

PHƯƠNG PHÁP CHIA THỚ CỦA PHẦN TỬ DẦM BÊ-TÔNG CỐT THÉP PHI TUYẾN TÍNH CHO PHÂN TÍCH PUSHOVER FIBER SECTION METHOD OF A NONLINEAR REINFORCED CONCRETE BEAM ELEMENT FOR PUSHOVER ANALYSIS

Đỗ Thị Kim Dung và Nguyễn Nam Trung*

Ban QLDA Nhà 1&5 Lê Duẩn, 5 Lê Duẩn, P. Bến Nghé, Q1, TP. Hồ Chí Minh,

E-mail: dung42x3@yahoo.com

*Công ty Tư vấn Xây dựng Điện 3, 32 Ngô Thời nhiệm, Q3, TP. Hồ Chí Minh.

Email: namtrung.xd@pecc3.netnam.vn

BẢN TÓM TẮT

Ngày nay, có rất nhiều nghiên cứu tạo ra mô hình để phản ánh chính xác ứng xử của kết cấu bê-tông cốt thép, đặc biệt là ứng xử với động đất. Trong đó, mô hình chia thớ phần tử được đánh giá là phương pháp đơn giản nhưng đem lại kết quả tương đối chính xác. Bài viết này sẽ nghiên cứu về loại mô hình này dựa trên chương trình XFINAS được tiến sỹ Kidu Kim, Viện Công Nghệ Châu Á, Bangkok giới thiệu, đây là phần mở rộng của chương trình FINAS phát triển tại trường Imperial College, London. Chương trình sẽ đánh giá các cột bê-tông cốt thép có tiết diện chữ nhật hoặc tròn và được tác dụng lực từ nhiều phương khác nhau. Chương trình có khả năng xác định được những ứng xử cơ bản của cấu kiện bê-tông cốt thép trong miền đàn hồi và ngoài miền đàn hồi với việc sử dụng những đường biểu diễn tính chất vật liệu hợp lý. Đối với cả bê-tông trong và ngoài miền chịu ép (trong và ngoài miền giới hạn bởi thép đai) thì phương pháp chia thớ phần tử đều cho kết quả đường quan hệ lực-chuyển vị tốt. Ngoài ra, phân tích tĩnh phi tuyến tính - “pushover” dựa vào phương pháp này kết hợp với phương pháp phổ khả năng trong ATC40 được phát triển nhằm tìm hiểu ứng xử của cột bê-tông cốt thép khi động đất.

ABSTRACT

Nowadays, there are many model efforts to approach accurate behavior of reinforced concrete structures, especially the seismic behavior. In which, fiber section model is considered as a simply method giving rather accurate result. Fiber section model is developed in this study based on XFINAS program introduced by Dr. Kim Kidu in Asian Institute of Technology, Bangkok, an extension from FINAS, Imperial College, London. The program is validated for several reinforced concrete members which have rectangular or circular cross-section and are subjected to applied load in many directions. The program is capable to capture the dominant behavior of reinforced concrete members in the elastic and the inelastic region by applying effective constitutive laws of materials. For both unconfined and confined concrete frames, the load-displacement relationship of fiber section analysis shows good result. Moreover, nonlinear static analysis - “pushover” based on fiber section analysis together with capacity spectrum method introduced in ATC40 are developed to investigate the seismic performance of reinforced concrete columns.

1. PHƯƠNG PHÁP CHIA THỚ PHẦN TỬ CHO KẾT CẤU BÊ-TÔNG CỐT THÉP

1.1 Các giả thiết và công thức của phương pháp chia thớ phần tử

1.1.1 Các giả thiết

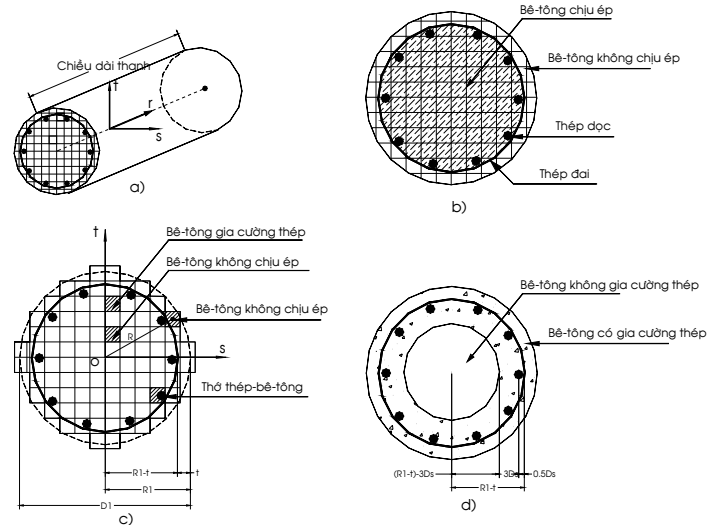
Trong nghiên cứu này, các tác giả đã dùng ngôn ngữ Fortran phát triển phương pháp chia thớ phần tử trong chương trình XFINAS. Phương pháp này chia cấu kiện thành các phần tử và chia phần tử thành các thớ. Các thớ này chạy dọc phần tử và làm việc theo ứng suất dọc trục. Biến dạng uốn của thớ được phân tích dựa vào giả thiết Euler-Kirchoff (lý thuyết mặt phẳng tiết diện giữ nguyên sau khi tác dụng lực). Giả thiết này cho phép phân tích phần tử đặc ba chiều như là phần tử thanh ba chiều đẳng hướng với hai hoặc ba nút [8]. Theo giả thiết này liên kết giữa các thớ được xem là tuyệt đối. Còn biến dạng cắt thì dựa trên giả thiết Euler-Bernoulli, cho rằng ứng suất ngang được coi là rất nhỏ so với ứng suất dọc trục đối với cấu kiện mảnh. Do đó mô hình ứng xử dẻo sẽ dự đoán được ứng xử tổng thể của cấu kiện mảnh [8]. Từ nhiều nghiên cứu [6], [9] đã chứng tỏ phương pháp chia thớ phần tử dựa vào hai giả thiết trên có thể mô tả gần đúng sự làm việc của kết cấu bê-tông cốt thép.

