

VỀ BẢN DỊCH ĐỘNG LỰC HỌC KẾT CẤU

Bản dịch này là kết quả đầu tiên của người dịch trong quá trình nghiên cứu về động lực học kết cấu và tính toán công trình chịu tải trọng động đất. Do trình độ bản thân hạn chế và các thuật ngữ về thiết kế động đất chưa được phổ biến, bản dịch được thực hiện theo cách thức dịch từng chữ sang chữ nhằm cố gắng hiểu biết và nắm bắt được vấn đề chính trong thiết kế chống động đất. Do đó, bản thân bài dịch không tránh khỏi sự rườm rà rắc rối trong cách diễn đạt. Tác giả mong rằng khi trình độ bản thân được nâng lên, tác giả sẽ dịch lại cho bản dịch sao cho thuật ngữ sử dụng được rõ ràng và thống nhất hơn.

Bản gốc là bản báo cáo của HIỆP HỘI QUỐC GIA VỀ KỸ THUẬT CHỐNG ĐỘNG ĐẤT CỦA NEW ZEALAND. Bản báo cáo hầu như tóm tắt toàn bộ các khái niệm chính và phương pháp chính dùng trong thiết kế chống động đất hiện nay. Do đó nó rất phù hợp cho bất kỳ ai bắt đầu nghiên cứu về thiết kế chống động đất cũng như cho các kỹ sư muốn tìm hiểu về thiết kế động đất.

Người dịch xin chân thành cảm ơn ông DUNCAN H.F., thành viên của Hiệp hội kỹ sư NEW ZEALAND, thành viên của Hiệp Hội kỹ thuật quốc gia về kỹ thuật động đất NEW ZEALAND, người từng đoạt giải thưởng về thiết kế chống động đất của NEW ZEALAND, đã cung cấp cho người dịch bản báo cáo này.

Người dịch xin chân thành cảm ơn đến bất kỳ ai quan tâm đến bản dịch này.

KS. LÊ HOAN CƯỜNG

PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC KẾT CẤU

Athol J. Carr

Tóm tắt

Báo cáo này là kết quả thảo luận của nhóm nghiên cứu phân tích động lực được phát hành bởi Hiệp hội quốc gia về kỹ thuật động đất New Zealand, và những tóm tắt của họ đã cung cấp các chỉ dẫn cho các kỹ sư thiết kế trong ứng dụng phương pháp phân tích động lực, mà chúng đang trở nên phổ biến rộng rãi trong việc thiết kế kết cấu với các yêu cầu chính xác hơn theo tiêu chuẩn tải trọng động đất NZS 4203:1992. Bản báo cáo trước hết sẽ nói về khái niệm phân tích động lực cho hệ thống khối lượng đơn (single mass system), tiếp theo sẽ mở rộng đến phương pháp phân tích mô hình (modal analysis method) cho hệ đa khối lượng (multi-mass system). Báo cáo cũng kể đến một vài khía cạnh đáng quan tâm trong việc trình bày phân tích động lực kết cấu và trong mô hình hoá kết cấu.

TẠI SAO PHẢI TÍNH ĐỘNG LỰC KẾT CẤU ?

Xem xét kết cấu dầm hẫng 1 bậc tự do đơn giản như hình vẽ 1, trong đó khối lượng M được đặt tại đỉnh cột không trọng lượng có chiều dài L và độ cứng ngang K . Nếu giả thiết cột dạng lạng trụ với độ cứng chống uốn ngang EI , trong đó E là modun Young và I là momen thứ cấp (*second moment*) của mặt cắt ngang, thì độ cứng ngang $K = 3EI / L$. Nếu 1 lực ngang tác dụng tại đỉnh của cột, khi đó chuyển vị ngang x tại đỉnh cột sẽ được xác định bằng cách giải phương trình

$$K \cdot x = P$$

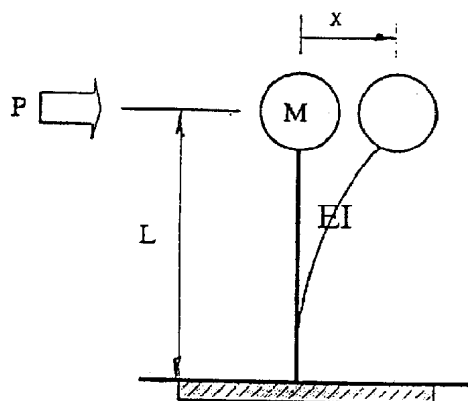


Figure 1. Single Degree Of Freedom Model of a Structure.

¹ Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch (Fellow)

Trong phần lớn các phân tích kết cấu được thực hiện bởi các kỹ sư, các lực được xử lý như lực tĩnh và ngay cả vị trí lực tác dụng thực sự cũng không cố định theo thời gian, chúng được xem xét thay đổi đủ chậm để ảnh hưởng động lực không quan trọng. Nếu lực P tác động lên kết cấu thay đổi với mức độ đáng kể mà lực quán tính và lực giảm chấn (*damping force*) có ảnh hưởng đáng kể trong phương trình cân bằng thì việc phân tích động học kết cấu là đòi hỏi bắt buộc.

Trong phân tích động lực vị trí lực $P(t)$ thay đổi theo thời gian, các ẩn số là chuyển vị, vận tốc và gia tốc của khối lượng nhưng chỉ có một phương trình cân bằng đơn, cho dù là một phương trình vi phân cấp 2 thông thường.

$$Mx'' + Cx' + Kx = P(t)$$

Trong đó dấu ' thể hiện vi phân theo thời gian.

Trong trường hợp do kích thích động đất, ngoại lực tác dụng trong trường hợp này là hằng số nhưng đất nền mà kết cấu đặt lên trên chuyển động. Nếu móng của kết cấu có

thể xem như chuyển động của một khối cứng với nền đất, chuyển vị x khi xem xét kế tiếp có thể xác định được. Lực quán tính tác dụng lên kết cấu tỉ lệ với toàn bộ gia tốc, tức là tổng của gia tốc của kết cấu với gia tốc của đất nền. Lực đàn hồi trong kết cấu tỉ lệ với biến dạng trong kết cấu, tức là sự chuyển vị của khối lượng kết cấu liên quan đến móng. Nói chung giả thiết rằng lực giảm chấn cũng tỉ lệ với vận tốc tương đối của kết cấu, tức là vận tốc của khối lượng kết cấu liên quan đến móng. Điều này được nhấn mạnh trong phương trình sau đây :

$$M(\ddot{x} + \ddot{x}_g) + C\dot{x} + Kx = P(t)$$

Phương trình được sắp xếp lại như sau :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = P(t) - M\ddot{x}_g$$

Trong trường hợp ngoại lực tác dụng là hằng số và hiện diện lực tĩnh P_0 thì số hạng thứ hai trong vế phải phương trình được xem như lực động đất tương đương. Lực này tỉ lệ với khối lượng kết cấu và gia tốc đất nền. Nếu gia tốc lớn nhất của nền biết được thì lực ngang tương đương lớn nhất có thể tính được và như vậy chuyển vị lớn nhất của kết cấu có thể tìm ra.

Nếu kết cấu được phép dao động tự do mà không có lực ngoài tác dụng và không tắt dần trong trường hợp dao động điều hoà giản đơn thì chuyển vị có dạng hàm sin với biến theo thời gian như sau :

$$X(t) = A\sin\omega t + B\cos\omega t$$

Trong đó A là biên độ dao động và ω là tần số góc cơ bản (*natural circular frequency*) của xung động tự do (đơn vị rad/s). Thay thế nghiệm trên vào phương trình của trường chuyển động không tắt dần (*undamped motion yields*)

$$-\omega^2 Mx + Kx = 0$$

vì thế

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Và

$$f = \omega / 2\pi ; \quad T = 1 / f$$

với f là tần số tự nhiên (Hertz), và T là chu kỳ tự nhiên (s) của dao động tự do (*free vibration*).

Trong phương trình dao động tự do trên, ảnh hưởng của sự tắt dần (*damping*) được bỏ qua. Nói chung, đại lượng sự tắt dần tương đương quan sát được trong các kết cấu xây dựng xuất hiện thường rất nhỏ khi mà tỉ số của sự tắt dần nguy hiểm nhất (*critical damping*) nhỏ hơn khoảng 5%. Điều này có nghĩa là sự khác biệt giữa tần số dao động tự nhiên không tắt dần ω và tần số dao động tự nhiên tắt dần ω_D là không đáng kể. Nếu kết cấu có sự tắt dần và nếu hệ số tắt dần C được định nghĩa

$$C = 2\lambda\omega M$$

Trong đó, λ là tỉ lệ sự tắt dần nguy hiểm nhất,

sự vận động lại trong dao động điều hoà tắt dần là :

$$x(t) = e^{-\lambda\omega t} \{ A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t \}$$

Trong đó, tần số góc tự nhiên dao động tắt dần ω_D được xác định

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \lambda^2}$$

Nếu kết cấu là đàn hồi tuyến tính, nguyên lý cộng tác dụng (*the principle of superposition* = nguyên lý chồng chất) là phù hợp và giải pháp để xác định khả năng đáp ứng của kết cấu dưới tác dụng tổ hợp tải trọng có thể xác định bằng cách kết hợp các kết quả tính các tải trọng riêng biệt. Do vậy, giải pháp tĩnh lực có thể cộng thêm vào lực kích thích động đất. Báo cáo này chỉ xem xét đáp ứng (*response*) kích thích động đất.

Nếu lịch sử (*history*) gia tốc nền đất được biết, khi đó phương trình chuyển động có thể viết lại như sau :

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = -M \ddot{x}_g(t)$$

Thay thế C và K rồi chia 2 vế cho M

$$\ddot{x} + 2\lambda \omega \dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{x}_g(t)$$

Nghiệm phương trình trên được thể hiện như sau (Clough, 1992)

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\lambda \omega (t-\tau)} \sin \omega_D (t-\tau) d\tau$$

Nghiệm phương trình trên thường được giải bằng tích phân số, chẳng hạn như phương pháp của Newmark (Clough, 1992)

Một cách thay thế khác để tìm nghiệm đối với kết cấu lệ thuộc động đất là sử dụng phương pháp phổ đáp ứng (*response spectrum method*), trong đó cho trước chu kỳ dao động tự nhiên của dao động tự do và tỉ số của sự tắt dần nghiệm trọng nhất của kết cấu; chuyển vị lớn nhất và gia tốc lớn nhất của kết cấu có thể xác định được.

Hầu hết các kỹ sư đều quen thuộc với phương pháp phổ đáp ứng khi thực hiện phân tích động lực kết cấu khi thiết kế. Các phương pháp phổ đáp ứng này giảm thiểu tính toán đáp ứng động lực đối với phương pháp quan sát đáp ứng chuyển vị và gia tốc lớn nhất của kết cấu với động đất đã biết mà phổ của chúng đã xác định và chỉ định rõ.

CÁC PHỔ ĐÁP ỨNG

Các phổ đáp ứng xuất phát từ đáp ứng của hệ thống 1 bậc tự do bị lệ thuộc vào kích thích gia tốc nền do động đất. Trị số tuyệt đối chuyển vị lớn nhất của khối lượng tính bởi

$$x_{\max} = S_d = \frac{1}{\omega} S_v = \frac{1}{\omega^2} S_a$$

trong đó,

S_d : chuyển vị thuộc phổ

S_v : vận tốc thuộc phổ giả (*Pseudo*)

S_a : gia tốc thuộc phổ giả (*Pseudo*)

Vận tốc thuộc phổ giả là giá trị lớn nhất của số hạng tích phân bên trên mà nó là tích phân của gia tốc theo biến thời gian, do vậy nó có đơn vị là vận tốc. Đó không phải là vận tốc lớn nhất của khối lượng, vận tốc thuộc phổ nhưng có liên quan đến nó. Gia tốc thuộc phổ giả thường khác với gia tốc thuộc phổ, nó là gia tốc tổng lớn nhất (*maximum total acceleration*) của kết cấu, vào khoảng 1% hay 2%. Chu kỳ sử dụng tính toán đáp ứng mô

hình động (*modal response*) của kết cấu dao động tự do không tắt dần. Các phổ này thường được phát hành nhiều mức độ của sự tắt dần do nhớt (*viscous damping*), thông thường là 0%, 5%, 10% và 20% của sự tắt dao động do nhớt mức nghiêm trọng nhất. Phổ trong các tiêu chuẩn thiết kế New Zealand dựa trên 5% của sự tắt dần do nhớt mức nghiêm trọng nhất. Với mức độ thấp của sự tắt dần thường thấy ở kết cấu nhà cửa, chu kỳ dao động tự nhiên ít bị ảnh hưởng sự tắt dần do nhớt.

Giá trị lớn nhất của lực cắt cơ bản V có thể tính bởi

$$V_{\max} = K S_d = \omega^2 M S_d = \omega M S_v = M S_o$$

Chuyển vị lớn nhất của kết cấu với chu kỳ dao động tự nhiên đã cho và tỉ số giữa sự tắt dần nghiêm trọng nhất đối với đồ thị gia tốc nền (*ground accelerogram*) El Centro, được thể hiện trên hình 2, có thể đọc ra được phổ chuyển vị thể hiện trên hình 3

Gia tốc lớn nhất của vật khối của kết cấu lệ thuộc vào đồ thị gia tốc nền El Centro có thể được xác định từ phổ gia tốc đối với đồ thị gia tốc El Centro, được thể hiện trên hình 4

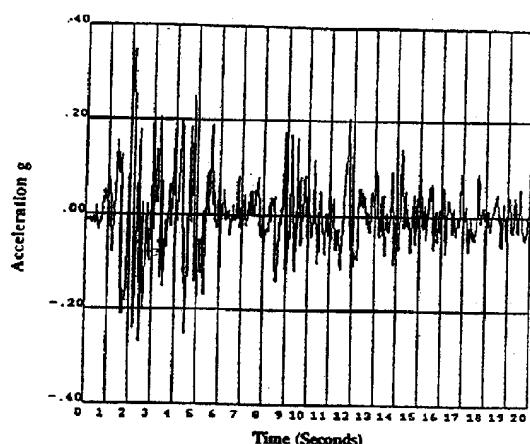


Figure 2. El Centro May 1940, North-South Accelerogram.

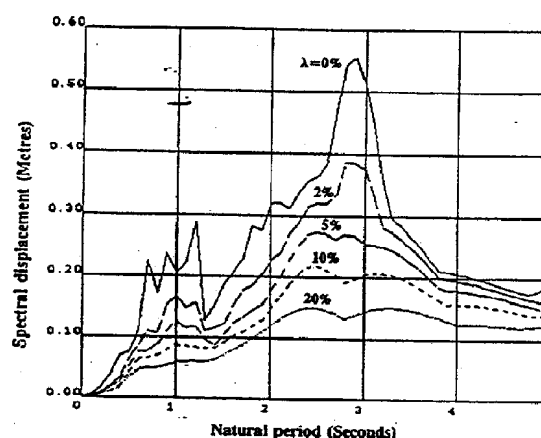


Figure 3. Displacement Response Spectrum.

