với $T_n = 3s$ và $\zeta = 2\%$ dưới tác dụng của dao động nền El Centro được so sánh với giá trị dao động nền thực tế của trận động đất này $u_g(t)$. Có thể thấy rằng các giá trị đỉnh cho u_0 và u_{g0} là gần nhau và sự thay đổi theo thời gian của $u(t)$ là tương tự với $-u_g(t)$. Cho những hệ có chu kỳ ngắn, với giá trị T_n nằm giữa $T_a = 0,035s$ và $T_c = 0,5s$, giá trị A lớn hơn \ddot{u}_{g0} với biên độ phụ thuộc vào T_n và ζ . Trên một phần của dải chu kỳ này, $T_b = 0,125s$ tới $T_c = 0,5s$, A có thể được xem lý tưởng là không đổi tại một giá trị bằng với \ddot{u}_{g0} nhân với một hệ số phụ thuộc vào ζ . Đối với những hệ có chu kỳ dài, với T_n nằm giữa $T_d = 3s$ và $T_f = 15s$, D thường vượt quá u_{g0} với biên độ phụ thuộc vào T_n và ζ . Trên một phần của dải chu kỳ này, $T_d = 3s$ tới $T_f = 15s$, D có thể được xem lý tưởng là không đổi tại một giá trị bằng với u_{g0} nhân với một hệ số phụ thuộc vào ζ . Đối với những hệ có chu kỳ trung bình, với giá trị T_n nằm giữa $T_c = 0,5s$ và $T_d = 3s$, giá trị V lớn hơn \dot{u}_{g0} với biên độ phụ thuộc vào T_n và ζ . Trên một phần của dải chu kỳ này, $T_c = 0,5s$ tới $T_d = 3s$, V có thể được xem lý tưởng là không đổi tại một giá trị bằng với \dot{u}_{g0} nhân với một hệ số phụ thuộc vào ζ . Dựa vào các quan sát trên, sẽ hợp lý và thuận tiện nếu phổ phản ứng được chia thành ba vùng chu kỳ như trên hình 12. Vùng chu kỳ dài ở phía bên phải của điểm d, $T_n > T_d$, được gọi là vùng có độ nhạy với chuyển vị vì phản ứng của kết cấu chủ yếu liên quan trực tiếp tới dịch chuyển của nền. Vùng có chu kỳ ngắn ở phía bên trái của điểm c, $T_n < T_c$, được gọi là vùng có độ nhạy với gia tốc vì phản ứng của kết cấu chủ yếu liên quan trực tiếp tới gia tốc của nền. Vùng có chu kỳ trung bình giữa điểm c và d, $T_c < T_n < T_d$, được gọi là vùng có độ nhạy với vận tốc vì phản ứng của kết cấu chủ yếu liên quan nhiều tới vận tốc của nền hơn là liên quan tới các tham số dao động nền. Đối với một dao động nền cụ thể, các giá trị chu kỳ T_a , T_b , T_c và T_f ở trên phổ lý tưởng (đường nét đứt trên các hình 12) là độc lập với các giá trị hệ số

độ cản. Tuy nhiên, T_c và T_d lại phụ thuộc vào trị số này. Như vậy, việc lý tưởng hóa phổ phản ứng bởi một dãy các đường thẳng a-b-c-d-e-f trong toạ độ logarit bốn chiều như các hình vẽ trên hiển nhiên không thể chính xác. Đối với một dao động nền, các giá trị chu kỳ liên quan tới các điểm a, b, c, d, e và f và các hệ số biên độ cho các đoạn b-c, c-d và d-e nhiều khi mang tính phỏng đoán. Tuy nhiên, các kỹ thuật xấp xỉ cho phép chúng ta thay thế một phổ thật bằng một phổ lý tưởng cho một hình dạng đã được lựa chọn. Trong bất kỳ một trường hợp nào, các phổ lý tưởng trong hình 12 không thể sát với phổ thực tế. Điều này có thể chưa rõ ràng, tuy nhiên nó sẽ rõ ràng hơn nếu chúng ta để ý rằng các tung độ trong phổ trên là ở dạng logarit. Hơn nữa ta sẽ nhận thấy rằng lợi ích lớn nhất của phổ lý tưởng là để xây dựng một phổ thiết kế có thể đại diện cho nhiều dao động nền. Các giá trị chu kỳ, liên quan tới các điểm T_a , T_b , T_c , T_d , T_e , T_f và các hệ số biên độ cho các đoạn b-c, c-d và d-e không phải là duy nhất với ý nghĩa rằng chúng thay đổi từ một dao động nền này sang dao động nền khác. Một số sự thay đổi trong các tham số này phản ánh sự khác biệt về xác suất vốn có mà tồn tại trong các dao động nền thậm chí chúng được ghi lại dưới các điều kiện như nhau: độ lớn của động đất, khoảng cách từ vùng tới nguồn phát sinh động đất, các điều kiện địa chất cục bộ. Nếu điều kiện ghi lại các dao động nền này khác nhau thì sự khác biệt này còn lớn hơn rất nhiều. Tuy nhiên, nhiều nhà nghiên cứu đã kết luận rằng, khuynh hướng phản ứng mà được phân biệt trước từ ba vùng trong một phổ phản ứng thường là hợp lý cho các vùng phổ tương ứng của các dao động nền khác nhau [2, 3].

6. Kết luận

Trong bài báo này phổ phản ứng đàn hồi được giới thiệu. Quá trình xây dựng phổ dựa trên việc giải phương trình dao động của các hệ SDOF chịu tải trọng động đất là các gia tốc nền theo thời gian. Công cụ để giải phương trình vi phân dao động là phương pháp số Newmark. Phổ phản ứng đàn hồi là phổ răng cưa thể hiện các giá trị phản ứng đỉnh của mọi kết cấu dưới tác dụng của một dao động nền. Phổ phản ứng đàn hồi là công cụ chính giúp xây dựng phổ thiết kế đàn hồi trong các tiêu chuẩn kháng chấn, sẽ được trình bày trong các bài báo tiếp theo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCXDVN 375:2006. Thiết kế kết cấu chịu động đất, *Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2006.*
2. PRIESTLEY, M. J. N., CALVI, G.M., KOWALSKY, M. J., "Displacement-Based Seismic Design of Structures", *IUSS PRESS, Pavia, Italy, 2007.*
3. ANIL. K. Chopra, Dynamics of structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering – *University of California – Berkeley – 1995.*
4. EN 1998-1:2004. (Eurocode 8) Design of structures for earthquake resistance., *2004.*
5. RAY. W. Clough and Joseph Penzien – Dynamics of structures - *University of California – Berkeley – 1995.*
6. NGUYỄN LÊ NINH: Động đất và thiết kế công trình chịu động đất, *Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2007.*