1.1.2 Định nghĩa thớ phần tử

Bề mặt của phần tử có hình dạng khác nhau sẽ được chia theo lưới với khoảng cách chia đều cho mỗi phương. Khi đó các ô chia sẽ được phân thành 3 loại chính: ô thể hiện bê-tông chịu ép (confined concrete, trong vùng chịu tác dụng của thép đai), ô thể hiện bê-tông không chịu ép (unconfined concrete, lớp bê-tông bảo vệ) và ô thể hiện cốt thép-bê tông. Ngoài ra, để thể hiện được chính xác sự làm việc chịu kéo của bê-tông, tác giả còn phân loại bê-tông thành hai vùng, vùng bê-tông có gia cường cốt thép và vùng bê-tông không được gia cường cốt thép (Hình 1.1).

1.1.3 Ma trận độ cứng của phần tử

Chuyển vị của phần tử được xác định dựa vào hàm hình dạng của phần tử hai nút với 6 bậc tự do tại mỗi nút. Trong phương pháp chia thớ phần tử giả thiết không có mối liên hệ giữa biến dạng uốn và cắt nên ma trận độ cứng tiếp tuyến cần tìm được xác định từ biến thiên nội lực và biến



Hình 1: Định nghĩa chia thớ phần tử thiên biến dạng có dạng:

$$[D] = \begin{bmatrix} [D_n]_{3 \times 3} & [0]_{3 \times 3} \\ [0]_{3 \times 3} & [D_s]_{3 \times 3} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Trong đó: $[D_n]_{3 \times 3}$ là ma trận độ cứng tiếp tuyến tương ứng với ứng suất dọc trục.

$[D_s]_{3 \times 3}$ là ma trận độ cứng tiếp tuyến tương ứng với ứng suất cắt.

Hai ma trận độ cứng này sẽ được xác định một cách đơn giản bằng phương pháp số học của phân tích chia thớ phần tử.

1.1.4 Ứng suất pháp tuyến, độ cứng uốn

Dựa trên giả thiết Euler-Kirchoff, các biến dạng sẽ phân bố tuyến tính trên mặt cắt và biến đổi tương ứng với khoảng cách đến trục trung hoà.

$$\varepsilon_{rij} = \varepsilon_{ro} + s_{ij}\phi_t - t_{ij}\phi_s \quad (2)$$

Trong đó:

s_{ij} và t_{ij} là tọa độ của ô phân chia (i,j);

ε_{ro} là biến dạng dọc trục trung bình tại trọng tâm của mặt cắt phần tử;

ϕ_s và ϕ_t là biến dạng uốn xung quanh trục s và t

Ở phương pháp chia thớ phần tử, các biến dạng được phân chia theo các thớ và ứng suất được xác định bằng cách tập hợp ứng suất của các thớ với nhau. Mỗi ô phân chia (i,j) sẽ làm việc dọc trục theo quy luật kéo-nén cơ bản của vật liệu để xác định ứng suất pháp tuyến từ biến dạng pháp tuyến ε_{rij} :

$$\begin{aligned}\delta\sigma_c &= E_c (\delta\varepsilon_o + t\delta\phi_s - s\delta\phi_t) \\ \delta\sigma_s &= E_s (\delta\varepsilon_o + t\delta\phi_s - s\delta\phi_t)\end{aligned}\quad (3)$$

Trong đó: E_c và E_s là độ cứng tiếp tuyến bê-tông và cốt thép. Giả thiết biến dạng và ứng suất trong một thớ là hằng số và bê-tông - thép liên kết tuyệt đối với nhau nên ứng suất pháp tuyến:

$$\sigma = \sigma_c + \sigma_s \quad (4)$$

Với σ_c , σ_s là ứng suất của bê-tông và cốt thép.

Thông thường nội lực được xác định bằng cách tích phân ứng suất trên bề mặt của phần tử, nhưng với phương pháp chia thớ phần tử thì phép tích phân sẽ được thực hiện số học bằng cách tổng hợp nội lực của các thớ như sau:

$$\begin{aligned}P &= \int_A \sigma \times dA = \left[\sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_t} s_{ij} (\sigma_c) + \right. \\ &\left. + \rho \sum_{k=1}^{N_s} s_k (\sigma_s)_k - \rho \sum_{k=1}^{N_s} s_k (\sigma_c)_k \right] \Delta A_c\end{aligned}\quad (5)$$

$$\begin{aligned}M_s &= \int_A \sigma \times t \times dA = \left[\sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_t} t_{ij} (\sigma_c) + \right. \\ &\left. + \rho \sum_{k=1}^{N_s} t_k (\sigma_s)_k - \rho \sum_{k=1}^{N_s} t_k (\sigma_c)_k \right] \Delta A_c\end{aligned}\quad (6)$$

$$\begin{aligned}M_t &= \int_A \sigma \times s \times dA = - \left[\sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_t} s_{ij} (\sigma_c) + \right. \\ &\left. + \rho \sum_{k=1}^{N_s} s_k (\sigma_s)_k - \rho \sum_{k=1}^{N_s} s_k (\sigma_c)_k \right] \Delta A_c\end{aligned}\quad (7)$$