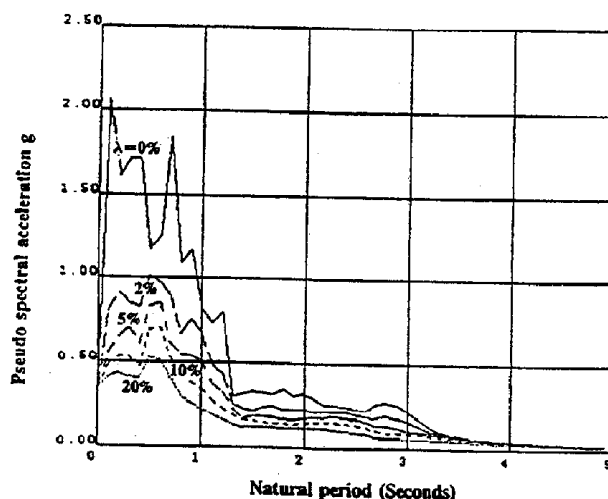


Figure 4. Pseudo Acceleration Response Spectrum.

Tiêu chuẩn chỉ định phổ đáp ứng là phổ đáp ứng trơn (*smoothed*) dựa trên một động đất với khả năng vượt quá cho phép trong suốt tuổi thọ thiết kế kết cấu được mong đợi. Khi

cấp độ rủi ro khác biệt đòi hỏi bảo đảm hơn, hoặc tuổi thọ mong đợi của kết cấu rất khác biệt với kết cấu thông thường, giá trị phổ có thể được điều chỉnh cho phù hợp.

Nhiều tiêu chuẩn nhà cửa đưa ra phổ gia tốc thiết kế với đơn vị được tính bằng tỉ lệ với gia tốc trọng trường để mà kỹ sư có thể sử dụng trọng lượng của kết cấu thay vì khối lượng kết cấu khi tính toán lực cắt cơ bản.

Tuy nhiên phương pháp phổ đáp ứng chỉ áp dụng cho kết cấu một bậc tự do. Đối với kết cấu nhiều bậc tự do mà được chuyển đổi về gần kết cấu thực, kết quả đòi hỏi giải pháp đồng thời cho chuyển vị của các bậc tự do của kết cấu theo tiến trình thời gian (*time-history*). Tiến trình thời gian có thể là đường bao chứa các giá trị chuyển vị của kết cấu và lực phản tử lớn nhất. Hiện nay, chuyển vị của kết cấu không thể mô tả như một hàm số một biến và kết cấu không có tần số dao động tự nhiên đơn (*single natural frequency*) của dao động tự do, vì thế, việc áp dụng đơn giản kỹ thuật phổ đáp ứng không thuận tiện lâu dài cho người thiết kế. Điều này có nghĩa là đối với những kết cấu trên, lập luận (*approach*) khác phải được áp dụng cho việc phân tích động lực của chúng. Ví dụ sau đây về toà nhà lệ thuộc vào chuyển vị nền đất ngang minh họa sự khác nhau về cách thức khi so sánh với hệ 1 bậc tự do.

KẾT CẤU NHIỀU HƠN 1 BẬC TỰ DO

Xem kết cấu được thể hiện trên hình 5, nền đất ban đầu được giả thiết dịch chuyển sang phải. Móng của kết cấu phải di chuyển cùng với nền đất nhưng phần trên của kết cấu chưa chuyển động theo kịp phần dưới. Phải mất thời gian cho lực cắt, gây ra bởi biến dạng của kết cấu, tạo gia tốc các khối lượng của các sàn bên trên. Tốc độ lan truyền của chuyển động sóng lên các tầng trên bị khống chế bởi độ cứng của các tầng và khối lượng của các tầng. Đúng lúc các tầng trên của kết cấu bắt đầu chuyển động theo phần móng của nó, nền đất có thể bắt đầu di chuyển theo hướng ngược lại. Kiểu mẫu biến dạng của kết cấu có thể có dạng phức tạp.

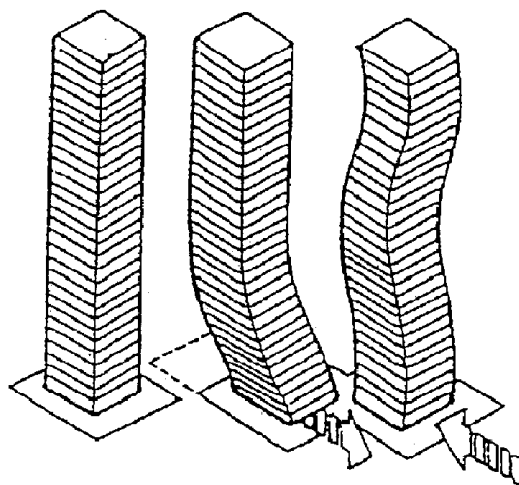


Figure 5. Structure subjected to ground displacement.

Lực quán tính tác dụng lên các sàn khác nhau của kết cấu tỉ lệ với khối lượng các sàn và gia tốc tổng của sàn và chúng tuân theo các định luật Newton. Các gia tốc là đạo hàm cấp 2 theo thời gian của chuyển vị và thể hiện sự thay đổi rất lớn theo thời gian hơn rất nhiều so với các chuyển vị của kết cấu đã thể hiện.

Số bậc tự do của kết cấu được xác định như số biến số đòi hỏi được xác định duy nhất lực quán tính hoặc chuyển vị. Đối với kết cấu bất kỳ có khối lượng phân bố, số bậc tự do là

không xác định. Tuy nhiên phương pháp tính bằng máy tính (*computational method*) giảm bớt số bậc tự do bằng cách hạn chế sự chuyển vị của các cấu kiện hoặc phần tử thuộc kết cấu trong mức độ giới hạn các chức năng. Ví dụ, đối với cấu kiện dầm hay cột trong việc phân tích nội lực khung thuận tiện, Chuyển vị ngang của dầm được giả thiết biến đổi bậc 3 dọc theo chiều dài để mà chuyển vị của chúng có thể xác định duy nhất bởi chuyển vị của liên kết hoặc nút, tại các điểm cuối cấu kiện. Trong phân tích động lực, số bậc tự do có thể giảm nhiều hơn nữa bằng cách gộp khối lượng của kết cấu vào một số các liên kết hay cao độ được chọn. Các bậc tự do không có khối lượng không còn là biến độc lập nữa mà phụ thuộc vào vào chuyển vị của các bậc tự do mà có khối lượng gắn kết với chúng.

Trong hầu hết các kết cấu nhà cửa có tấm sàn có độ cứng lớn trong mặt phẳng sàn, sự hiện diện của khối lượng có thể giảm theo hai phương quán tính ngang (*horizontal inertias*), khối lượng sàn tác dụng lên 2 hướng ngang trực giao, và quán tính quay của sàn đối với trục thẳng đứng, nói chung qua trọng tâm khối lượng sàn. Khái niệm cuối liên quan đến momen quán tính cực của khối lượng sàn quanh trục thẳng đứng.

Phương trình chuyển động có thể viết :

$$(M) \{ \ddot{x} \} + (C) \{ \dot{x} \} + (K) \{ x \} = (P) - (M) \{ r \} \ddot{x}_g$$

trong đó, (M) , (C) và (K) là ma trận khối lượng, ma trận giảm chấn và ma trận độ cứng, $\{x\}$ là véc tơ chuyển vị. Véc tơ $\{r\}$ là véc tơ ảnh hưởng đối với chuyển vị nền, trong đó mỗi số hạng là chuyển vị trong kết cấu liên hợp chuyển vị móng đơn vị theo hướng của kích thích động đất.

PHÂN TÍCH MÔ HÌNH ĐỘNG (MODAL ANALYSES)

Tần số tự nhiên của dao động tự do liên hợp với dao động hệ 1 bậc tự do đơn giản trong chuyển động điều hoà có sự tương đương của nó trong hệ nhiều bậc tự do. Tại mỗi tần số tự nhiên của dao động tự do kết cấu dao động theo chuyển động điều hoà đơn giản, mà hình dạng chuyển vị (*displaced shape*) hay còn gọi **mode shape** của kết cấu là không đổi nhưng biên độ của biến dạng theo hình sin với thời gian. Một hệ thống với N bậc tự do có N tần số dao động tự do tự nhiên và N dạng **mode shape** của dao động tự do $\{\phi\}$, mỗi một trong số chúng đều quan hệ với mỗi tần số dao động tự nhiên. Toàn bộ các dạng **mode shape** này tạo thành bộ véc tơ chuyển vị cơ sở, khi đó bất kỳ hình dạng chuyển vị nào của kết cấu cũng có thể hình thành từ tổ hợp của các dạng **mode shape** độc lập tuyến tính. Hầu hết các kỹ sư nói chung chỉ quan tâm đến các dạng **mode shape** này, tức là các dạng liên hợp với một ít tần số dao động tự nhiên thấp.

Khi giả thiết *chuyển động điều hoà đơn giản* thì chuyển vị trong **mode shape** có thể viết là :

$$\{x\}_i = A \{\phi\}_i \sin \omega_i t$$

trong đó A là hằng số không hoặc chưa xác định, và phương trình dao động tự do không tắt dần trở thành

$$-\omega^2 B^2 \{M\} \{\phi\}_i + \{K\} \{\phi\}_i = \{0\}$$

Mode shape hay các véc tơ, có tính chất rất quan trọng là chúng trực giao theo phương diện khối lượng và ma trận độ cứng của kết cấu. Điều này có nghĩa ta có một giả thiết là **mode shape** cũng trực giao đối chiếu với ma trận tắt dần của kết cấu, người ta có thể xem

(**Mode shape** = dạng dao động chính thứ i = dạng dao động riêng)

(**Damping matrix** = ma trận tắt dần = ma trận lực cản)

xét dao động kết cấu trong bất kỳ chế độ dao động tự do nào như là hệ dao động một bậc tự do với các tần số tự nhiên, chu kỳ riêng của dao động đó. Các cặp hệ thống N bậc dao động tự do xử sự như hệ thống N bậc dao động tự do, mỗi một trong chúng kết hợp với một chế độ riêng (*natural*) của dao động tự do. Hình dạng của mỗi chế độ dao động tự do là duy nhất nhưng biên độ dao động của dạng dao động riêng thì không xác định. Dạng dao động chính thường được chuẩn hóa như giá trị lớn nhất trong véc tơ là 1.0 như thể hiện trên đỉnh hình 6. Cách khác tổng diện tích các số hạng trong véc tơ bằng 1 hoặc như trong trường hợp của các phần mềm tính toán kỹ thuật phổ biến, sử dụng các véc tơ tiêu chuẩn sao cho khối lượng khái quát hoá (*generalize mass*) M^* bằng 1, tức là

$$M_i^* = \{ \phi_i \}^T (M) \{ \phi_i \}$$

Chú ý rằng trong trường hợp sau nói trên, trị số 1 có đơn vị của khối lượng.

Nếu dạng dao động riêng được giả thiết trực giao đối chiếu với ma trận tắt dần giống như ma trận khối lượng và ma trận độ cứng, thì sự tắt dần (*hay độ nhớt đàn hồi*) không có tác động lên dạng dao động riêng nhưng tần số dao động tự nhiên cho mỗi dạng sẽ là tần số tắt dần như đã thảo luận trong phần đầu cho hệ khối lượng đơn.

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \lambda_i^2}$$

trong đó, λ_i là phân số của sự tắt dần nghiêm trọng nhất trong dạng thứ i của dao động tự do

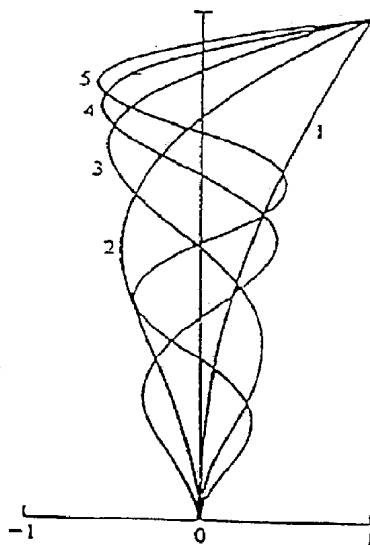


Figure 6. Mode shapes of free-vibration.

Nếu kết cấu đối xứng cả về độ cứng lẫn khối lượng theo cả 2 trục ngang trực giao của kết cấu, thì dạng dao động chính sẽ tách rời thành (*uncouple*) chuyển động trong 2 hướng trục ngang, và người ta có thể nói rằng, như giả thiết, các dạng dao động chính phương x và y cũng như là các dạng dao động xoắn (*torsion mode*). Tuy nhiên nếu tính đối xứng không hiện diện và sự lệch tâm của khối lượng và/hoặc độ cứng phải được xem xét, thì sự tách rời các hướng không như vậy. Điều này có nghĩa là bất kỳ sự chuyển đổi của kết cấu theo hướng một trục sẽ làm liên lụy đến chuyển dịch theo hướng vuông góc và xoay theo trục thẳng đứng. Trong thiết kế, ngay cả khi kết cấu có thể xuất hiện sự đối xứng cũng không thể bảo đảm bởi vật liệu và tính chất chảy. Đây chính là lý do mà các tiêu chuẩn yêu cầu người thiết kế phải có mức dự phòng cho sự xoắn đối với trục thẳng đứng trong thiết kế.

Việc tách rời các bậc tự do có nghĩa người ta có thể sử dụng phương pháp phổ đáp ứng để xác định đáp ứng của mỗi dạng dao động (*mode*) trong kết cấu cũng như trong

mỗi dạng xác định chuyển vị và gia tốc hoặc lực. Tuy nhiên khó khăn là phương pháp phổ đáp ứng bỏ qua nhiều thông tin liên quan đến khả năng động lực của kết cấu. Câu hỏi chưa có trả lời là : khi có cộng hưởng đỉnh (*peak response*) xảy ra, dấu gì (*sign*) sẽ được kết hợp với nó và dạng dao động nào với tần số dao động tự nhiên khác biệt đang hoạt động cùng lúc với sự cộng hưởng đỉnh đang xảy ra trong các dao động đang xét. Do vậy không thể tổ hợp các đáp ứng động (*modal responses*) này để xác định đáp ứng lớn nhất của hệ thống nhiều bậc tự do. Vấn đề này thường được giải quyết bằng cách dựa vào tổ hợp bình phương của các đáp ứng động. Phương pháp phổ biến nhất là phương pháp tổ hợp của căn bậc 2 của tổng các bình phương (*The Square Root of the Sum of the Squares – SRSS*) mà chúng đã được sử dụng trong các Tiêu chuẩn tải trọng New Zealand lúc ban đầu.

Các phương pháp mô hình động trên chỉ được áp dụng cho kết cấu đàn hồi tuyến tính chịu tác dụng sự đáp ứng biến dạng nhỏ trong đó các yêu cầu đối với nguyên lý cộng tác dụng là hợp lý. Nếu không thỏa các điều kiện trên, dạng và tần số tự nhiên của dao động tự do không có nghĩa bởi vì tần số và các dạng dao động chính phụ thuộc vào biên độ của biến dạng và dao động tự do cuối cùng (*resulting free vibration*) trong mỗi dạng thì không còn là dao động điều hoà giản đơn. Hơn nữa, nếu nguyên lý cộng tác dụng không còn hợp lệ thì tổ hợp các đáp ứng mô hình động để đạt đáp ứng toàn bộ kết cấu cũng không hợp lệ.

