

HIỆU QUẢ GIẢM CHẤN CHO KHUNG BTCT CHỊU ĐỘNG ĐẤT BẰNG GIẢI PHÁP GIA CƯỜNG VẬT LIỆU GFRP

HỨA THÀNH THÂN^{1,*}, NGUYỄN NGỌC PHÚC², LÊ VĂN HÂN³

¹ Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

² Khoa Xây dựng, Trường Cao đẳng Xây dựng số 2, TP. Hồ Chí Minh

³ Khoa Xây dựng, Trường Cao đẳng Giao thông vận tải III

TÓM TẮT

Bài báo này trình bày một nghiên cứu về việc sử dụng vật liệu nhựa cốt sợi thủy tinh (GFRP) để gia cường, nhằm làm tăng khả năng kháng chấn cho khung bê tông cốt thép (BTCT). Đánh giá mức độ hư hại (DI) của khung có và không có gia cường GFRP bằng phương pháp số thông qua phần mềm MATLAB R2014a kết hợp với kết quả phân tích từ phần mềm SAP2000 bằng phần tử phi tuyến LINK ứng xử trễ theo mô hình Takeda có xét đến các trận động đất Taft, Land và Nort. Giá trị DI của khung không gia cường lớn hơn khung gia cường GFRP khi cùng chịu một trận động đất. Với giá trị DI bằng nhau, gia tốc nền PGA động đất khi không có gia cường GFRP nhỏ hơn gia tốc nền PGA động đất khi có gia cường GFRP.

Từ khóa: Khung BTCT, nhựa cốt sợi thủy tinh, nhựa cốt sợi hạn chế nở hông, mức độ hư hại, phần tử phi tuyến LINK.

ABSTRACT

Reductional Vibration of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Frames by GFRP solution

The paper reports the results of material using the research of glass fiber reinforced Polymer (GFRP) to reinforce and increase the reductional vibration of reinforced concrete (RC) frames. Damage indexes (DI) of the RC frames with and without GFRP was analyzed by finite element method of MATLAB R2014a software associated with the results from the SAP2000 analysis by nonlinear Link elements which follow hysteretic Takeda model subjects to some earthquakes such as Taft, Land and Nort. DI value of GFRP non - RC frames is bigger than the GFRP RC frames when it is subject to some earthquakes. At the same DI value, the GFRP non - PGA is smaller than GFRP PGA.

Keywords: Reinforced concrete (RC) frames, glass fiber reinforced Polymer (GFRP), fiber reinforced polymer (FRP) confinement, damage indexes (DI), nonlinear Link elements.

1. Đặt vấn đề

Để giảm thiểu các công trình hư hại do tác dụng của động đất, việc gia cường kết cấu là một giải pháp mang lại nhiều lợi ích về kinh tế hơn so với việc phá dỡ và xây dựng công trình mới. Hiện nay, nhiều giải pháp gia cường khác nhau như dùng hệ giằng thép, gia cố bằng hệ cân, gia cường bằng BTCT (tăng tiết diện cột), vật liệu nhựa cốt sợi (FRP - Fiber -Reinforced Polymer),... trong đó, giải pháp sử dụng FRP để gia cường kết cấu là một giải pháp có nhiều ưu điểm như độ

*Email: huathan020608@gmail.com

Ngày nhận bài: 15/10/2016; Ngày nhận đăng: 28/11/2016

bền cao, tuổi thọ lớn, cường độ chịu kéo cao, trọng lượng nhẹ, ít bị ăn mòn, thi công dễ dàng, phần gia cố không chiếm không gian kiến trúc,... FRP đã được nhiều tác giả trong và ngoài nước nghiên cứu và công bố, cụ thể như Nguyễn Chí Thanh và cộng sự [13] đã nghiên cứu gia cường cho kết cấu chịu lực bê tông cốt thép bằng việc dán lớp vật liệu cốt sợi cường độ cao là một trong các giải pháp duy trì và nâng cao sức chịu tải của kết cấu cũ để đáp ứng yêu cầu về khai thác, kết quả gia cường vật liệu cường độ cao này ở những vùng chịu kéo làm tăng chiều cao chịu nén của mặt cắt bê tông, đồng thời làm tăng khả năng chịu uốn của cấu kiện; Balsamo và cộng sự [3] đã sử dụng vật liệu FRP để gia cường cho cột và dầm của một khung BTCT bốn tầng, kết quả cho thấy các khung gia cường FRP có thể chịu được tải trọng động đất tăng thêm 1,5 lần so với ban đầu dựa trên tiêu chí cùng mức độ chuyển vị; Eslami và Hamid Reza Ronagh [8] đã sử dụng FRP để gia cường cho các cột của một khung tám tầng không đủ cốt đai, kết quả cho thấy độ dẻo và khả năng chịu động đất của khung tăng lên đáng kể; Vui Van Cao và Hamid Reza Ronagh [22] đã phân tích ảnh hưởng của việc dịch chuyển khớp dẻo của khung BTCT bằng FRP gia cường, kết quả cho thấy mức độ hư hỏng của khung có gia cường FRP thấp hơn so với khung không có gia cường FRP nếu cùng chịu một cường độ động đất như nhau. Trong nghiên cứu tiếp theo, Vui Van Cao và Hamid Reza Ronagh [23] đã nghiên cứu ảnh hưởng của việc gia cường nhựa cốt sợi thủy tinh (GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer) để hạn chế nở hông cho một khung tám tầng chịu tải trọng động đất khác nhau đến mức độ hư hỏng (DI - Damage Indexes). DI được đánh giá bằng chỉ số hư hỏng và được phân thành các cấp độ như không hư, hư hỏng nhẹ, hư hỏng vừa, hư hỏng nặng và công trình phá hoại, kết quả của nghiên cứu cho thấy việc gia cường GFRP làm giảm đáng kể hư hỏng của khung tám tầng xuống một hoặc hai cấp độ hư hỏng.