Trong đó: ρ là tỉ lệ thép của thớ được tính toán theo công thức: $\rho = \Delta A_s / \Delta A_c$

ΔA_s và ΔA_c là diện tích thép và diện tích bê-tông trên bề mặt thớ.

Sau khi xác định được biến thiên của nội lực tương ứng $\{\delta P \quad \delta M_s \quad \delta M_t\}$ có thể tìm ra ma trận độ cứng tiếp tuyến dẻo $[D_n]_{3 \times 3}$ của phần tử dựa vào phương trình

$$\begin{aligned}\{\delta P \quad \delta M_s \quad \delta M_t\} &= [D_n]_{3 \times 3} \times \\ &\times \{\delta\varepsilon_o \quad \delta\phi_s \quad \delta\phi_t\}\end{aligned}\quad (8)$$

1.1.5 Ứng suất cắt và độ cứng cắt

Lực cắt (Q_s và Q_t) trên bề mặt phần tử quan hệ tuyến tính với biến dạng cắt (γ_{sr}, γ_{tr}):

$$\begin{aligned}Q_s &= G_c \times A \times \gamma_{sr} \\ Q_t &= G_c \times A \times \gamma_{tr}\end{aligned}\quad (9)$$

Với A là tổng diện tích mặt cắt ngang của phần tử;

G_c là độ cứng cắt đàn hồi giả thiết là bằng độ cứng của bê-tông không bị nứt.

Biến dạng xoắn cũng được coi là biến thiên tuyến tính trên mặt cắt, vì vậy mô-men xoắn M_r có quan hệ với góc xoắn ϕ_r như sau:

$$\begin{aligned}M_r &= \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_t} \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} \times \\ &\times [(s_{ij})^2 + (t_{ij})^2] \Delta A \times \phi_r\end{aligned}\quad (10)$$

Vì vậy có thể xác định được độ cứng cắt $[D_s]_{3 \times 3}$ của kết cấu theo phương trình sau:

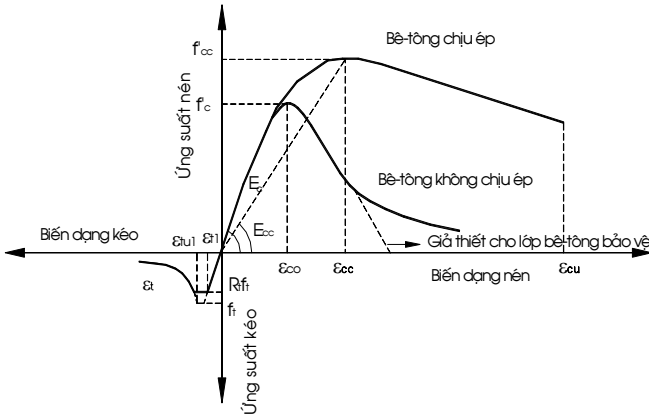
$$\begin{aligned} \{\delta Q_s \quad \delta Q_t \quad \delta M_r\} = \\ = [D_s]_{3 \times 3} \times \{\delta \varepsilon_o \quad \delta \phi_s \quad \delta \phi_t\} \end{aligned} \quad (11)$$

1.1.6 Tính phi tuyến tính hình học trong phần tử thanh

Bên cạnh sự làm việc ngoài miền đàn hồi của vật liệu cần phải kể đến tính phi tuyến tính hình học của kết cấu. Ở một số vùng kết cấu có thể có những biến dạng lớn nên dạng hình học của kết cấu cũng biến đổi theo trong quá trình tác dụng lực. Khi đó ma trận độ cứng của kết cấu được biểu diễn dưới dạng:

$$[K] = [K_M] + [K_G] \quad (12)$$

Với $[K_M]$ là ma trận độ cứng vật liệu và $[K_G]$



Hình 2: Mô hình tính chất vật liệu bê-tông là ma trận độ cứng hình học, phụ thuộc vào ứng suất. Việc kể đến sự làm việc phi tuyến tính của vật liệu và dạng hình học đã được lập trong XFINAS, sẽ được áp dụng cho quá trình tính toán của nghiên cứu này.

1.2 Đường biểu diễn tính chất cơ bản của vật liệu (constitutive laws)

Độ cứng tiếp tuyến của mỗi thứ vật liệu được xác định dựa trên đường quan hệ ứng suất và biến dạng pháp tuyến. Đối với kết cấu bê-tông cốt thép thì có 2 quy luật cơ bản cần thiết: bê-tông và cốt thép.