CÁC PHỔ ĐÁP ỨNG SỬ DỤNG PHÂN TÍCH MÔ HÌNH ĐỘNG (MODAL ANALYSES USING RESPONSE SPECTRA)

Đáp ứng của kết cấu ở mỗi dạng có thể viết :

$$\ddot{Y}_i + 2\lambda_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\frac{L_i^*}{M_i^*} \ddot{x}_g(t)$$

Trong đó, Y_i là biên độ của dạng dao động chính thứ i , và chuyển vị của kết cấu trong dạng thứ i theo biểu thức

$$\{x\}_i = \{\phi\}_i Y_i$$

và

$$L_i^* = \{\phi\}_i^T \{M\} \{r\}$$

Chứa chuyển vị lớn nhất của kết cấu trong dạng thứ i , quá trình tính tương tự như đối với hệ 1 bậc tự do.

$$\{x\}_{i \max} = \{\phi\}_i \frac{L_i^*}{M_i^*} S_d = \{\phi\}_i \frac{L_i^*}{M_i^*} \frac{1}{\omega_i^2} S_a$$

Mỗi khi chuyển vị được xác định cho dạng thứ i , thì do sự sai lệch giữa các tầng, lực và momen cấu kiện có thể tính được cho dạng thứ i .

Chúng minh được lực cắt cơ bản lớn nhất đối với dạng thứ i tính theo công thức

$$V_{i \max} = \frac{(L_i^*)^2}{M_i^*} S_a$$

Và nếu lực quán tính tương đương $\{f\}$ kết hợp với một bậc tự do như yêu cầu, thì chúng tính bởi

$$\{f\}_{i \max} = \frac{\{M\} \{f\}_i}{L_i^*} V_{i \max}$$

Các lực này có thể áp dụng vào kết cấu và tác động của chúng được đánh giá với sự phân tích tĩnh tương đương. Điều này không cần thiết với các chương trình hiện đại nhất, như lực phần tử trong kết cấu có ngay khi có các chuyển vị tính toán.

Hệ số tham gia khối lượng

(*Mass Participation Factors*)

Tích hợp của gia tốc nền đất, L^* / M^* trong phương trình chuyển động đối với dạng thứ i , là hệ số thành phần (*participation Factor*) đối với dạng thứ i của kết cấu. Đó là một hàm của dạng dao động riêng (*mode shape*), sự phân bố khối lượng của kết cấu và hướng của kích thích động đất. Nếu thành phần dao động của dạng dao động riêng trực giao với hướng của kích thích nền, hệ số thành phần của dạng đó bằng 0. Các hệ số thành phần âm cũng được xem xét. Nói chung chấn độ (***magnitude = cường độ động đất = chấn độ***) của các hệ số thành phần suy giảm khi tăng số dạng và tại một số điểm có thể được xem xét các dạng (*mode*) cao hơn còn lại mà không ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị.

Hệ số thành phần (*participation factor*) cho thấy sự đóng góp rất lớn của dạng đã cho với đáp ứng của kết cấu khi lệ thuộc đến hướng chỉ định của gia tốc nền. Điểm quan trọng cần chú ý liên quan đến hệ số thành phần là các trị số tính toán phụ thuộc vào các phương pháp thông thường hóa (*normalization method*) thường được sử dụng trong tính toán các dạng dao động riêng của dao động tự do. Như vậy, hệ số thành phần được tính từ một chương trình tính toán không nên so sánh với hệ số từ một chương trình tính toán khác trừ khi cả hai phần mềm đều sử dụng chung một phương pháp tiêu chuẩn hoá các dạng dao động. Phương pháp thông thường hóa này không ảnh hưởng đến kết quả tính chuyển vị hoặc tác động phần tử như biên độ mô hình động Y_i (*modal amplitude*) phải được nhân lên bởi dạng dao động riêng và bất kỳ hiệu quả của sự thông thường hóa đều bị huỷ bỏ. Đó chỉ là biên độ mô hình động Y_i bị ảnh hưởng bởi sự lựa chọn phương pháp thông thường hoá.

Số dạng dao động riêng được dùng

Số dạng cần thiết phụ thuộc vào kết cấu, hướng của lực kích thích động đất và bậc kết hợp (*degree of coupling*) giữa dạng dịch chuyển và dạng xoắn. Mô hình thích hợp nên được dùng là bảo đảm hầu hết các khối lượng của kết cấu phân bố tại lực kích thích theo các hướng của kích thích. Một phép đo có thể được sử dụng để khảo sát các hệ số thành phần của mỗi dạng. Việc này cho thấy dạng nào góp phần vào hướng kích thích riêng, dạng nào trực giao với kích thích và với số dạng nào sự đóng góp từ các dạng cao hơn thì trở nên không đáng kể.

Một phương pháp rất quan trọng sử dụng khối lượng ảnh hưởng của mỗi dạng $(L^*)^2 / M^*$ được tìm thấy trong biểu thức cho lực cắt cơ bản lớn nhất trong mỗi dạng (*maximum base shear*). Tổng cộng các khối lượng ảnh hưởng cho tất cả các dạng phải cân bằng với toàn bộ khối lượng của kết cấu. Khối lượng ảnh hưởng kết hợp với một dạng thường giảm rất nhanh khi số dạng i tăng lên. Số dạng sử dụng trong phân tích nên đủ lớn để mà các dạng đã dùng tương ứng 90% khối lượng của toàn bộ kết cấu.

TỔ HỢP CÁC CỰC TRỊ MÔ HÌNH ĐỘNG

(Combination of modal maxima)

Việc sử dụng kỹ thuật phổ đáp ứng đối với kết cấu nhiều bậc tự do rất phức tạp bởi sự khó khăn của tổ hợp các đáp ứng mô hình động (*modal responses*). Các tổ hợp đạt được thông thường bằng các phương pháp thống kê (*statistical method*). Phép tính toán phổ đáp ứng làm mất hầu hết các thông tin về dấu hoặc khi chuyển vị lớn nhất xảy ra. Do vậy tổ hợp thích đáng cho các dạng là không thể. Trong mỗi dạng các bộ phận kết cấu thường cân bằng và mọi tác động trong kết cấu luôn có sự phù hợp về dấu. Do vậy, sự phân phối hoặc dấu các dạng khác nhau có cùng thời điểm vẫn là ẩn số.

Gọi R_i là số lượng mô hình động (*modal quantity*) (lực cắt cơ sở, chuyển vị nút, lực nút, ứng suất phần tử ...). Giá trị R_i được tìm cho tất cả dạng (hoặc càng nhiều càng có ý nghĩa). Hầu hết các tiêu chuẩn thiết kế đều yêu cầu người thiết kế sử dụng một số lượng các dạng đủ cần thiết sao cho các sai sót kết hợp cùng với các dạng bỏ qua chỉ là tỉ lệ phần trăm nhỏ của đáp ứng tổng. Tiêu chuẩn NZS 4203 yêu cầu tối thiểu 3 dạng trong mỗi hướng được xem xét.

$R_{\max} = \sum_{i=1}^N R_{i \max}$ là chính xác chỉ khi các giá trị lớn nhất xảy ra tại cùng thời điểm cho sẵn và tất cả có cùng dấu.

Tổng quát,

$R_{\max} \leq \sum_{i=1}^N R_{i \max}$ và trong hầu hết các trường hợp giữ không cân bằng
Có nhiều phương pháp tổ hợp theo thống kê được chấp thuận.

a) **Đáp ứng hữu dụng tối đa (maximum possible response)** Tổng trị tuyệt đối (*sum of absolutes*). Điều này rất bảo thủ và rất hiếm khi sử dụng ngoại trừ một số tiêu chuẩn đặt giả thiết cho hai hoặc ba dạng dao động đối với kết cấu có chu kỳ ngắn.

$$R_{\max} = \sum_{i=1}^N |R_{i \max}|$$

b) **Đáp ứng tương tự tối đa (maximum likely response)** : Căn bậc 2 của tổng các bình phương, **SRSS** (hoặc nghiệm căn hai của tổng bình). Đây là phương pháp sử dụng phổ biến nhất. Nó không phải là căn quân phương (*root mean square*).

$$R_{\max} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N R_{i \max}^2 \right)}$$

Phương pháp căn tổng các bình phương (*root sum square*) được sử dụng lúc đầu khi phân tích kết cấu 2D là qui tắc tiêu chuẩn. Trong kết cấu 2D, khi không có 2 tần số ngang gần nhau (*lateral frequencies*) thì không có khả năng có sự tương quan giữa các đáp ứng mô hình động. Phương pháp căn tổng các bình phương hàm ý không có sự tương quan giữa các đáp ứng của các dạng khác nhau, giá trị lớn nhất của mỗi dạng độc lập với các trị lớn nhất của các dạng khác. Trong các khung chống lại momen phân bố chịu biến dạng lắc lư dạng lực cắt (*shear-type sway deformation*), tần số tự nhiên của dao động tự do tăng phồng chùng theo tỉ số 1 : 3 : 5 : 7 : 9 ... trong khi tỉ số tương đối của các tần số của các dạng cao hơn có khuynh hướng tiến đến 1 thì sự đóng góp của các dạng này giảm dần rất nhanh bởi vì các hệ số thành phần (*participation factor*) trở nên rất nhỏ với việc gia tăng số dạng.

Trong kết cấu 3D, các dạng khác nhau theo các hướng khác nhau có thể có tần số dao động như nhau. Nếu 1 trong số đó bị kích thích mạnh mẽ bởi lực động đất ngay tại thời điểm đã cho, thì các dạng khác có tần số tương tự, cũng có thể có cùng kích thích mạnh như vậy tại thời điểm đã cho. Trong các trường hợp như vậy, tổ hợp căn tổng các bình phương được chứng minh để cho ước tính không bảo toàn của có thể xảy ra lớn nhất.

Cùng với sự tiến triển của nhận thức như sự phân tích kết cấu 3D là rất quan trọng trong đáp ứng của kết cấu thực đối với kích thích động đất và sự quan tâm nhiều hơn đến khả năng chịu xoắn, nhiều tiến bộ (*improvement*) trong phương pháp tổ hợp mô hình động đã được tìm ra. Đối với các kết cấu có chu kỳ ngắn, các tần số tự nhiên thấp và do vậy theo một ý nghĩa tuyệt đối thì chúng gần nhau, Vài dạng thường được tổ hợp bằng cách lấy đáp ứng tối đa như là tổng của các trị tuyệt đối của các đáp ứng mô hình động. Trong các kết cấu như vậy, có khối lượng của chính kết cấu (*inherently mass*), bản chất bảo toàn quá mức (*excessive conservative nature*) của các tổ hợp không được xem như là vấn đề. Năm 1972, bản kiến nghị Los Angeles (Los Angeles, 1972) đã đề nghị thừa nhận một điều tệ nhất trong phương pháp **SRSS** là dùng tối thiểu 3 dạng hoặc tổng trị tuyệt đối của 2 dạng bất kỳ được dùng cho thiết kế. Trong kết cấu 3D, điều có thể đúng là tần số tự nhiên của 1 dạng trong 1 hướng tịnh tiến sẽ tương tự với tần số tự nhiên của 1 dạng trong hướng tịnh tiến vuông góc hoặc tương tự với tần số tự nhiên của dạng xoắn.

Cá phương pháp tổ hợp mô hình động khác đã được đề nghị nói chung liên quan đến tổ hợp tĩnh của các đáp ứng dạng dao động tự nhiên khi kết cấu lệ thuộc vào kích thích độ ồn trắng (*white noise excitation*). (*white noise = độ ồn trắng = tiếng ồn có phổ phẳng ngoài dải tần tác dụng ; công suất trên đơn vị tần số mà nó không phụ thuộc và tần số - theo tự điển*). Chứng tỏ rằng các phương pháp trên cho các tổ hợp hợp lý khi chịu tác dụng kích thích động đất. Tương tự, phương pháp được đề nghị bởi HUMAR được pháp triển sớm nhất cho đáp ứng xoắn của kết cấu lệ thuộc vào kích thích ngang của nền.

Tất cả các phương pháp phân tích mô hình động thường được biểu diễn theo công thức

$$R_{\max} = \sqrt{(\sum_i \sum_j R_{i \max} \rho_{ij} R_{j \max})}$$

Trong đó ρ_{ij} là hệ số tương quan thay đổi theo từng phương pháp tổ hợp.

CQC (Wilson et al, 1981) (Tổ hợp toàn phương hoàn chỉnh – *Complete quadratic combinations*)

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\lambda_i \lambda_j \omega_i \omega_j} (\lambda_i \omega_i + \lambda_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\lambda_i \lambda_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\lambda_i^2 + \lambda_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2}$$

Trong đó λ_i và λ_j là tỉ số của sự tắt dần quan trọng nhất (*critical damping*) trong dạng thứ i và thứ j ; ω_i và ω_j là tần số góc tự nhiên của các dạng này. Phần thảo luận nhiều hơn về phương pháp này có thể tìm trong nguyên bản của CLOUGH và PENZIEN (Clough 1993).

DSC (Rosenblueth và Elorduy, 1969) (Tổ hợp tổng kép – *Double Sum Combination*)

$$\rho_{ij} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{(\omega'_i - \omega'_j)}{(\lambda'_i \omega_j + \lambda'_j \omega_i)} \right)^2 \right]}$$

trong đó $\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - (\lambda'_i)^2}$

$$\lambda'_i = \lambda_i + \frac{2}{S\omega_i}$$

S là khoảng thời gian của phân đoạn *độ ồn trắng* của biểu ghi động đất. Ví dụ theo các biểu ghi thực tế, khoảng thời gian của phân đoạn chuyển động mạnh đặc trưng bởi các gia tốc cực kỳ bất qui tắc của cường độ hỗn loạn tương đương (*roughly equal intensity*) nên được chọn.

HUMAR (Humar, 1984).Ở đây, p như tổ hợp **DSC** với S = vô tận, tức là $\lambda'_i = \lambda_i$ và $\lambda_i = \lambda_j = \lambda$ (giả thiết thông dụng) thì

$$\rho_{ij} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\sqrt{1-\lambda^2}}{\lambda} \left(\frac{\omega_i - \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \right) \right)^2 \right]}$$

Và nếu λ nhỏ hơn 1.0 thì

$$\rho_{ij} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{1}{\lambda} \left(\frac{\omega_i - \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \right) \right)^2 \right]}$$

Đó là đề nghị vào khoảng giữa thập niên 1980 của bản hiệu chỉnh NZS 4203

GRUTA và CORDERO (Gupta, 1990). Kiến nghị hiệu chỉnh đối với công thức **DSC**, trong đó ρ_{ij} cho bởi

$$\rho_{ij} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\sqrt{1 - \lambda^2}(\omega_i - \omega_j)}{(\lambda \omega_i + \lambda \omega_j + c_{ij})} \right)^2 \right]}$$

Trong đó,

$$c_{ij} = (0.6 - 0.5 \lambda) (1.4 - |\omega_i^2 - \omega_j^2|) \geq 0.0$$

Phương pháp này tạo giá trị của hệ số tương quan lớn hơn khi hai tần số rất gần nhau nhưng giảm đi theo tiêu chuẩn CQC hoặc tiêu chuẩn HUMAR khi sự khác biệt tần số tăng. GUPTA cũng đề nghị sự hiệu chỉnh cho tất cả các công thức tổ hợp khi sự tắt dần khác nhau trong các dạng khác nhau. Sự tác động này nhằm giảm hệ số tương quan nhưng trong hầu hết các mô hình theo qui phạm, tất cả các dạng có cùng tỉ số tắt dần nhất nghiêm trọng nhất (*critical viscous damping*). Cách thức của GUPTA không được thể hiện trên bảng 1 do hệ số c_{ij} không chỉ phụ thuộc vào tỉ số tần số mà còn có phần không đổi độc lập với tất cả các tần số.