Gia cường khung BTCT bằng GFRP hạn chế nở hông đã được nhiều tác giả nghiên cứu, tuy nhiên mức độ tăng khả năng kháng chấn của khung BTCT được gia cường bằng GFRP so với khung BTCT không được gia cường có cùng một DI chưa được nghiên cứu.

Giới hạn bài báo này là phân tích khung BTCT tám tầng ba nhịp, khung được mô hình bởi phần mềm SAP2000 V15 [7] bằng phần tử phi tuyến LINK ứng xử trễ theo mô hình Takeda [21]. Phân tích ngoài miền đàn hồi theo thời gian của khung BTCT chịu các trận động đất khác nhau, được phân tích bằng phương pháp số bởi phần mềm MATLAB R2014a có xét DI bằng giá trị. Kết quả của nghiên cứu sẽ phân tích đánh giá hiệu quả giảm chấn của khung BTCT có và không có gia cường GFRP.

2. Mô hình bê tông khi bị bó hông

2.1. Vật liệu FRP

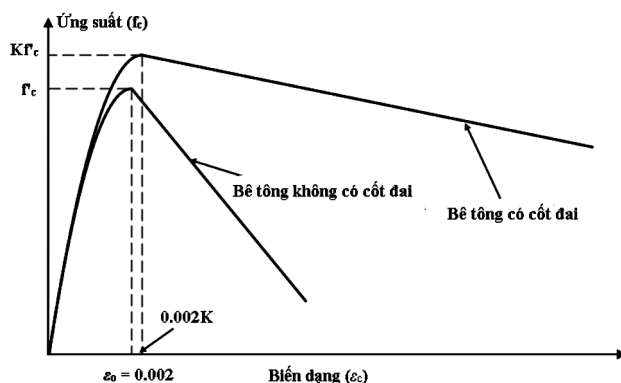
Đặc điểm vật liệu FRP có độ bền cao, tuổi thọ lớn, trọng lượng nhẹ, dễ thi công và ít bị ăn mòn. Những ưu điểm này có được là nhờ những đặc trưng của FRP như cường độ chịu kéo cao, khối lượng riêng nhẹ. Vật liệu mới FRP được dùng phổ biến trong ngành xây dựng là sợi thủy tinh (GFRP), sợi carbon (CFRP), sợi Aramid (AFRP). Một số chỉ tiêu cơ lý của chúng được so sánh với cốt thép, thể hiện trong *Bảng 1*.

Bảng 1. Chỉ tiêu cơ lý của vật liệu FRP, ACI [2]

Thông số	Thép	GFRP	CFRP	AFRP
Cường độ chịu kéo (MPa)	483÷690	1860÷4140	1720÷6200	3440÷4140
Mô đun đàn hồi $\times 10^3$ (MPa)	200	69÷90	220÷690	69÷124
Khối lượng riêng (g/cm ³)	7,9	1,2÷2,1	1,5÷1,6	1,2÷1,5
Biến dạng kéo đứt (%)	6÷12	4,5÷5,4	0,2÷1,5	1,6÷2,5

2.2. BTCT không gia cường FRP

Ảnh hưởng của cốt đai đến quan hệ ứng suất và biến dạng của bê tông được nghiên cứu bởi nhiều tác giả khác nhau. Đơn giản nhất là mô hình của Kent và Park [9], ứng suất và biến dạng sau khi đạt ứng suất cực đại của bê tông có và không có cốt đai là khác nhau; phần còn lại là như nhau. Điều không hợp lý này đã được sửa đổi trong mô hình của Park và cộng sự [15] bằng cách có tính đến việc tăng ứng suất cực đại của bê tông thể hiện như Hình 1.