1.3.1 Đường biểu diễn tính chất bê-tông

Vùng bê-tông nén:

Áp dụng mô hình của Mander (1988) [5] cho bê-tông chịu nén trong đó thể hiện cả bê-tông chịu ép do tác dụng của thép đai và bê-tông không chịu ép với công thức cụ thể như sau:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \right. \\ \left. - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \end{aligned} \quad (14)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (16)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{với} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (17)$$

Trong đó: f'_c là cường độ chịu nén của bê-tông

f'_{cc} , ε_{cc} là ứng suất và biến dạng tại đỉnh.

f'_l là hàm của áp lực ép ngang hiệu quả, $f'_l = 0$ áp dụng cho bê-tông không chịu ép và $f'_l \neq 0$ áp dụng cho bê-tông chịu ép. Với tiết diện tròn:

$$f'_l = K_e f_l \quad (18)$$

$$f_l = \left(\frac{2 f_{yh} A_{sp}}{d_s s_h} \right) \quad (19)$$

Với tiết diện hình chữ nhật và tỉ lệ thép đai là ρ_s và ρ_t theo phương s và t:

$$f'_{ls} = K_e \rho_s f_{yh} ; f'_{lt} = K_e \rho_t f_{yh} \quad (20)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{s_h D_h} \quad (21)$$

Với A_{sp} là diện tích thép theo phương s (tương tự cho phương t); K_e là hệ số kể đến sự ép bê-tông $K_e = 0,95$ đối với tiết diện tròn và $K_e = 0,75$ với tiết diện chữ nhật.

Vùng bê-tông kéo:

Mô hình của Maekawa (1997) [8] được áp dụng cho miền bê-tông chịu kéo. Trong sự làm việc thực tế của kết cấu bê-tông cốt thép, vết nứt xảy ra đối với vùng bê-tông thuần túy khác so với vùng bê-tông chịu ảnh hưởng của cốt thép do tính chất liên kết giữa hai vật liệu này. Vì vậy trong mô hình của Maekawa, hệ số kể đến sự gia cường của cốt thép đối với bê-tông khi làm việc chịu kéo sẽ được áp dụng cho hai vùng bê-tông riêng biệt nói trên. Phương trình đường biểu diễn như sau:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{t1} \rightarrow f = E_c \varepsilon \leq R_t f_t \quad (22)$$

Trong đó: ε_{t1} là biến dạng kéo ban đầu lớn nhất

R_t là hệ số giảm cường độ kéo

f_t là cường độ chịu kéo một trục của bê-tông

$$\varepsilon_{t1} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{m1} \rightarrow f = R_t f_t \quad (23)$$

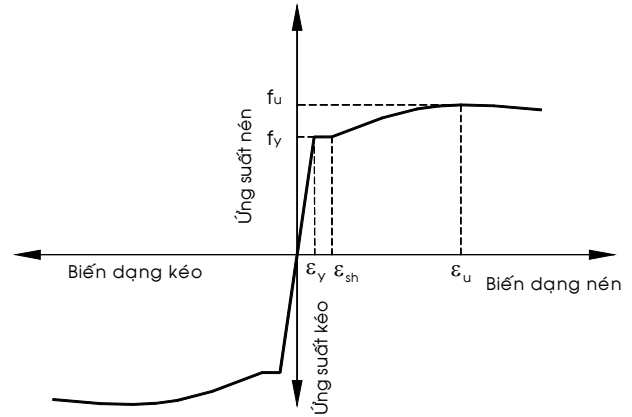
Sau khi bê-tông bị nứt thì:

$$f = f_t \left(\frac{\varepsilon_{m1}}{\varepsilon} \right)^c \leq R_t f_t \quad (24)$$

Với ε_{m1} là biến dạng nứt; c : hệ số gia cường cốt thép, $c = 0,4$ với bê-tông được gia cường cốt thép và $c = 2,0$ cho bê-tông thuần túy.

1.3.2 Đường biểu diễn tính chất của cốt thép

Mô hình của thép sẽ sử dụng phương trình quy luật mũ của Richard và Abbott (1975)



Hình 3: Mô hình tính chất của vật liệu thép

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (25)$$

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{sh} \rightarrow \sigma_s = f_y \quad (26)$$

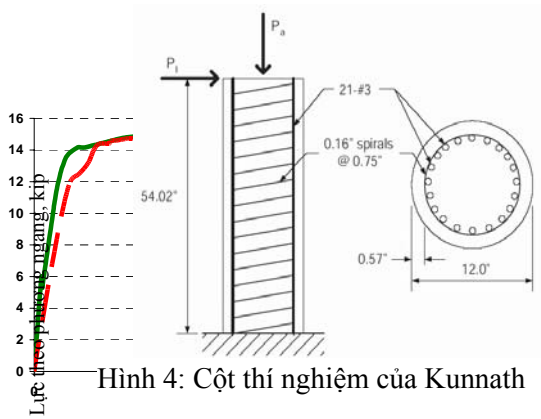
$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \rightarrow \sigma_s = f_y + (f_u - f_y) \times \left[2 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad (27)$$

Với: ε_s , σ_s là biến dạng và ứng suất của cốt thép; ε_y là biến dạng chảy; ε_{sh} biến dạng tăng cường; ε_u , f_u là biến dạng và ứng suất tới hạn

Miền kéo và nén của thép có cùng dạng ứng xử nhưng khác dấu (Hình 1.4). Bằng ngôn ngữ Fortran các tác giả đã phát triển những phương trình biểu diễn tính chất cơ bản của vật liệu này phục vụ cho phân tích chia thớ phần tử trong XFINAS.