Trong tất cả các phương pháp tổ hợp mô hình động nói trên, ρ_{ij} hướng đến 0 khi ω_i trở nên rất khác với ω_j , tức là : $0 \leq \rho_{ij} \leq 1.0$

Phương pháp căn tổng các bình phương đưa đến $\rho_{ij} = 1.0$ và $\rho_{ij} = 0.0$ khi $i \neq j$, như vậy người ta có thể lập trình để tính cho các phương pháp tổ hợp này, **SRSS, CQC, DSC, HUMAR và GUPTA** chỉ có sự khác biệt trong việc lựa chọn hệ số tương quan ρ_{ij} .

Bảng 1 thể hiện các hệ số tương quan cho các phương pháp tổ hợp các mô hình động (*modal combination method*) của các kết cấu có sự tắt dần nhất khoảng 5% trong tất cả các dạng. Đối với phương pháp **DSC**, tích của tiến trình thời gian lắc lớn nhất S và tần số góc tự nhiên thấp nhất ω lấy bằng các trị 30, 60 và 120 theo thứ tự. Theo phương pháp HUMAR, trị số S lấy tương đương vô cùng.

Table 1. Modal Correlation Coefficients.

Period Ratio	CQC	DSC $S\omega_i = 30$	DSC $S\omega_i = 60$	DSC $S\omega_i = 120$	Humar
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.990	0.995	0.998	0.996	0.994	0.990
0.980	0.970	0.992	0.985	0.977	0.961
0.970	0.928	0.983	0.967	0.950	0.915
0.960	0.872	0.970	0.943	0.914	0.857
0.950	0.807	0.953	0.912	0.870	0.792
0.940	0.739	0.932	0.876	0.821	0.723
0.920	0.603	0.882	0.795	0.715	0.590
0.900	0.485	0.882	0.706	0.610	0.474
0.850	0.279	0.653	0.498	0.394	0.276
0.800	0.168	0.491	0.340	0.254	0.168
0.750	0.108	0.360	0.233	0.169	0.109
0.700	0.072	0.261	0.162	0.116	0.074
0.600	0.035	0.138	0.083	0.059	0.038
0.500	0.019	0.074	0.045	0.033	0.022
0.400	0.010	0.041	0.025	0.019	0.013
0.300	0.005	0.022	0.015	0.011	0.009
0.200	0.002	0.012	0.008	0.007	0.006
0.100	0.001	0.006	0.005	0.004	0.004
0.010	0.000	0.003	0.003	0.003	0.003

Hình 7 thể hiện sự thay đổi của hệ số tương quan với tỉ số của tần số giữa 2 dạng bất kỳ và thể hiện chỉ các tần số của 2 dạng khác biệt bởi khoảng 20% ảnh hưởng của sự tương quan là không đáng kể. Chỉ có một cách ước tính sự chính xác phương pháp tổ hợp các mô hình động là nên tính toán đáp ứng sử dụng phổ đáp ứng của một trận động đất đã cho và phân tích đàn hồi theo thời gian lịch sử (*time-history*) đối với cùng kích thích động đất theo cùng hướng kích thích ; so sánh các kết quả đáp ứng thu được với đáp ứng lớn nhất từ phương pháp tổ hợp mô hình động. Theo quan điểm của tác giả, điều này gần như chỉ là ứng dụng thực hành của phân tích đàn hồi theo thời gian lịch sử trong thiết kế kháng chấn tổng quát.

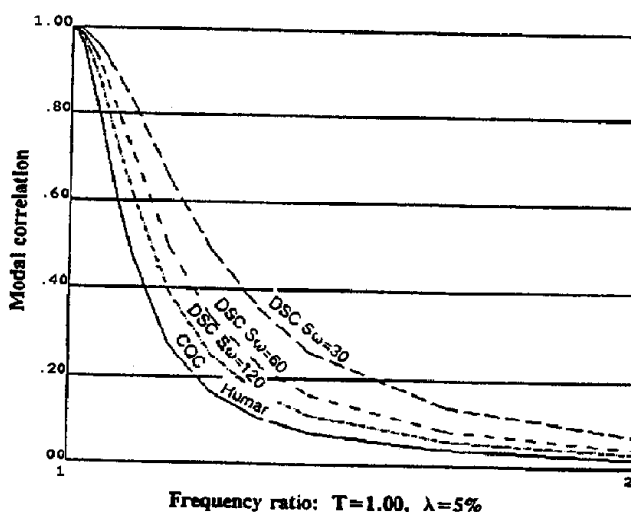


Figure 7. Modal Correlation Coefficient versus Frequency Ratio.

Khi sử dụng các phương pháp tổ hợp theo thống kê nói trên, đáp ứng mô hình động phải là đáp ứng cuối cùng có kết quả như chuyển vị, độ lệch (*drift*) giữa các tầng, lực cắt giữa các tầng, lực cắt cơ bản (*base shear*), lực dọc, momen uốn hoặc ứng suất trong phần tử. Không thực hiện bất kỳ tổ hợp các đáp ứng sau khi kết quả mô hình động được tổ hợp. Điều này có nghĩa khi ứng suất dọc trục được yêu cầu tính trong 1 cột thì người ta không tính lực dọc và momen trong mỗi cột, mà tính toán tổ hợp các mô hình động theo các bước như trên và sử dụng SRSS ... xác định giá trị lực dọc và momen uốn để tính ứng suất dọc trong cột đó. Đúng hơn là, người ta nên tính ứng suất dọc trong cột tính đối với mỗi dạng bằng cách sử dụng lực dọc và momen uốn của mô hình động đó, sau đó thực hiện việc tổ hợp các ứng suất dọc của các mô hình động. Bất kì đáp ứng R_i khi tính toán, là các giá trị như lực cắt cơ bản, momen lật, chuyển vị, momen uốn, lực cắt, phải được tìm ra cho mỗi dạng trước khi tổ hợp chúng lại với nhau.

XEM XÉT THIẾT KẾ

(*Design consideration*)

Tất cả các thảo luận trên đều liên quan đến kết cấu đàn hồi tuyến tính chịu đựng biến dạng nhỏ. Trong hầu hết các tiêu chuẩn, thiết kế chống kích thích động đất đều mặc nhiên khả năng mức độ dễ uốn trong kết cấu để mà chúng thể hiện tính dai (*tough*) tốt hơn tính giòn (*brittle*) dưới trận động đất chính. Các kết cấu dễ uốn như vậy, theo mức độ đáp ứng thiết kế, không còn đàn hồi tuyến tính như mong muốn, và như vậy Nguyên lý chống chất không còn phù hợp và như vậy phương pháp phân tích mô hình động không thể áp dụng. Phương pháp phân tích động lực không đàn hồi (*inelastic* = *không đàn hồi*) thường được

dựa trên phân tích kết cấu theo thời gian lịch sử tiền định (*deterministic time-history analysis*) lệ thuộc vào chuyển động của nền đã biết. Các phương pháp này rất tốn kém trong quá trình chuẩn bị số liệu vì nó đòi hỏi số lượng dữ liệu rất lớn và điều càng làm thêm phức tạp là tất cả các dữ liệu đều không tiện lợi cho đến khi thiết kế hoàn thành. Việc phân tích kết cấu cũng rất đắt đỏ, các mô hình tính toán của các cấu kiện kết cấu đòi hỏi mức độ kỹ năng sử dụng, không có nhiều lựa chọn các phần mềm thuận lợi. Nó cũng đòi hỏi một mức độ kỹ năng trong việc làm sáng tỏ kết quả. Một hạn chế quan trọng là các gia tốc ký (*accelerogram*) ghi động đất riêng lẻ phải được sử dụng và sự chọn lựa gia tốc ký thích hợp rất khó liên kết với phổ thiết kế theo tiêu chuẩn thiết kế xây dựng cung cấp. Các khía cạnh này sẽ được xem xét trong các trang sau.

Nói chung người thiết kế thích dùng phân tích đàn hồi cho thiết kế động đất và áp dụng các hệ số hiệu chỉnh thích hợp để điều chỉnh kết quả và thừa nhận khả năng không đàn hồi của kết cấu. Trong thiết kế động đất, sự thừa nhận các ảnh hưởng không đàn hồi được thực hiện bằng cách hiệu chỉnh các phổ đáp ứng đàn hồi trở thành các phổ đáp ứng thiết kế không đàn hồi (*inelastic design response spectra*).

Phổ thiết kế không đàn hồi (*inelastic design spectra*)

Phổ thiết kế không đàn hồi được sử dụng bởi hầu hết các tiêu chuẩn thiết kế tạo thành từ phổ đàn hồi đều sử dụng khái niệm chuyển vị cân bằng và năng lượng cân bằng (*Equal Displacement and Equal Energy Concept*) đã được phát triển qua ba thập kỷ. Kết cấu không đàn hồi lệ thuộc đến cấp động đất thiết kế được giả định duy trì được độ mềm dẻo biến dạng của kết cấu μ , trong đó μ được định nghĩa như tỉ số của biến dạng không đàn hồi Δ_u của kết cấu với biến dạng chảy Δ_y . Khái niệm nguyên lý biến dạng cân bằng (*the equal displacement principle*) xuất hiện theo ngày trên bản báo cáo của NewMark (Newmark, 1960), tại Hội nghị thế giới lần thứ 2 về thiết kế động đất, Tokyo, 1960. Người ta đã theo dõi trong hàng loạt phân tích không đàn hồi mà các kết cấu không đàn hồi này có đại lượng chuyển vị lớn nhất tương đương so với các kết cấu giống hệt chúng bị ép buộc tính đàn hồi tuyến tính như cũ. Giả sử rằng khái niệm này nói chung là hợp lý, thì kết cấu đàn hồi có chuyển vị tương tự Δ_e như chuyển vị Δ_u của kết cấu chảy (*yield structure*) khi lệ thuộc cùng một kích thích động đất. Nếu hệ không đàn hồi một bậc tự do chịu tính nhớt biến dạng μ (*displacement ductility*) khi lệ thuộc kích thích động đất, theo hình 8, lực quán tính hoặc lực cắt cơ bản phát sinh trong hệ một bậc tự do đàn-dẻo là $1/\mu$ như trong hệ đàn hồi thích hợp.

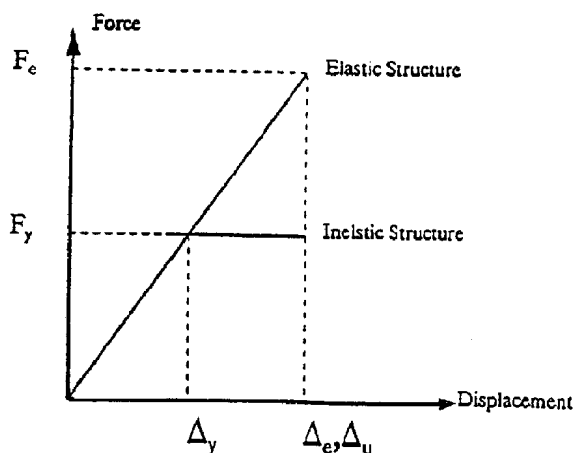


Figure 8. Equal Displacement Concept.

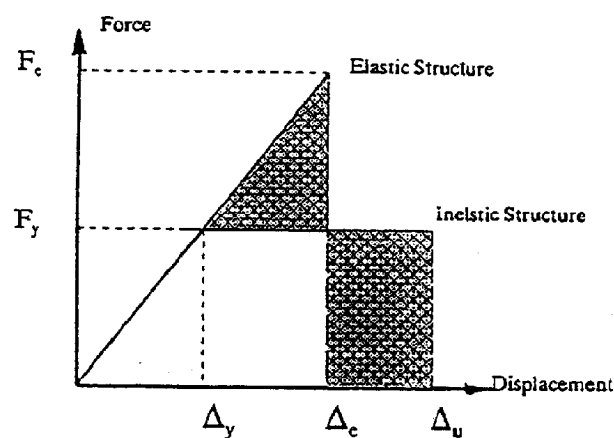


Figure 9. Equal Energy Concept.

Đối với hệ thống có chu kỳ tự nhiên rất ngắn, và nói riêng chu kỳ tự nhiên tiến về 0, thì cả hai hệ thống không đàn hồi và dẻo xuất hiện sự chịu đựng gia tốc bằng nhau và như vậy lực phát sinh trong các hệ là như nhau. Điều này hàm ý hệ thống không đàn hồi với tính dẻo μ chịu đựng biến dạng μ lần đối với hệ đàn hồi. Đối với hệ có chu kỳ tự nhiên ở đây trung bình thì khái niệm năng lượng cân bằng hoặc vận tốc cân bằng được chấp nhận.

Trong trường hợp năng lượng cân bằng, các diện tích bên dưới biểu đồ biến dạng lực không đàn hồi và dẻo là bằng nhau. Điều này có nghĩa tỉ số R giữa lực không đàn hồi và lực đàn hồi tính bởi

$$R = \frac{\text{Inelastic Force}}{\text{Elastic Force}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

Và tỉ số giữa chuyển vị kết cấu không đàn hồi và chuyển vị kết cấu dẻo tính bởi

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_c} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

Ba nguyên tắc trên được thông qua trong việc hiệu chỉnh các phổ đáp ứng dẻo khi áp dụng cho các kết cấu mềm dẻo (*ductile*). Sự ứng dụng rõ ràng hiển nhiên trong phổ bộ ba (*tri-partite*) sử dụng trong ATC-3 và trong hầu hết các tiêu chuẩn Hoa Kỳ khác. Hình 10 là một trong các phổ thiết kế theo tiêu chuẩn NZS 4203 cho thấy các phổ thiết kế dẻo được hiệu chỉnh để tính đến khả năng dẻo.

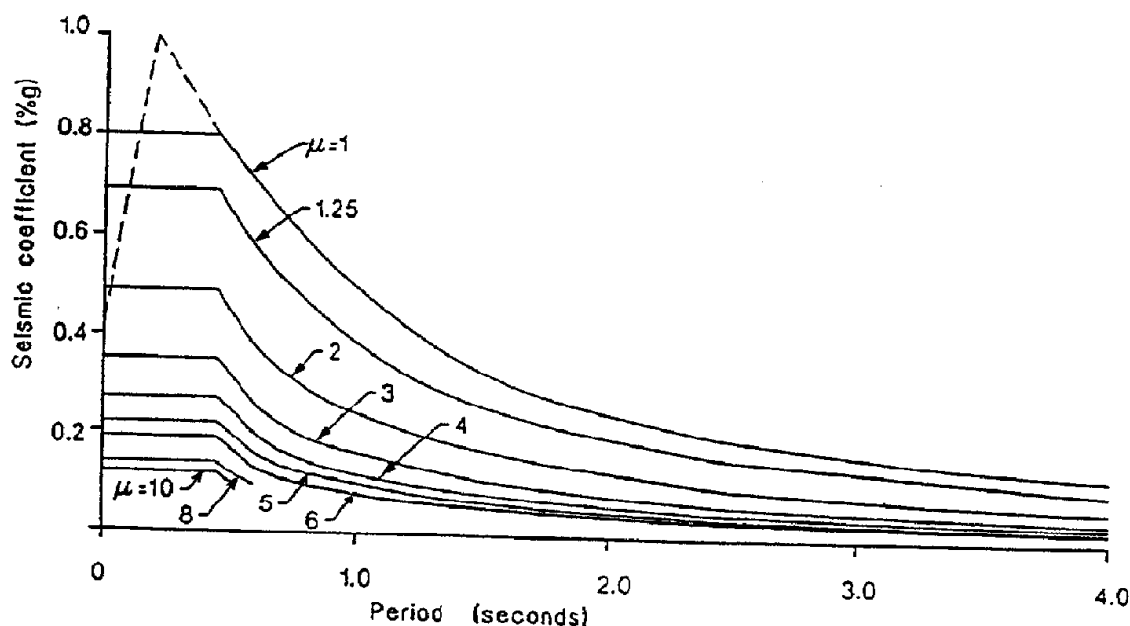


Figure 10. Basic seismic hazard acceleration coefficient for intermediate soil sites.

MÔ HÌNH HOÁ KẾT CẤU

Modun hiệu dụng của kết cấu bê tông cốt thép

Công tác thực nghiệm tại các cầu bê tông cốt thép ở West coast (Moss, 1979, đã chỉ ra rằng modun đàn hồi hiệu dụng luôn luôn lớn hơn giá trị thiết kế đề nghị. Để phù hợp với tần số thực nghiệm của dao động tự do và các dạng dao động chính vượt quá một dãy các dạng, các nghiên cứu tính toán phải sử dụng giá trị lớn hơn khoảng 20% đối với bê tông cốt thép và khoảng 40% đối với bê tông ứng suất trước khi so sánh với các giá trị thiết kế. Mô hình cầu giả thiết là tiết diện ngang đầy đủ là còn nguyên vẹn và tất cả các bộ phận của chúng làm việc như nhau (*unit*) cho dù có các bằng chứng cho thấy có sự không liên tục giữa bê tông đúc sẵn và bê tông đổ tại chỗ. Khi sự không liên tục này được phép thì có nghĩa môđun hiệu dụng lớn hơn. Độ cứng của bê tông không tăng theo tuổi nhưng giá trị thiết kế thường lấy theo cường độ 28 ngày.

Tính chất mặt cắt ngang

Các giá trị tính chất mặt cắt ngang được dùng trong phân tích nên đại diện cho tính chất kết cấu thể hiện trong thời gian động đất, trong khi tính dẻo dư (*remaining elastic*) cũng như hiệu ứng không đàn hồi được kể đến trong sự hiệu chỉnh giá trị các phổ được dùng trong phân tích tải trọng ngang. Điều này có nghĩa để đo đặc sự đáp ứng không đàn hồi của kết cấu bê tông đối với mức độ rung lắc nghiêm ngặt (*rigorous*) các tính chất được giả thiết không nên chọn theo cấu kiện không nứt lúc đầu mà nên đại diện bởi sự ảnh hưởng các vết nứt, lấy trung bình theo các hướng của cấu kiện. Điều này cũng có nghĩa trong các kết cấu bê tông cốt thép, các tính chất khác nhau nên được sử dụng khi phân tích theo trạng thái phục vụ giới hạn (*serviceability limit state*) hay trạng thái cường độ tối hạn (*ultimate limit state*). Người ta cũng dự trù biến dạng cắt nếu cảm thấy là đáng kể, nói riêng trong các dầm ngắn và cao, chẳng hạn như trong các dầm liên hợp của các tường kép, cấu kiện tường và các dầm lững (*spandrel beam*).

Sự phân tích cũng nên kể đến các phần sàn đại diện khi ước tính độ cứng chống uốn của các dầm phụ. Nó chịu ứng suất mà trong kết cấu thực, momen thứ cấp hiệu dụng của tiết diện (*effective second momen of area* = momen quán tính của mặt cắt) sẽ thay đổi dọc theo chiều dài của cấu kiện, phụ thuộc vào tổng số các vết nứt và dấu của đường cong ứng suất tại điểm dọc theo phần tử. Tuy nhiên nó sẽ thay đổi theo hướng thay đổi của tải trọng. Hầu hết các kỹ thuật phân tích hiện thời giả thiết giá trị trung bình của momen thứ cấp của tiết diện là bảo đảm. Trong phần sau chúng ta sẽ thấy mức quan trọng của sự chính xác trong việc ước tính sự giảm thiểu độ cứng khi đáp ứng không đàn hồi được kiểm định.

Bản chú giải cho phiên bản mới nhất của Tiêu chuẩn bê tông New Zealand NZS 3101, cung cấp nhiều hướng dẫn cho các kỹ sư trong việc lựa chọn các tính chất hiệu dụng của mặt cắt và **Bảng 2** giới thiệu một số kiến nghị đó.

Khối kết thúc (*end blocks*)

Theo giả thiết đối với vật cứng, nửa cứng, khối kết thúc của phần tử có thể có ảnh hưởng đáng kể trên độ cứng của khung, tần số riêng dao động tự do và đáp ứng của kết cấu đối với kích thích động. Một số các phân tích đã xác định độ giảm của chu kỳ tự nhiên

ở mức độ 10% đến 20% khi khối kết thúc cứng của phần tử được kể đến. Điều này thường biểu hiện ở những nơi như dầm liên hợp (*coupling beam*) liên kết với các bộ phận rộng chẳng hạn như tường kết cấu và cột với các dầm lững. Chi phí tính toán cho các mô hình hoá khối kết thúc cứng là không đáng kể và các chương trình nên kết hợp các đặc điểm như vậy. Trong các khung bê tông cốt thép lệ thuộc và các lực ngang, ứng suất cắt rất lớn, do đó ứng suất phát triển trong các nút dầm-cột. Trong các trường hợp như vậy, tốt nhất là bỏ đi sự hiện diện của khối kết thúc.

Table 2. Effective Section Properties.

Type of member	Ultimate Limit State	Serviceability Limit State		
		$\mu=1.25$	$\mu=3$	$\mu=6$
1 Beams				
(i) Rectangular beams	$0.40 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.40 I_g$
(ii) T, L beams	$0.35 I_g$	I_g	$0.60 I_g$	$0.35 I_g$
2. Columns				
(i) $P > 0.5 f_c A_g$	$0.80 I_g$	I_g	$0.90 I_g$	$0.80 I_g$
(ii) $P = 0.2 f_c A_g$	$0.60 I_g$	I_g	$0.80 I_g$	$0.60 I_g$
(iii) $P = -0.05 f_c A_g$	$0.40 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.40 I_g$
3. Walls				
(i) $P = 0.2 f_c A_g$	$0.45 I_g ; 0.80 A_g$	$I_g ; A_g$	$0.70 I_g ; 0.90 A_g$	$0.45 I_g ; 0.80 A_g$
(ii) $P = 0.0$	$0.25 I_g ; 0.50 A_g$	$I_g ; A_g$	$0.50 I_g ; 0.75 A_g$	$0.25 I_g ; 0.50 A_g$
(iii) $P = -0.1 f_c A_g$	$0.15 I_g ; 0.30 A_g$	$I_g ; A_g$	$0.40 I_g ; 0.65 A_g$	$0.15 I_g ; 0.30 A_g$
4. Coupling beams				
(i) Diagonally reinforced	$\frac{0.40 I_g}{1.7 + 2.7(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{I_g}{1.7 + 1.3(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{0.70 I_g}{1.7 + 2.7(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{0.40 I_g}{1.7 + 2.7(\frac{h}{L})^2}$
(ii) Conventionally reinforced	$\frac{0.40 I_g}{1 + 8(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{I_g}{1 + 5(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{0.70 I_g}{1 + 8(\frac{h}{L})^2}$	$\frac{0.40 I_g}{1 + 8(\frac{h}{L})^2}$

** The effects of shear deformations and strain penetration into walls along beam bars have been included

Mô hình hóa có thể làm nổi bật đáng kể khi chương trình phân tích có thể xem xét tạo đối tượng theo khoảng cách vuông góc ngang (*offset*) cũng như khối kết thúc cứng. Trong khung với các dầm phụ có chiều cao dầm khác nhau trong các nhịp khác nhau, vị trí của trục trung hòa của các dầm phụ tương đối với với cao độ sàn không là hằng số. Nhờ cách tịnh tiến song song (*offset*) các nút , hoặc các nút khung có thể được xem xét ở cao độ sàn và không ở giữa chiều cao dầm như giả thiết trong hầu hết các phân tích hiện hành. Trong các kết cấu bê tông cốt thép lệ thuộc vào lực ngang lớn, và trong các khung thép với các liên kết bu lông, nút, hoặc các cấu kiện tấm (*panel*), độ mềm dẻo cũng có thể được xem xét.

Biểu diễn khối lượng

(*Mass representation*)

Đối với hầu hết các kết cấu, mô hình khối lượng tập trung, trong đó, thông thường khối lượng của toàn bộ một tầng gom đặt tại cao độ của tầng đó, nói chung là mô hình được yêu cầu. Trong phân tích kết cấu 2D, khối lượng sàn áp dụng cho kết cấu 1 bậc tự do đặt tại các cao độ sàn. Trong phân tích kết cấu 3D, khối lượng tác dụng theo 2 hướng trục giao nhau trong mặt phẳng ngang và một quán tính xoay quanh trục thẳng đứng, thường đi qua khối tâm của sàn, được phân bổ thích hợp mà tấm sàn được xem như rất cứng (*rigid*) trong mặt phẳng của chính nó. Nếu chuyển vị của mỗi sàn không là chuyển vị của khối tâm, thì ngẫu lực (*coupling*) quán tính sẽ xuất hiện. Nhiều chương trình máy tính hiện nay giả thiết bậc tự do chuyển vị là các điểm chọn tùy ý trên mặt phẳng sàn. Mặc dù hầu hết các chương trình hiện thời hình như đòi hỏi bậc tự do chuyển vị phải là khối tâm mà nó đưa đến kết quả ma trận khối lượng đường chéo. Momen quán tính quay của sàn chính là sự quay của sàn như là vật thể cứng tuyệt đối quanh trục thẳng đứng. Công thức cho các lực quán tính có thể tìm trong các tài liệu về cơ học động lực và kỹ thuật (Clough, 1992). Nếu độ lệch tâm của khối lượng theo qui tắc được sử dụng thì quán tính quay của sàn nên được điều chỉnh bằng cách sử dụng định lý các trục song song. NZS 4203 cho phép người thiết kế xử lý quán tính quay như hằng số khi khối tâm bị dời chỗ.

Sự đồng thuận móng

(*Foundation compliance*)

Hầu hết các kết cấu đều đặt trên móng vừa phải chứ không cứng. Hơn thế nữa, hiện nay, hầu hết các phân tích kết cấu liên quan đến kích thích động đất đều giả thiết chúng đặt trên kết cấu móng cứng vô hạn. Sự thừa nhận tính đồng thuận của móng được nhắc đến trong các tài liệu về tương tác đất – kết cấu (*soil - structure*) hoặc thiết kế móng, và nó có thể mô hình hóa bằng cách sử dụng sáng suốt (*judicious*) các lò xo và giảm chấn và/hoặc các khối lượng, có thể làm thay đổi đáng kể tần số tự nhiên của dao động tự do. Điều này ảnh hưởng đến lực ngang được tính từ phổ đáp ứng. Điều này có vẻ phù hợp rất rõ ràng trong các dạng cơ bản (*fundamental modes*) mà nó tạo ra các dạng phân bố chính đối với lực quán tính cũng như chuyển vị ngang trong kết cấu. Có nhiều khảo sát nghiên cứu theo hướng nghiên cứu tác dụng cách ly nền (*base-isolation*), nó phù hợp với kết cấu có móng chịu uốn (Ahn & Gould, 1990).

Sự tương tác kết cấu – đất nền

(Soil-structure Interaction)

Phần này xem xét môi trường móng mà nói chung thường nằm bên dưới móng kết cấu chính, chúng có thể được xem xét như một phần kết cấu riêng biệt. Trong hầu hết các trường hợp, đó là lớp mô trường đất giữa kết cấu và đá móng.

Tương tác kết cấu – đất nền có thể được xem xét bằng 1 trong nhiều cách. Sự gần đúng hay độ chính xác theo yêu cầu tùy thuộc vào độ cứng ngang tương đối của kết cấu và lớp đất chống đỡ bên dưới của nó.

Sự gần đúng đơn giản nhất là bỏ qua toàn bộ các hiện tượng. Điều này hợp lý nếu vật liệu móng cứng so với kết cấu. Điều này cũng nên xem xét khi chu kỳ dao động tự do của đất nền là ngắn khi so sánh với chu kỳ tự nhiên của dao động ngang của kết cấu.

Nếu móng phức tạp và nếu kết cấu có kích thước tương tự với móng, thì phương pháp thích hợp nhất là mô hình hóa kết cấu và móng với nhau bằng cách dùng phương

pháp phần tử hữu hạn để mô hình hóa đoạn nối tiếp (*continuum*) của móng (Newmark, 1971, Idris, 1980). Mô hình hóa móng trong các trường hợp này nên thể hiện ảnh hưởng của sự tắt dần phát xạ (*radiation damping*), sự mất mát năng lượng do phát xạ (*radiate*) ra khỏi bán không gian (*half-space*) của móng. Điều kiện biên đơn giản được áp dụng trong lưới phần tử hữu hạn (*finite element mesh*) tác dụng như các biên phản chiếu (*reflective boundaries*) và các kỹ thuật đặc biệt, chẳng hạn như biên " câm " (" *silent* "), sử dụng thường xuyên các bộ phận giảm chấn (*dashpot members*), cần được giới thiệu tính tự nhiên bán hữu hạn thực (*the real semi-finite nature*) của miền thực (*real domain*). Gần đây các vấn đề như vậy đã được thực hiện khá nhiều trong cả hai vấn đề tần số và miền thời gian (Wolf, 1985, Zhao, 1990, Wolf, 1988).

Trong vài trường hợp, vấn đề này còn thể được mô hình hóa bằng giải pháp nhiều bước (*multi-step solution*) (Newmark, 1971). Móng được mô hình hóa bằng phương pháp phần tử hữu hạn hay phương pháp đơn giản hơn, phụ thuộc vào nó có thể đại diện thích hợp hoặc không bài toán một, hai hay ba chiều, để tính đáp ứng bề mặt tự do mà không có kết cấu hiện diện. Điều này hiệu chỉnh chuyển động nhập vào đối với ảnh hưởng của lớp đất bên dưới. Số liệu nhập được hiệu chỉnh có thể áp dụng cho phân tích kết cấu, mà có giải thích khả năng chịu uốn bất kỳ, hoặc sự cùng làm việc của móng (*foundation compliance*), mà móng có thể cung cấp cho kết cấu. Điều này đã được thực hiện bằng các mô hình phần tử hữu hạn hoặc mô hình phần tử biên (Zhao, 1990) hoặc bằng các hệ số kháng (*impedance coefficients*) như được đề nghị (Newmark, 1990, bảng 8.1) hoặc (Idris, 1980, bảng 1 & 2). Điều này cho phép đối với đất chịu uốn mà ảnh hưởng của nó có thể dẫn đến kéo dài đáng kể chu kỳ dao động tự nhiên của kết cấu , nó chứng tỏ có các ảnh hưởng chính yếu trên đáp ứng của kết cấu trên các móng mềm (Zhao, 1990).