1.3 Ví dụ áp dụng phương pháp chia thớ phần tử trong XFINAS

1.3.1 Cột tiết diện tròn chịu lực dọc & ngang



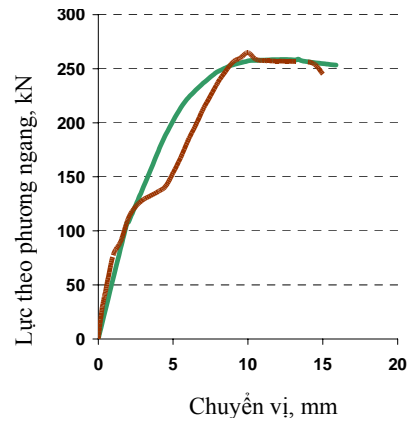
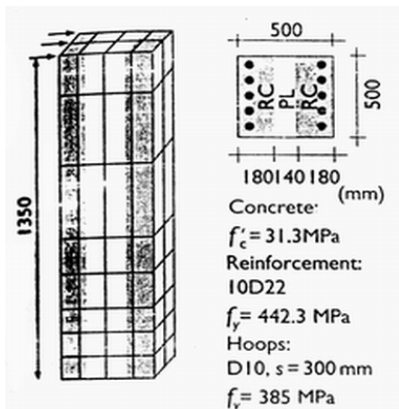
Hình 4: Cột thí nghiệm của Kunnath

--- Thí nghiệm — Phân tích chia thớ phần tử

Hình 5: So sánh kết quả phân tích chia thớ phần tử và thí nghiệm của Kunnath và đồng sự (1997)

Nhận xét: Không khác biệt lớn giữa độ cứng và giá trị lực lớn nhất của phân tích chia thớ và thí nghiệm. Đồng thời, có thể thấy được đường phân ứng của kết cấu dốc xuống vì ảnh hưởng của hiệu ứng P-Δ.

1.3.2 Cột vuông chịu phá hủy cắt

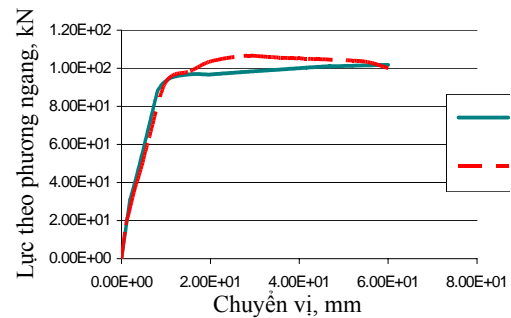
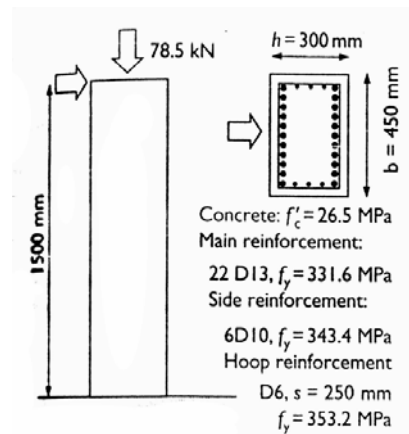


--- Thí nghiệm — Phân tích chia thớ phần tử

Hình 6: So sánh phân tích chia thớ phần tử và thí nghiệm của Maekawa

Nhận xét: Phân tích chia thớ phần tử cho kết quả độ cứng ban đầu gần đúng so với kết quả thí nghiệm nhưng không chẩn đoán chính xác điểm chảy và phá hoại cắt của kết cấu.

1.3.3 Cột chịu tải đến phá hoại uốn



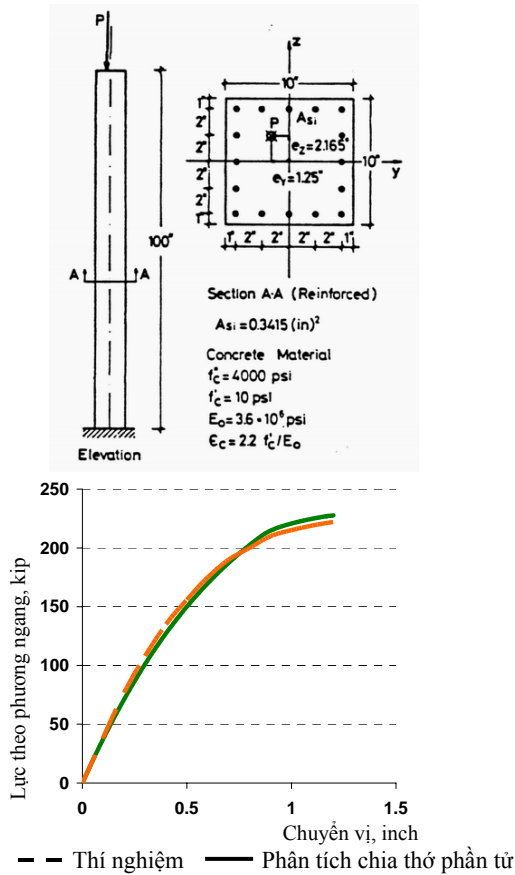
--- Thí nghiệm — Phân tích chia thớ phần tử

Hình 7: So sánh phân tích chia thớ phần tử và kết quả thí nghiệm của Osada [8]

Nhận xét: Kết quả của phân tích chia thớ phần tử có độ cứng gần chính xác so với kết quả thí nghiệm nhưng xác định giá trị lực lớn nhất thấp hơn so với kết quả thí nghiệm.