Nghiên cứu của Zhao (1991) chứng tỏ rằng khi chu kỳ dao động cơ bản (*fundamental period*) của kết cấu nhỏ hơn chu kỳ cơ bản của hiện trường (*site*), việc bỏ qua tương tác kết cấu nền có thể đôi khi gây nguy hiểm, trong khi nẩy chu kỳ cơ bản của kết cấu dài hơn chu kỳ hiện trường thì ảnh hưởng kết cấu-đất nền làm giảm thiểu đáp ứng của kết cấu ngay cả khi không kể đến ảnh hưởng của tắt dần phát xạ. Nếu chu kỳ cơ bản của kết cấu và của hiện trường tương tự nhau, đáp ứng chuyển vị của kết cấu liên quan đến đáp ứng dao động tự do nói chung trở nên rất lớn. Nếu sự đồng thuận của móng tạo nên sự lắc đáng kể của kết cấu , kết quả này có thể là sự va đập bên trong kết cấu (*inter-structure pounding*), nhận thấy được trong một vài trên động đất. Người ta thấy rằng trong hầu hết các trường hợp, sự luân đổi chu kỳ (*period shift*) là yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến đáp ứng kết cấu nhiều hơn so với sự tiêu tán năng lượng bởi biến dạng đàn hồi trong kết cấu và sự phát xạ (*radiation*) năng lượng trong nền đất mềm dẻo. Sự tắt dần phát xạ (*radiation damping*) cũng chỉ đáng kể khi tần số tự nhiên của hệ kết cấu-nền lớn hơn tần số tự nhiên của chính hiện trường.

Đã có đề nghị là tương tác kết cấu-nền đất không cần thiết tính toán đối với các toà nhà kích thước nhỏ và vừa, hoặc các toà nhà được xây dựng trên nền đất rất cứng (nền đất có vận tốc sóng cắt (*shear wave velocity*) lớn hơn 700 m/s). Tương tác kết cấu-đất nền cần thiết phải tính đối với các công trình lớn và / hoặc có khối lượng lớn (ống khói, nhà máy điện hạt nhân, các công trình xa bờ (*offshore platform*)...), hoặc các công trình được xây dựng trên đất mềm (đất nền có vận tốc sóng cắt nhỏ hơn 200 m/s). SEASOC (1997), đề nghị nếu vận tốc sóng cắt chia cho tích của chu kỳ tự nhiên cơ bản của kết cấu cố định nền với chiều cao của tâm lực quán tính trong dạng đầu tiên của nền cố định, nhỏ hơn 20 thì nghiên cứu tương tác nền-kết cấu nên được thực hiện. Nhiều đề nghị khác nữa về việc hiệu chỉnh chu kỳ tự nhiên, lực quán tính và chuyển vị có thể tìm xem thêm trong phần 6 của ATC-3 (ATC, 1978).

Tiêu chuẩn NZS 4203 cho phép dùng hiệu quả (*effect*) của sự hiệu chỉnh kích thích của nền đất bằng cách cung cấp một loạt các phổ thiết kế đối với đất cứng, trung bình và đất mềm. Nếu các phổ này được sử dụng, người thiết kế vẫn phải xem xét mức độ của sự đồng thuận móng được kể đến trong mô hình tính toán của kết cấu.

Một trong các khó khăn lớn nhất trong việc cho phép dùng đối với mô hình tương tác đất – kết cấu hoàn toàn bao gồm cả kết cấu, và theo giả thiết mô hình phần tử hữu hạn của môi trường móng (*foundation medium*) , đó chính là dữ liệu chuyển động yêu cầu (*the required input motion*) mà chuyển động này là chính của nền đá dưới đáy của môi trường móng. Hầu hết các biểu đồ gia tốc động đất được ghi nhận tại mặt đất là trên đỉnh của môi trường đất mà nó sẽ hiệu chỉnh trong các dữ liệu chuyển động của nền đá. Câu hỏi bây giờ là : chuyển động nền đá là gì ? Sự khó khăn trong việc thu nhận chuyển động của nền đá đó là dưới chuyển động lắc ngang mạnh, môi trường đất dường như có khả năng trong xử sự phi tuyến đáng kể (*non-linear manner*). Sự khó khăn trong xác định chuyển động của nền đá thích hợp hầu như thường gặp trong các phân tích động lực học phi tuyến tiền định (*deterministic non-linear dynamic analyses*). Tại các vị trí mà người thiết kế áp dụng phương pháp phổ đáp ứng, kết quả thường được giải thích bằng cách phát triển các đường cong phổ khác nhau cho các môi trường đất cứng, trung bình và mềm như được thể hiện trong hình 4.6.1 của NZS 4203.

Móng trên mái nghiêng

(*Sloping foundation*)

Nền đất nghiêng có thể gây ra tác động chính đến đáp ứng xoắn của kết cấu đối với kích thích ngang của nền tác dụng theo hướng dọc theo mái dốc. Khả năng chịu uốn khác nhau của kết cấu theo hướng lên dốc (*up-hill*) và xuống dốc (*down-hill*) sẽ gây ra sự dịch rời lớn trọng tâm của vật cứng ra khỏi vị trí tính toán khi so với giả thiết là nền của kết cấu cùng cao độ.

Xoắn

Xoắn được xem xét trong hầu hết các phân tích nội lực, là gây ra bởi sự lệch tâm của khối lượng đối với các tâm độ cứng của mỗi tầng. Xoắn có thể do sự lệch tâm của khối lượng , cũng như sự phân bố khối lượng thật không biết rõ trong các khoảng thời gian riêng biệt bất kỳ trong suốt tuổi thọ của kết cấu, hoặc do sự lệch tâm về độ cứng hay tính chất cường độ của các bộ phận. Ngay cả khi các bộ phận có giá trị đối xứng trong kết cấu của chúng, tính biến đổi về tính chất chảy trong các kết cấu mềm dẻo hoặc độ cứng vật liệu có thể tạo ra sự lệch tâm có vẻ đúng như khi kết cấu chịu kích thích động đất. Do những điều không chắc chắn như thế, nên hầu hết các tiêu chuẩn yêu cầu người thiết kế xem xét một vài sự xoắn giả thiết như đang tồn tại trong kết cấu. Điều này thường đạt được bằng cách định vị lại (*re-positioning*) khối lượng của kết cấu.

Hầu hết các chương trình máy tính đều không xem xét khả năng chuyển động nền thông số xoắn (*torsional input ground motion*). Từ việc đánh giá của cơ học liên tục (*continuum mechanics*), khái niệm chuyển động nền thông số xoắn rất khó định nghĩa, nhưng nó có thể xem như kết quả của sóng lan truyền (*travelling wave*) chuyển động băng qua bề rộng móng với móng có chiều rộng hợp lý. Trong trường hợp này, tác động của xoắn làm giảm tác động ngang có nghĩa của động đất cho dù không phải toàn bộ bề rộng của kết cấu chịu đựng cùng chuyển dịch nền lớn nhất tại cùng thời điểm cho sẵn nhưng gia tốc dịch chuyển chịu tác dụng do lệch tâm sẽ làm tăng đáp ứng của các dạng xoắn (*torsional modes*). Đáp ứng xoắn này có thể làm tăng nhiều các chuyển vị cắt tịnh tiến

(*translational shear deformation*) trong các phần tử ngoài cùng (*perimeter members*) của kết cấu. Đáng chú ý trong các khung có tác động xoắn được xem xét, dạng dao động xoắn và dạng dao động tịnh tiến sẽ không riêng biệt nhau, trừ khi công trình có hai trục đối xứng trong mặt phẳng và khối tâm trùng khớp với tâm cắt (*shear centres*) của mỗi tầng. Ngay cả trong các trường hợp có kết cấu như thế, Tiêu chuẩn xây dựng yêu cầu khối tâm phải dời đến vị trí lệch tâm cho phép đối với tác động xoắn tình cờ.

Phương của chuyển động động đất

Người thiết kế phải xem xét cả hai kích thích ngang trực giao. Nếu cho rằng cần thiết vì sự hiện diện của nhịp dầm lớn, dầm đỡ bê tông ứng suất trước hay dầm hẫng dài, thì kích thích phương đứng nên xem xét đến. Đáp ứng đáng kể nhất, hoặc đáp ứng xoắn chính trong kết cấu có thể không được biểu diễn dọc theo hai phương thuận lợi x và y của kết cấu, nói riêng nếu kết cấu không đối xứng (*asymetric*). Các trục ngang trực giao nên được chọn là các trục tọa độ chính và phụ của độ cứng ngang của kết cấu, trong mặt phẳng.

Kích thích đồng thời

Tại thời điểm này, hầu hết các tiêu chuẩn chưa đề ra việc xem xét sự đồng thời của kích thích động đất trực giao. Hầu hết chỉ xem xét kích thích đơn hướng (*uni-directional*) theo hướng bất kỳ và yêu cầu phân tích là thực hiện riêng biệt trong hai hướng trực giao. Một vài tiêu chuẩn, như tiêu chuẩn Na Uy về công trình bờ biển, yêu cầu sự kích thích đồng thời, dùng tổ hợp SRS của các đáp ứng mô hình động từ số liệu cả hai hướng trực giao. Các tiêu chuẩn khác yêu cầu số liệu đồng thời từ một hướng kết hợp với 30% hay 40% của đáp ứng từ số liệu hướng trực giao (*orthogonal input*). Lý luận cho khả năng ứng dụng của quan niệm này có thể xem trong tài liệu của Clough và Penzien (Clough, 1993, Chương 26).

Người ta đề nghị (Clough, 1993), khi xem xét hai dữ liệu đồng thời, thành phần mạnh nhất nên được áp dụng dọc theo trục nghiêm trọng của kết cấu và thành phần thứ hai nên có cường độ khoảng 85% cường độ của thành phần mạnh nhất của lực kích thích. SEASOC (1977), đưa ra công thức với 100% theo một hướng cộng thêm 40% trong hướng trực giao.

Ảnh hưởng của tải trọng đồng thời sẽ đáng kể nhất trong khi thiết kế cột và nút và có ảnh hưởng ít hơn khi thiết kế dầm trừ khi có xoắn đủ lớn sẽ tác động đến cường độ uốn của dầm.

Sự tắt dần

Phải chú ý rằng việc sử dụng tính tắt dần nhớt là một tiện nghi toán học. Khả năng tắt dần của kết cấu thực chưa được hiểu biết thấu đáo và cơ chế tắt dần cũng chưa biết. Lực tắt dần trong kết cấu có lẽ tuân theo mẫu hiện tượng trễ (*hysteretic pattern*), tức là, nó là một hàm theo chuyển vị của phần tử và không theo vận tốc khi được áp dụng sự tắt nhớt. Sự tắt dần cũng kết hợp với sự phát tán năng lượng ra khỏi kết cấu để truyền vào đất nền. Để mô hình hóa sự tắt dần chính xác, đòi hỏi phải phân tích kết cấu vật liệu phi tuyến bằng các mô hình phần tử phức tạp, tỉ mỉ (*elaborate*) hơn các mô hình thông dụng hiện hành. Cũng có khối lượng khổng lồ các nghiên cứu đòi hỏi tính các mô hình trễ chính xác (*the correct hysteretic models*). Toàn bộ các kết cấu thể hiện đáp ứng tắt dần đối với kích thích động. Tổng số các tắt dần nói chung là nhỏ và do vậy có thể mô hình hóa rất hợp lý bởi mô hình tắt nhớt.

Sự tắt dần trong kết cấu thường được giả thiết là 5% của sự tắt nhớt nghiêm trọng nhất trong tất cả các dạng. Điều này tiềm ẩn trong phổ đáp ứng được cung cấp trong tiêu

chuẩn NZS 4203, tiêu chuẩn này chỉ cung cấp đường cong phổ 5% tắt dần. Nếu giá trị tắt dần khác 5% giả thiết là thích hợp hơn đối với kết cấu thì giá trị phổ cần được hiệu chỉnh cho mức độ tắt nhất chấp nhận được. Tiêu chuẩn đề nghị Los Angeles năm 1972 đưa ra bảng các hệ số (*multiplying factors*) cho chuyển vị phổ, vận tốc phổ giả và gia tốc phổ cho các mức độ tắt dần khác nhau. Một vài các hệ số tương quan tổ hợp mô hình động cũng là một hàm của tổng số các tắt dần trong mỗi dạng.

Bảng 3 thể hiện hệ số giảm thiểu được áp dụng đối với phổ đáp ứng không tắt dần ba đại lượng (*tripartite undamped response spectrum*) để tính phổ đáp ứng tắt dần.

Table 3. Spectrum Multipliers

Damping %	Acceleration	Velocity	Displacement
0	1.00	1.00	1.00
0.5	0.91	0.90	0.88
1	0.81	0.80	0.80
2	0.67	0.70	0.72
5	0.41	0.48	0.56
7	0.30	0.38	0.48
10	0.23	0.33	0.44
15	0.20	0.30	0.41
20	0.19	0.28	0.40

Bảng 4 (Berill, 1980) đưa ra các hệ số cho phổ 2% và 10% tắt dần khi cung cấp cho phổ 5% tắt nhất nghiêm trọng nhất. Điều này cho phép người thiết kế tạo ra phổ có tỉ số của tắt dần nghiêm trọng lớn hơn hay nhỏ hơn phổ được cung cấp bởi NZS 4203 khi người ta cảm thấy áp dụng mức 5% thì không phù hợp với kết cấu đang xem xét.

Table 4. Multipliers for Differing % Damping

Percentage Critical Damping	Multiplier
2	1.4
5	1.0
10	0.8

Các giá trị đối với tỉ lệ (*fraction*) của tắt nhất nghiêm trọng trong kết cấu được đề nghị trong nhiều bảng thiết kế, đã được tăng thêm để giải thích sự giảm đáp ứng do khả năng không đàn hồi trong kết cấu. Nếu phổ đáp ứng thiết kế đã được hiệu chỉnh sẵn để giải thích cho khả năng không đàn hồi, thì việc sử dụng giá trị tắt dần cao hơn sẽ coi như tính gấp đôi cho ảnh hưởng của đáp ứng không đàn hồi.

Bảng 5 (SEASOC, 197) cho các giá trị đại diện đối với các dạng kết cấu và đối với mức độ chuyển vị thay đổi. Chú ý các tỉ số của tắt dần nghiêm trọng xem như có thể áp dụng cho tính toán phân tích đàn hồi và các kỹ sư đang sử dụng sự tắt dần làm giảm đáp ứng như là cách để giải thích cho tác động không đàn hồi. Khi phân tích không đàn hồi được thực hiện thì ảnh hưởng không đàn hồi được kể đến trong mô hình hóa hiện tượng trễ và không kể đến bởi tác dụng tắt nhất tương đương.

Phải chú ý đến dạng thực sự (*certain type*) của kết cấu, chẳng hạn như khung thép để trần (*bare*) , cầu ứng suất trước... có thể thể hiện mức độ thấp của sự tắt nhớt. Cũng như khả năng mềm dẻo được giải thích theo cách khác, sự tắt dần không được điều chỉnh để giải thích cho sự tiêu tán năng lượng (*energy dissipation*) do làm việc dẻo.

Table 5. Typical Values of Damping.

Stress Level	Type of Structure	% Critical Damping
Low, much less than 0.25 yield	Steel, Concrete, Wood, No cracking or joint slip	0.5-1.0
Working Stress, less than 0.5 yield	Welded Steel	2.0
	Prestressed Conc.	3.0-5.0
	Well Rein. Conc.	5.0-7.0
	Cracked R.C.	5.0-7.0
	Bolted/Riveted Steel	5.0-7.0
At or just below yield	Nailed/Bolted Timber	5.0-7.0
	Welded Steel	5.0
	Concrete (PC or RC)	7.0-10.0
	Bolted/Riveted Steel, Bolted Wood	10.0-15.0
	Nailed Wood	15.0-20.0
Beyond yield. Permanent strain > yield strain	Welded Steel	7.0-10.0
	Concrete	10.0-15.0
	Bolted/riveted steel and wood	20.0
Rocking of Entire Structure	Rock $v_s > 1800$ m/s	2.0-5.0
	Firm $v_s \geq 600$ m/s	5.0-7.0
	Soft $v_s < 600$ m/s	7.0-10.0

Các dạng dao động của kết cấu không đàn hồi

Một trong các nhược điểm (*shortcoming*) đáng kể của phân tích theo phương pháp mô hình động là các dạng dao động của kết cấu tuyến tính là không điển hình cho dạng chuyển vị của kết cấu không đàn hồi. Trong kết cấu đàn hồi, các dạng dao động bậc cao (*higher modes*) giảm thiểu sự đóng góp (*contribution*) một cách nhanh chóng dạng chuyển vị (*displaced mode*) khi số dạng tăng. Đối với kết cấu không đàn hồi, tác động của dạng dao động bậc cao trở nên đáng kể. Dạng đầu tiên, hay dạng cơ bản, chu kỳ của dao động tự do tự nhiên kéo dài và kết quả là dạng cơ bản này đóng góp rất nhỏ đến chuyển vị và dạng chuyển vị của kết cấu. Trong các kết cấu đàn hồi, với khối lượng phân bố hợp lý và độ cứng phân bố tăng theo chiều cao của kết cấu, biểu đồ phân bố chuyển vị lớn nhất (*maximum displacement profile*) gần tuyến tính với chiều cao. Nếu kết cấu thể hiện đáp ứng mềm dẻo, biến dạng không đàn hồi lớn nhất xuất hiện trong tầng thấp nhất của kết cấu, kết quả tạo sự xô giạt (*drift*) lớn giữa các tầng đang xét. Đáp ứng không đàn hồi trong các tầng thấp làm hạn chế lực cắt truyền lên các tầng trên và do đó biểu đồ phân bố chuyển vị lớn nhất trở thành dạng parabol, trong đó sự xô lệch giữa các tầng gần đỉnh của kết cấu rất nhỏ trong khi sự xô lệch của các tầng dưới tầng và có thể dẫn đến gấp đôi mức trung bình xô lệch giữa các tầng (*the average inter-storey drift*). Kết quả là, hệ

số tham gia mô hình động (*modal participation factor*), và nói riêng là dạng cơ bản, tăng khi độ mềm dẻo chuyển vị của kết cấu tăng (*structural displacement ductility*).

Vì lý do trên, nên có sự quan tâm chính đáng đến áp dụng chính xác kỹ thuật phân tích mô hình động đối với kết cấu mềm dẻo. Ứng xử kết cấu như vậy không hợp (*fit*) với các giả thiết đàn hồi tuyến tính và biến dạng nhỏ tiềm ẩn (*implicit*) trong phương pháp phân tích mô hình động.

Khiếm khuyết của tổ hợp mô hình động theo sau cân bằng

(*Lack of equilibrium following modal combinations*)

Trong phân tích mô hình động, các lực liên hợp với mỗi dạng ở trạng thái cân bằng. Tuy nhiên, khi lực hay ứng suất .v.v... được tổ hợp bởi một trong các phương pháp tổ hợp mô hình động để xác định lực lớn nhất như mong muốn .v.v... sự cân bằng hiển nhiên bị mất đi. Các tổ hợp, chẳng hạn như SSRS, làm mất ý nghĩa về dấu và cũng khái niệm của chúng về lực cùng với lực tạo sự cân bằng. Điều này không gây ra khó khăn cho đến khi việc phân tích được quan tâm. Kết quả cho đáp ứng đúng như mong muốn trong mỗi phần tử kết cấu, đó chính là cái có giá trị để tính toán. Tuy nhiên, điều này sẽ dẫn đến việc xem xét các chiến lược thiết kế về khả năng (*capacity design strategies*), những nơi mà cân bằng ẩn được sử dụng để cung cấp sự bảo vệ cột. Trong thiết kế theo tính chất vật liệu (*capacity design*), mô men các dầm đỡ từ các tổ hợp mô hình động được nhân thêm hệ số và các phần tử được thiết kế. Khi xác định được cường độ vượt mức (*over strenght*) của dầm đỡ thì toàn bộ phần mô men vượt mức (*over-strenght momen*) phải được phân bố đến các cột trên và dưới của nút theo cách thức được chấp nhận. Như thường lệ, theo phân tích tĩnh tương đương, momen tại nút là cân bằng và phần mômen vượt mức được phân bố đến cột tính cùng tỉ lệ như tính toán theo phân tích tĩnh. Theo phân tích mô hình động, trong đó các nút không thể hiện cân bằng momen nữa, phần momen vượt mức của dầm đỡ có thể phân bố đến cột trên và dưới nút theo cùng tỉ lệ như momen cột từ phân tích mô hình động. Không yêu cầu tính momen cột trong phân tích mô hình động, chỉ cần biết tỉ lệ của chúng.

Cách ly nền

(*Base isolation*)

Cho đến nay, cách ly nền chỉ được áp dụng trong việc thiết kế theo phân tích lịch sử thời gian tiền định (*deterministic time-history analysis*) bởi vì không có phương pháp thiết đơn giản đáng tin cậy mà có thể ước đoán sự phân bố lực trong kết cấu khi chúng lệ thuộc kích thích ngang của động đất. Nghiên cứu gần đây, (Andriano và Carr, 1991) đã đưa ra đề nghị (*proposal*) về một phương pháp thiết kế đơn giản tương đối cho công trình cách ly nền. Sự bàn luận toàn diện hơn (*comprehensive discussion*) về kỹ thuật cách ly nền và phương pháp thiết kế có thể tìm đọc thêm trong các sách gần đây của Skinner et al (1993).

Kết cấu cứng hóa

(*Rocking structures*)

Tác động của sự hóa cứng nền (*base rocking*) rất giống như ảnh hưởng gây bởi sự đồng thuận móng mềm ngoại trừ trong trường hợp kết cấu hóa cứng, mức độ tăng thế năng đáng xem xét được tính khí kết cấu nâng lên cũng như khi nó cứng một cạnh. Đây là thế năng được phóng thích khi kết cấu trở về vị trí thẳng đứng (*upright*) và lực phát triển đáng kể với đáp ứng tần số cao bổ sung (*additional high frequency response*) cũng như tác động của kết cấu lên móng của nó trước khi hoá cứng theo hướng khác.

Mô hình hóa các kết cấu bất qui tắc

(*Modelling irregular structures*)

Kết cấu dật bậc (*podium structures* = kết cấu lệch tầng) sẽ không gây khó khăn gì cho việc mô hình hóa kết cấu. Tuy nhiên điều này chính là sự bất liên tục (*discontinuity*) trong phân bố khối lượng và trong độ cứng. Trong một số kết cấu, có thể phải xem xét tấm sàn cứng nên được đánh giá cứng hay không trong vùng lân cận của phần trên (*tower*) chỗ tiếp giáp dật bậc. Khó khăn chính sẽ là kinh nghiệm trong nỗ lực đạt đến phân số lớn (*fraction*) của toàn bộ khối lượng tham gia vào dạng dao động đang xét cũng như hầu hết khối lượng sẽ gắn nền của kết cấu và sẽ không tham gia nhiều (*strongly participate*) trong các dạng thấp của dao động tự do. Khó khăn là khối lượng lớn của kết cấu dật bậc (*the podium*) chỉ chịu đựng chuyển vị nhỏ trong các dạng thấp của dao động tự do trong khi các dạng dao động thấp này phản ánh tính mềm dẻo lớn hơn (*greater flexibility*) của phần trên của kết cấu. Để thu nhận được sự tham gia 90% của toàn bộ khối lượng, yêu cầu phải xem xét một số lớn các dạng dao động. Trong các trường hợp trên, điều này phù hợp hơn sự bỏ qua (*relax*) qui tắc tham gia khối lượng (*mass participation rule*).

Các kết cấu có dạng mặt bằng khác thường, trong đó sàn không được xem như cứng trong mặt phẳng của nó, sẽ gây khó khăn trong các chương trình như ETABS, và nó đòi hỏi phải mô hình hóa nhiều phần tử hữu hạn tổng quát hơn hoặc chương trình tính khung không gian để cho phép tính độ mềm dẻo của sàn trong mặt phẳng uốn của chính nó.

Nền đất nghiêng sẽ gây khó khăn rất lớn khi mô hình hóa, đặt biệt trong các chương trình như ETABS.

Các kết cấu lai (*hybrid*) không nên gây ra khó khăn, được cung cấp các chương trình có khả năng mô hình hóa biến dạng cắt, cho phép khối kết thúc cứng, hoặc có thư viện phù hợp chứa các phần tử hữu hạn rất thuận lợi. Một lần nữa, yêu cầu đánh giá tấm sàn cứng có thể xem là cứng hay không trong mặt phẳng của nó, đặc biệt khi các bộ phận có độ cứng ngang riêng biệt theo mỗi phương. Đặc tính biến dạng khác nhau của tường và kết cấu khung khi lệch thuộc kích thích ngang có thể tạo ra lực cắt rất lớn trong vách sàn cứng tại vị trí giữa tường và khung.

Các phần và các bộ phận

(*Parts and portions*)

Nói chung, các phổ đáp ứng nên được thực hiện đối với mặt cắt kết cấu, trong đó, từng phần hoặc bộ phận phải được định vị. Điều này, theo lý thuyết, có thể tính được bằng cách xác định dao động 1 bậc tự do trong phần kết cấu đó và lệ thuộc vào kết cấu đối với chuyển động nền thiết kế. Phân tích này sẽ lặp lại khi tần số tự nhiên của dao động thay đổi. Điều này tương tự như khi xác định các phổ đáp ứng tại mặt đất khi môi trường đất bên dưới lệ thuộc vào chuyển động của đá móng (*bedrock*). Khi một phần có chu kỳ tự nhiên tương tự chu kỳ của kết cấu, mức tăng đáp ứng lên đáng kể phải được xem xét. Chính vì lý do này mà các tiêu chuẩn xây dựng áp dụng các bội số đối với phổ thiết kế khi thiết kế các phần và các bộ phận đang được xem xét.

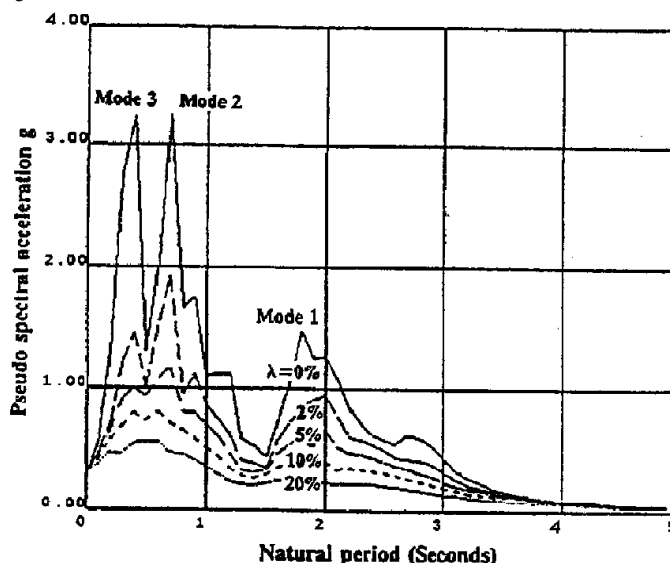


Figure 11. Acceleration Response Spectra at Floor 12.

Hình 11 thể hiện phổ đáp ứng gia tốc tính từ toàn bộ lịch sử gia tốc (*acceleration history*) cho sàn mái của khung nhà 12 tầng lệ thuộc vào kích thích El Centro (đã thể hiện trong hình 2). Phổ này có thể dùng để thiết kế từng phần bắt buộc phải ở tại sàn mái của khung và nên được so sánh với phổ thiết kế tương đương đối với khung của nó nếu nó bắt buộc lệ thuộc cùng chuyển động và nó đã được thể hiện trên hình 4. Kết quả tính chuyển vị và lực trong một phần dựa trên phổ này là giống hệt với kết quả phân tích trong đó phần này được bao gồm trong mô hình kết cấu của khung.

ĐẶC ĐIỂM PHÂN TÍCH MÔ HÌNH ĐỘNG MỞ RỘNG

(*Extended modal analysis features*)

Các vectơ Ritz

Các vectơ Ritz đã được các kỹ sư sử dụng trong thời gian dài trong các bài toán động và tĩnh, chúng là cơ sở của **phương pháp Reyleigh-Ritz** để làm giảm bớt số bậc tự do trong phân tích động. Phương pháp Ritz cổ điển cố gắng sử dụng một tập hợp (*set*) các dạng dao động xấp xỉ như là véc tơ Ritz, và các phương pháp này, mặc dù thỏa mãn nghiệm động lực học tổng quát, có thể sử dụng nhiều véc tơ trực giao với đáp ứng và như vậy chúng không phân bố ảnh hưởng (*contribution*) đối với nghiệm. Trong nhiều lập luận gần đây (Wilson et al, 1982), các véc tơ được tính lặp đi lặp lại (*recursively*) từ hình dạng của véc tơ lực tác dụng. Điều này có nghĩa là tất cả các véc tơ tính toán phân phối đến các đáp ứng và có cơ hội tốt hơn để tạo ra một tập hợp các dạng dao động; chúng phân phối đáng kể đến đáp ứng của kết cấu. Hạn chế là tập hợp mới của các véc tơ Ritz phải được tính cho mỗi hướng kích thích. Vấn đề trị đặc trưng (*eigenvalue = characteristic value = characteristic roof = trị đặc trưng*) mà cần phải giải quyết, là thứ tự (*the order*) của các véc tơ Ritz được sử dụng. Các dạng dao động phải được tính toán như các véc tơ Ritz không có các tính chất trực giao, ngược lại các dạng dao động (*mode shape*) của dao động tự do có tính chất trực giao lệ thuộc vào ma trận khối lượng và độ cứng. Không sử dụng tính chất trực giao, các phổ đáp ứng và phương pháp mô hình động không thể sử dụng được. Các phổ đáp ứng được tính toán cho 1 bậc tự do và mỗi dạng dao động tự do tự nhiên tháo dỡ hệ thống kết cấu nhiều bậc tự do thành hệ thống một bậc tự do tương đương.

Nếu các dạng thông thường được sử dụng cho phân tích động lực, thì một số dạng dao động có thể trực giao với kích thích và các dạng như thế sẽ không phân phối đáng kể đến đáp ứng. Đôi khi rất khó khăn để xác định bao nhiêu dạng nên được bao gồm trong phân tích. Ngay cả thử nghiệm hệ số tham gia mô hình động cũng không luôn là cách tốt để xác định mức đáng kể của dạng khi lực là hàm của thời gian của dạng dao động, tần số vuông (*squared*) và khi tần số tăng theo số dạng, các dạng cao hơn thường làm tăng đáng kể đối với lực nhiều hơn là đối với chuyển vị.