1.3.4 Cột vuông (không có thép đai) chịu uốn

Nhận xét: Phương pháp chia thớ phần tử phân tích cột không gia cường thép đai cho kết quả gần đúng so với kết quả thí nghiệm (Hình 8)



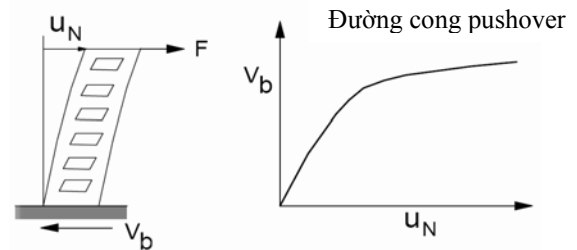
Hình 8: So sánh kết quả phân tích chia thớ phần tử và thí nghiệm của A.R. Mari (1984)

2. ĐÁNH GIÁ ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU BÊ-TÔNG CỐT THÉP VỚI ĐỘNG ĐẤT

2.1 Tổng quát

Hiện có rất nhiều phương pháp đánh giá ứng xử của kết cấu bê-tông cốt thép dưới tác dụng của động đất. Có các phương pháp phân tích tuyến tính như: quy trình dùng lực tĩnh ngang, quy trình dùng lực động ngang và quy trình dùng hệ số yêu cầu khả năng. Trong các phương pháp phân tích phi tuyến, phương pháp phân tích theo thời gian (time history analysis) được xem là phương pháp cơ bản nhất nhưng lại quá phức tạp và không thích hợp để ứng dụng trong thực tế. Các tác giả đã chọn một phương pháp phân tích phi tuyến tính giản hóa là phương pháp phổ khả năng (capacity spectrum method) được giới thiệu trong ATC-40 “Đánh giá và cải tạo chống động đất cho công trình bê-tông cốt thép” [2] của Hiệp hội Ứng dụng Kỹ thuật của Mỹ để đánh giá sự làm việc của cột bê-tông cốt thép khi chịu tác động của tải trọng động. Theo phương pháp này để đánh giá sự làm việc của kết cấu dưới tác dụng của động đất cần xác định hai thành phần cơ bản là đường yêu cầu (demand curve) và đường khả năng (capacity curve). Đường yêu cầu thể hiện sự dịch chuyển của đất nền khi có động đất. Đường khả năng, được xác định bằng phân tích pushover, thể hiện khả năng của kết cấu để kháng lại sự dịch chuyển đó. Giao điểm của hai đường này gọi là điểm biểu diễn của kết cấu (performance point). Chuyển vị của điểm biểu diễn thể hiện chuyển vị lớn nhất của kết cấu do chuyển dịch đất nền đó gây ra.

2.2 Phân tích pushover



Hình 9: Phân tích pushover

Pushover là phương pháp sử dụng kết quả của phân tích tác dụng lực tĩnh cho đến khi kết cấu bị phá hủy để đánh giá khả năng làm việc tổng thể ngoài miền đàn hồi của kết cấu dưới tác dụng của động đất. Nói cách khác, phân tích pushover

là việc thực hiện đẩy (hoặc kéo) kết cấu từ từ dưới tác động của lực ngang tăng dần cho đến khi hoặc là đạt được chuyển vị cuối cùng hoặc là kết cấu bị phá hủy. Trong phương pháp này, sự làm việc tổng thể của kết cấu được giả thiết là tương đương với hệ một bậc tự do. Điều này có nghĩa là phản ứng của kết cấu được điều khiển bởi dạng dao động đơn, và hình dạng dao động này sẽ giữ nguyên trong quá trình tác động lực (Krawinkler và Seneviratna, 1997). Trong nghiên cứu này, các tác giả đã sử dụng dạng tải trọng ngang của phương pháp modal pushover [4] để xác định đường cong khả năng của kết cấu đối với dạng dao động đầu tiên, là dạng ứng xử chủ đạo của kết cấu [2].

2.3 Ứng xử với động đất theo ATC-40

Áp dụng quy trình A của phương pháp phổ khả năng trong ATC-40 [2], các tác giả đã phát triển thủ tục con trong XFINAS để xác định điểm ứng xử của kết cấu khi chịu động đất theo các bước sau:

1. Phát triển đường khả năng bằng mối quan hệ giữa lực cắt nền V_B và chuyển vị đỉnh (nút n) u_m

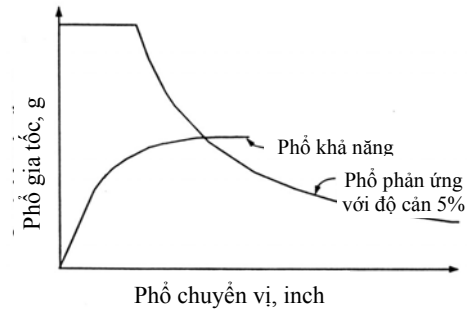
a) Xác định tần số dao động tự do ω_n và hình dạng dao động ϕ_n cho dao động tuyến tính đàn hồi.

b) Tác dụng tải trọng ngang lên các nút phần tử tương ứng với khối lượng tại các nút và dạng dao động đầu tiên của kết cấu để phát triển đường cong lực cắt nền- và chuyển vị mái $V_b - u_n$, với sự phân bố lực :

$$s^* = m\phi_1 \quad (28)$$

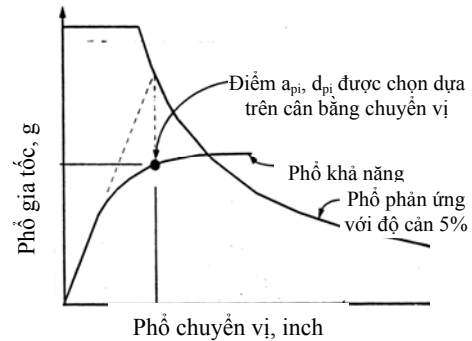
Với m là ma trận khối lượng; ϕ_1 là dạng dao động bậc nhất. Trong bước này, tải trọng bản thân của kết cấu cũng được kể đến qua khối lượng tập trung tại các nút của phần tử.

2. Biến đổi đường khả năng thành phổ khả năng dựa vào dạng dao động và khối lượng của kết cấu.



Hình 10: Phổ khả năng sau bước 2

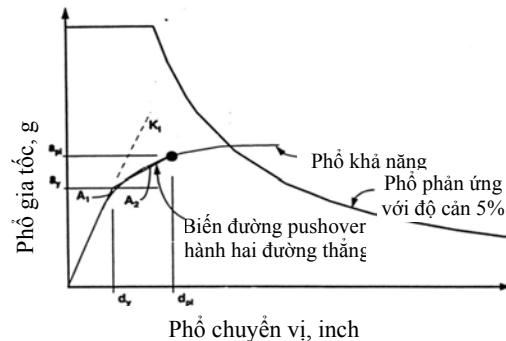
3. Xác định phổ phản ứng (yêu cầu) với hệ



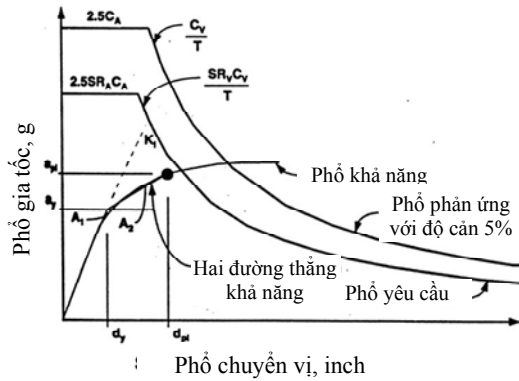
Hình 11: Phổ khả năng sau bước 3

số cản nhớt giả thiết ban đầu 5%.

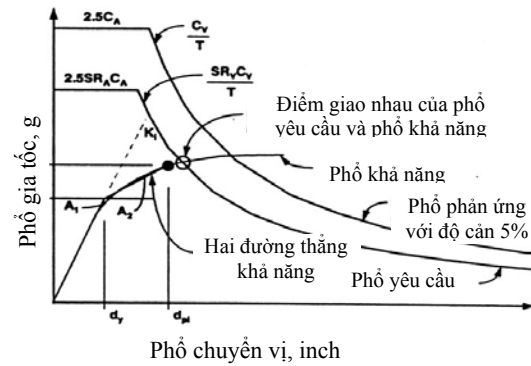
4. Chọn một điểm biểu diễn thử $a_{pi}; d_{pi}$ bằng cách kéo dài đường thẳng độ cứng giao với phổ phản ứng đàn hồi và dựa vào chuyển vị của điểm này xác định



Hình 12: Phổ khả năng sau bước 4
điểm biểu diễn thử trên đường khả năng.



Hình 13: Phổ khả năng sau bước 5



Hình 14: Phổ khả năng sau bước 6

5. Đơn giản hóa phổ khả năng thành đường hai cạnh.
6. Tính toán hệ số giảm phổ, phát triển phổ yêu cầu trên cùng một sơ đồ phổ khả năng.
7. Xác định xem là phổ yêu cầu có giao với phổ khả năng tại điểm thử d_{pi} không hay chuyển vị tại giao điểm có trong phạm vi cho phép không. Nếu phổ yêu cầu không giao với phổ khả năng trong phạm vi cho phép thì quay lại bước 3.

$$\left| \frac{d_{pi} - d_p}{d_p} \right| \leq 5\% \quad (29)$$

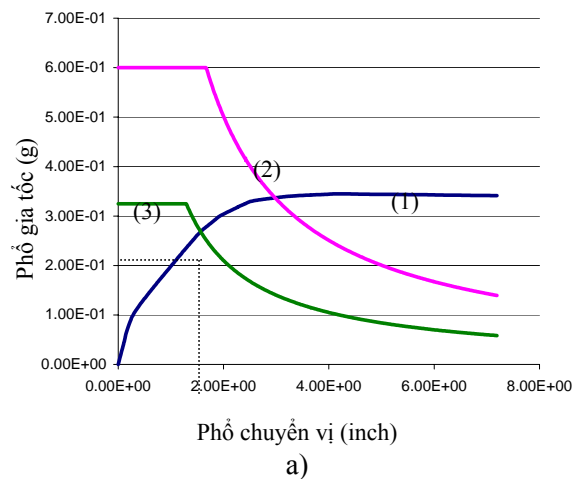
8. Đến khi nào phổ yêu cầu giao với phổ khả năng trong phạm vi này thì điểm biểu diễn thử a_{pi} ; d_{pi} trở thành điểm biểu diễn cần tìm, và chuyển vị d_p là chuyển vị lớn nhất của kết cấu khi động đất yêu cầu xảy ra.