Một đề nghị được đưa ra bởi E.I. Wilson et al. là bắt đầu với giả thiết là kích thích có thể được đại diện bởi một tích của véc tơ không gian và hàm thời gian, sao cho :

$$\{ p(t) \} = \{ f \} \cdot g(t)$$

Véc tơ đầu tiên trong chuỗi các véc tơ Ritz được tính bằng cách giải phương trình

$$[K] \{ x \}_1 = \{ f \}$$

Véc tơ $\{ x \}_1$, đại diện cần thiết cho đáp ứng tĩnh của kết cấu đối với lực tác dụng, được chuẩn hoá (*normalised*). Wilson đã chuẩn hoá véc tơ trở thành chuẩn trực giao (*ortho-normal*) đối với ma trận khối lượng, mà trong ví dụ này nó có thể trở thành chuẩn theo bất kỳ hướng nào mà người dùng mong muốn.

Các véc tơ tiếp theo trong chuỗi là các thành phần của chuỗi **Krylov** sau đây :

$$\{ x \}_1, [K]^{-1} [M] \{ x \}_1, ([K]^{-1} [M])^2 \{ x \}_1 \dots ([K]^{-1} [M])^j \{ x \}_1$$

Các véc tơ trên được tính toán từ quan hệ truy cập (*recurrence relationship*)

$$[K] \{ \bar{x} \}_i = [M] \{ x \}_{i-1}$$

Mỗi véc tơ $\{ \bar{x} \}_i$ trực giao lệ thuộc vào véc tơ được tính trước đó. Véc tơ thuần túy (*pure vector*) $\{ x \}_i$ được tính từ quan hệ sau đây :

$$\{ x \}_i = \{ \bar{x} \}_i - \sum_{j=1}^{i-1} c_j \{ x \}_j$$

Trong đó,

$$c_j = \frac{\{ x \}_j^T [M] \{ \bar{x} \}_i}{\{ x \}_j^T [M] \{ x \}_j}$$

Véc tơ $\{ x \}_i$ bây giờ có thể trở thành chuẩn (*normalized*) như véc tơ trước đó. Giả sử các véc tơ Ritz M được thành lập như cách trên thì các véc tơ này có thể sắp xếp trong ma trận $N \times M$ {X} trong đó, mỗi cột của ma trận là véc tơ Ritz.

Phương trình cân bằng động của hệ N bậc tự do :

$$[M] \{ x'' \} + [C] \{ x' \} + [K] \{ x \} = \{ p(t) \}$$

có thể được hiệu chỉnh với xấp xỉ Ritz

$$\{ x \} = [X] \{ y \}$$

trong đó $\{ y \}$ là véc tơ của tọa độ tổng quát (*generalized coordinates*)

Phương trình biến đổi được viết lại

$$[M^*]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{p^*(t)\}$$

trong đó,

$$[M^*] = [X]^T [M] [X]$$

$$[C^*] = [X]^T [C] [X]$$

$$[K^*] = [X]^T [K] [X]$$

$$[p^*(t)] = [X]^T \{p(t)\}$$

Chú ý rằng các ma trận (M hàng x M cột) $[M^*]$, $[C^*]$, $[K^*]$ là các ma trận các số hạng đầy đủ (*fully populated matrices*) như các véc tơ Ritz $\{X\}$ là không trực giao tùy thuộc vào các ma trận khối lượng và độ cứng.

Khi các dạng dao động và tần số tự nhiên ω được tính được từ phương trình dao động tự do, chúng ta tính một tập hợp mới các véc tơ Ritz (X_0) mà nó trực giao với ma trận khối lượng và độ cứng, và chúng được giả thiết trực giao với ma trận tắt dần. Tại cùng thời điểm, chúng ràng buộc với các dạng tải trọng mà một trong số đó, chúng trực giao với lực tác dụng.

$$[X^0] = [X][Z]$$

Khi phương trình phương trình cân bằng biến đổi được tính toán lại với các véc tơ Ritz mới thì các ma trận $[M^*]$, $[C^*]$, $[K^*]$ là ma trận chéo và đáp ứng của mỗi bậc tự do tổng quát hóa có thể tính ra bởi phương pháp phổ đáp ứng theo giả thiết, và khi đó biến đổi lại theo tọa độ nguyên thủy $\{x\}$.

Hiệu chỉnh tĩnh cho phân tích mô hình động

(*Static correction to modal analyses*)

Đáp ứng mô hình động của kết cấu trong dạng thứ i cho bởi phương trình

$$\ddot{y}_i + 2\lambda_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{P_i^*(t)}{M_i^*}$$

Trong đó λ là tỉ số tắt dần nguy hiểm nhất trong dạng thứ i, ω_i (rad/s) là tần số vòng tự nhiên của dạng thứ i, dạng dao động thứ i có véc tơ hàm dạng dao động $\{\phi_i\}$, ở đây, p_i^* và M_i^* được tính bởi

$$P_i^*(t) = \{\phi_i\}^T \{p(t)\}$$

$$M_i^*(t) = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}$$

Và chuyển vị $\{x\}$ của kết cấu được tính bằng cách tổ hợp của tất cả N phân phối mô hình động.

$$\{x\} = \sum_{i=1}^N \{\phi_i\} y_i$$

Nếu chỉ có M trong số N dạng dao động được sử dụng thì M dạng này phải bao gồm tất cả các tần số tự nhiên được tính trong $\{p(t)\}$ đáng kể (Humar, 1990). Nếu tần số ω_i của dạng thứ i lớn hơn rất nhiều các tần số tính được trong $p(t)$ thì đáp ứng của dạng này có thể được thể hiện như tĩnh cơ bản. Trong phương trình cân bằng nói trên đối với y , số hạng cuối cùng trên vế trái sẽ chi phối (*dominate*) phương trình và 2 số hạng đầu tiên sẽ trở thành tương đối vô nghĩa (*insignificant*). Phương trình trên thường được dùng để tìm M dạng đầu tiên và các giá trị còn lại của y được tính được từ

$$y_i = \frac{P_i^*(t)}{\omega_i^2 M_i^*}$$

Đáp ứng tổng bây giờ có thể tính được nhưng điều này không ích lợi nhiều, trong đáp ứng này, tất cả N dạng dao động và tần số phải được tìm ra để tính toán nghiệm (*solution*).

$$\{x\} = \sum_{i=1}^M \{\phi\}_i y_i + \sum_{i=M+1}^N \{\phi\}_i \frac{P_i^*}{\omega_i^2 M_i^*}$$

Nghiệm $\{x\}_{static}$ có thể xác định bởi

$$\{x\}_{static} = [K]^{-1} \{p\} = \sum_{i=1}^N \{\phi\}_i \frac{P_i^*}{\omega_i^2 M_i^*}$$

Nghiệm $\{x\}$ có thể viết lại là

$$\{x\} = \sum_{i=1}^M \{\phi\}_i y_i + \{x\}_{static} - \sum_{i=1}^M \{\phi\}_i \frac{P_i^*}{\omega_i^2 M_i^*}$$

hoặc

$$\{x\} = \sum_{i=1}^M \{\phi\}_i y_i + [K]^{-1} \{p\} - \sum_{i=1}^M \{\phi\}_i \frac{P_i^*}{\omega_i^2 M_i^*}$$

trong đó hai số hạng sau cùng là hiệu chỉnh tĩnh (*static correction*) đối với đáp ứng được tính với M dạng đầu tiên.

MÔ HÌNH HOÁ KẾT CẤU BẰNG ETABS

Chương trình ETABS được sử dụng rộng rãi bởi các nhà kỹ thuật chuyên nghiệp trong thiết kế và giảng dạy, trong việc phân tích kết cấu 3 chiều lệ thuộc vào kích thích động đất và hầu như trở thành phần mềm phân tích tiêu chuẩn phổ biến ở các cơ quan thiết kế ở New Zealand. Tuy nhiên, có một vài điểm cần được đánh giá của người sử dụng chương trình khi mô hình hóa kết cấu.

Sự khác biệt chủ yếu với mô hình hóa kết cấu của chương trình là :

1. Sự thiếu sót tính tương tích giữa các khung nối liền với nhau (*inter-connecting frames*). Chỉ có hai bậc tự do chuyển vị ngang và góc xoay đối với trục đứng là bắt buộc tương tích giữa tất cả các khung tại tầng bất kỳ. Vấn đề phát sinh là khi áp dụng mô hình ETABS nguyên thủy, kết cấu mô hình hóa như một loạt các khung phẳng nối liền nhau mà nó đòi hỏi có cùng chuyển vị ngang tại mỗi tầng. Kết quả là các nút liên kết chung (*inter-connecting joints*) trong mỗi khung không có chuyển vị đứng tương tích hoặc cùng góc xoay đối với trục thẳng đứng. Nếu kết cấu được mô hình hóa như khung ba chiều đơn giản hoặc nếu có các khung cách ly riêng phần, liên kết chung chỉ do các tấm sàn cứng thì không có khó khăn gì.

2. Chương trình, ít nhất là trong các phiên bản ban đầu, không cho phép uốn trong mặt phẳng của tấm sàn. Điều này gây ra một số vấn đề mô hình hóa kết cấu, tại các chỗ có thể bắt gặp các sàn dài và mỏng, hoặc sàn có dạng mặt bằng chữ L hay chữ U. Các

khó khăn tương tự có thể gặp phải trong các sàn đúc sẵn có độ cứng chống cắt trong mặt phẳng thấp. Các khó khăn này sẽ trở nên đáng kể trong các kết cấu lai (*hybrid structures*) trong đó các đặc trưng biến dạng khác nhau của tường và hệ thống khung có thể tạo ra lực cắt lớn truyền trong tấm sàn.

3. Chương trình chỉ cho phép mô hình hóa các cột đứng. Các kết cấu hiện nay đã có các cột xiên (*raking*).

4. Chỉ có hệ thống sàn ngang được mô hình hoá sẵn, nó sẽ gây khó khăn với kết cấu đậu xe (*parking structures*) hay với kết cấu có móng nghiêng. Tất cả cột được giả thiết được liên kết tại cao độ mỗi sàn gây khó khăn tại một số cột có thể kéo dài quá một tầng trước khi được nối lại tại các tầng.

5. Quán tính thẳng đứng (*vertical inertias*) và quán tính xoay (*rotational inertias*) đối với trục ngang không được xét đến. Đối với các toà nhà lùn thấp (*squat building*) thì điều này không là vấn đề nhưng sự thiếu sót tác động của lực quán tính đứng sẽ tác động đến tần số tự nhiên của các toà nhà cao và đẹp và như vậy có tác động đến đáp ứng ngang của kết cấu. Kích thích động đất thẳng đứng là không thể xem xét được.

6. Phân tích lịch sử thời gian (*time-history*) có thể thực hiện cho kết cấu đàn hồi tuyến tính nhưng được sử dụng với ý định chỉ xác nhận lại sự thích đáng của phương pháp tổ hợp các mô hình động áp dụng trong phân tích các phổ đáp ứng, trừ khi người ta mong muốn tính toán lịch sử gia tốc tại các tầng trên để tiến hành các phổ của sàn.

LỜI CẢM ƠN

Tác giả xin cảm ơn sự giúp đỡ của các thành viên khác trong nhóm nghiên cứu, Dr.Sharpe, Dr. Davidson, và Ô. G. Sidwell, vì những ý kiến đóng góp đánh giá kỹ càng (*deliberations*) trên quan điểm xây dựng báo cáo này, và Giáo sư T. Paulay vì những đề nghị cải tiến trong phần trình bày.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Ahn K. and Gould P. 1990. Aseismic Base Isolation Using Natural Elements in the Interaction Soil-pile-structural System, Struc. Div Report No 86, Department of Civil Engineering, Washington Univ. in Saint Louis.

Andriono T. and Carr A.J. 1991, Reduction and Distribution of Lateral Seismic Inertia Forces On Base Isolated Multistorey Structures. Bull NZ Nat. Soc. Earthquake Engineering 24(3):225-237

Andriono T. and Carr A.J. 1991, A Simplified Earthquake Resistant Design Method for Base Isolated Multistorey Buildings. Bull NZ Nat. Soc. Earthquake Eng. 24(3):238-250

Applied Technology Council 1978 . ATC3-06, *Tentative Provisions For The Development Of Seismic Regulations For Buildings*.

Berrill,J., Priestley,M,J,N. And Chapman,H.E.1980.Design Earthquake Loading and Ductility Demand. Bull.NZ Nat. Soc. Earthquake Eng. 13(3)-232-241.

City of Los Angeles.1972.*Proposed Code Amendments,1972. City of Los Angeles, Building and Safety Commission*.
Clough , R.W.and Penzien,J.1993. *Dynamics of Structures*. 2nd Edition, McGraw-Hill, New York . 738p.

- Gupta, AK. 1990. *Response Spectrum Method In Seismic Analysis and Design of Structures*. Blackwell Scientific, Cambridge, Mass, 170p
- Humar, JI. 1984. Design for Seismic Torsional Forces. Proc. Can. J. Civ. Eng. 11:150-163 .
- Humar, JI. 1990. *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, ISBN 0-13-222068-7. (See Chapter 13).
- Klirss et al, 1980. *Analysis for Soil-Structure Interaction Effects For Nuclear Power Plants*. Report by Ad-Hoc Group on Soil Structure Interaction, Structural Division, ASCE.
- Lysmer, J. 1978. *Analytical Procedures in Soil Dynamics*, Report No. UCB/EERC-78/29, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Moss, P.J. and Carr, A.J. 1979. *Vibration Tests on the Bullar River Bridge at Westport*. Research Report 79-16, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 33p.
- Newmark, N.M. and Veletsos, A.S. 1960. *Effect of Behaviour Of Simple systems to Earthquake Motion*. Proc. 2nd World Conf. On Earthquake Engineering. Tokyo, 11-18 July 1960-895-912
- Newmark and Rosenblueth. 1971. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- NZS 4203:1992. 1992. *Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Building*. Volumes 1, The Code and Volume 2, The Commentary. Standards New Zealand, Wellington.
- Rosenblueth, E. and Elorduy, J. 1969. *Responses of Linear Systems to Certain Transient Disturbances*, Proc. 4th Word Conf. On Earthquake Engineering Santiago, Chile.
- SEAOSC. 1977. *Seismic Analysis by Computer*. Report by Electronic Computation Committee, Structural Engineers Association of Sothen California.
- Skinner, R.I. 1996 *Earthquake-Generated Forces and Movements in Tall Buildings*. Bulletin 166. NZ DSIR, Wellington.
- Skinner, R.I. Robinson, W.H. and McVerry, G.H. 1993. *An Introduction to Seismic Isolation*. Wiley. Chichester, 354p.
- Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. and Bayo, E.P. 1981. A Replacement for the SRSS Method in Seismic. *Analysis Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 9:187-194.
- Wilson, E.L. Ming-wu Yeian and Dickens J.M. 1982. *Dynamic Analysis by Direct Superposition of Ritz Vectors*, J. Eq Eng and Struct. Dyn. 10:813-821.
- Wolf, J.P. 1985. *Dynamic Soil Structure Interaction*. Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wolf, J.P. 1988. *Soil-Structure Interaction Analysis in the Time Domain*, Prentice- Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Zhao, X. *Seismic Soil-Structure Interaction*. Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1990.
- Zhao, X, Carr, A.J. and Moss, P.J., *Soil-Structure Interaction Using Boundary Elements in the Time-Domain*, Proc. 11th Australasian Conf. On the Mech. Of Struct, and Mat, 1989 .