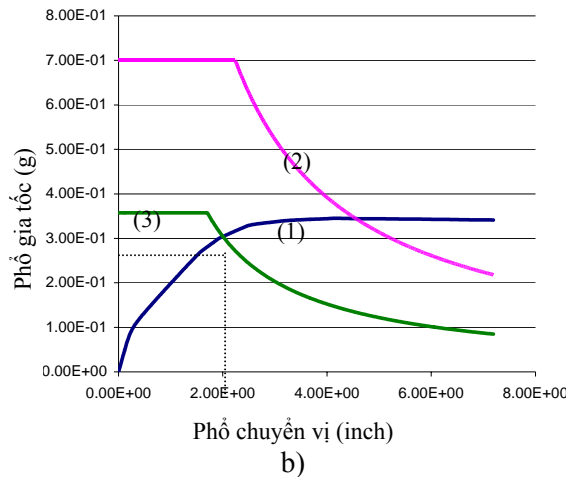
2.4 Ví dụ phân tích ứng xử với động đất

Ví dụ cột bê-tông cốt thép để đánh giá được lấy từ tài liệu “Seismic Design and Retrofit of Bridge” của Priestley (1996) với các thông số:

$H = 9144mm$; $D = 1524mm$;
 Lớp bê-tông bảo vệ: $50mm$.
 Thép dọc: $14\phi 42$; thép đai: $\phi 14a100$
 Bê-tông: $f'_c = 4,000psi$
 Cốt thép: $E_s = 30,000psi$; $f_{yh} = 66,000psi$
 Phân tích ứng xử với động đất cho cột được đặt trong vùng động đất loại ZEN = 0,2, với đất nền loại C (đất đặc chắc và đá mềm) và đất nền loại D (đất cứng). Quá trình tác dụng tải trọng ngang là tăng đều, có xét đến ảnh hưởng của trọng lực.

- (1) Phổ khả năng; (2) Phổ phản ứng đầu với hệ số cản nhớt 5%; (3) Phổ phản ứng cho điểm biểu diễn.





Hình 15: Kết quả đánh giá ứng xử với động đất của kết cấu với hai loại đất nền:

- a) Điểm biểu diễn đối với loại đất C:
 $d_p=1.56$ in, $a_p=0,26787g$
- b) Điểm biểu diễn đối với loại đất D
 $d_p=2,0$ in, $a_p=0,30409g$

Nhận xét: Loại đất nền có ảnh hưởng quan trọng đến chuyển vị của điểm biểu diễn tìm được, tức là đến ứng xử của kết cấu với động đất yêu cầu.

3. KẾT LUẬN

Qua kết quả trên, phương pháp chia thớ phần tử có thể dự đoán được ứng xử của cấu kiện bê-tông cốt thép đối với cả bê-tông trong và ngoài miền chịu ép. Bằng việc áp dụng đường biểu diễn tính chất vật liệu hợp lý, có thể thấy phương pháp này có thể mô phỏng được gần đúng ứng xử tuyến tính và phi tuyến tính của cấu kiện bê-tông cốt thép.

Trong nghiên cứu này, các tác giả đã phát triển phần mềm XFINAS để xác định ứng xử của kết cấu dưới tác động của chuyển dịch đất nền bằng phương pháp phổ động đất (quy trình A trong ATC-40), trong đó phương pháp chia thớ phần tử được dùng để xác định đường khả năng của kết cấu. Kết quả nghiên cứu cho thấy loại đất nền có ảnh hưởng quan trọng đến ứng xử của kết cấu đối với động đất. Tuy nhiên để có thể kiểm chứng phương pháp phân tích ứng xử động trên,

cần có các nghiên cứu bổ sung nhằm so sánh với các kết quả thí nghiệm cụ thể cũng như mở rộng phân tích cho các dạng dao động bậc cao.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. T.K.D., Do, M. Eng. Thesis No ST-04-16, Asian Institute of Technology, (2004).
2. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol.1, Applied Technology Council, California (1996).
3. H. Krawinkler, G.D.P.K. Seneviratna, Engineering Structures, Vol.20 (1998), pp. 452-464.
4. A.K. Chopra, R.K. Goel, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31(2002), pp.561-582.
5. A.M. Mwafy, A.S. Elnashai, Engineering Structures, Vol.23 (2001), pp.407-424.
6. J.B. Mander, et al, Journal of Structure Engineering, ASCE, 114, Vol.8(1988), pp.1804-1826.
7. F. Taucer, E. Sapacone, and F.C. Filippou, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-91/17 (1991).
8. K. Maekawa, A. Pimanmas, H. Okamura: Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, London and New York (2002).
9. A.R. Mari, Structural Engineering and Structural Mechanics, Report No. UCB/SESM-84/12 (1984).
10. M.J.N. Priestley, et al., Journal of structural engineering, Vol.120, No. 8, August 1994.
11. Nguyen, H.T., M. Eng. Thesis No ST-03-31, Asian Institute of Technology, (2003).
12. Dinh, V.N., M. Eng. Thesis No ST-03-34, Asian Institute of Technology, (2003).
13. <http://www3.forum8.co.jp/english/ucwin/com3-help/theoretical-e.htm>.