Hình 1. Mô hình quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông theo Park và cộng sự [15]

$$f = f_c'' \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \text{ nếu } \epsilon_c \leq \epsilon_0 \tag{1}$$

$$f = f_c'' \cdot [1 - Z \cdot (\epsilon_c - \epsilon_0)] \geq 0,2 \cdot f_c'' \text{ nếu } \epsilon_c \geq \epsilon_0 \tag{2}$$

Trong đó:

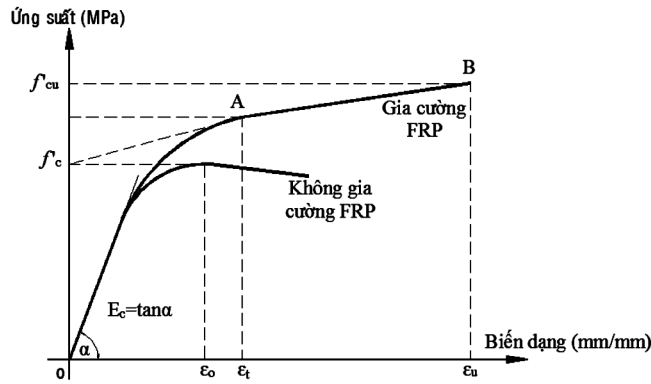
$$f_c'' = K \cdot f_c'; \quad \epsilon_0 = K \cdot \epsilon_c'; \quad Z = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29 \cdot f_c'}{145 \cdot f_c' - 1000} + \frac{3}{4} \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{b''}{s_h}} - 0,002 \cdot K}; \quad K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_c'}$$

f_c' - ứng suất trong bê tông; ρ_s - tỷ số giữa thể tích cốt đai và thể tích phần lõi bê tông; ϵ_c' - biến dạng của bê tông; f_c'' - ứng suất lớn nhất đơn vị MPa; b'' - chiều rộng của lõi bê tông; s_h - khoảng cách cốt đai.

2.3. BTCT có gia cường FRP

Sợi FRP có tác dụng chống nở hông cho bê tông, cường độ và độ dẻo tăng lên đáng kể theo Lam và Teng [12]. Mô hình ứng suất và biến dạng của BTCT gia cường bằng vật liệu FRP chia ra làm hai loại là có và không có cốt đai. Khi không có cốt đai, tác dụng hạn chế nở hông của cốt

đai có thể bỏ qua và kết quả là toàn bộ bê tông bị hạn chế nở hông bởi sợi FRP; còn khi có cốt đai, lớp bê tông bảo vệ bị khống chế nở hông chỉ bởi sợi FRP, lõi bê tông bao bọc cốt đai bị khống chế nở hông bởi cả cốt đai và sợi FRP. Tuy nhiên, sự tương tác giữa cốt đai và sợi FRP làm cho quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông thêm phức tạp. Mặt khác, khi sợi FRP đã có tác dụng thì ảnh hưởng của nó có thể lớn hơn nhiều so với cốt đai, nên mô hình ứng suất - biến dạng không kể đến ảnh hưởng của cốt đai được chọn. Trong số các mô hình này, theo Rocca và cộng sự [18] thì mô hình của Lam và Teng [12] là phù hợp với cột tròn và cột vuông, Hình 2.



Hình 2. Mô hình gia cường sợi FRP cho bê tông của Lam và Teng [12]

Trong đoạn OA: $f_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f'_c} \cdot \varepsilon_c^2$ nếu $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t$ (3)

Trong đoạn AB: $f_c = f'_c + E_2 \cdot \varepsilon_c$ nếu $\varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$ (4)

Trong đó: $\varepsilon_t = \frac{2 \cdot f'_c}{E_c - E_2}$; $E_2 = \frac{f'_{cu} - f'_c}{\varepsilon_u}$;

f'_{cu} - ứng suất tới hạn; ε_u - biến dạng tới hạn.

$$f'_{cu} = f'_c \cdot \left(1 + 3,3 \cdot k_{s1} \cdot \frac{f_{la}}{f'_c} \right) \text{ nếu } \frac{f_{la}}{f'_c} \geq 0,07 \text{ và } f'_{cu} = f'_c \text{ nếu } \frac{f_{la}}{f'_c} < 0,07$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_0 \cdot \left[1,75 + 12 \cdot k_{s2} \cdot \frac{f_{la}}{f'_c} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_0} \right)^{0,45} \right]; f_{la} = \frac{E_f \cdot t_f}{R} \cdot \varepsilon_{h,rup} = \frac{2 \cdot E_f \cdot t_f}{D} \cdot \varepsilon_{h,rup}$$

t_f - tổng chiều dày của FRP quấn; $\varepsilon_{h,rup}$ - biến dạng của FRP; E_f - mô đun đàn hồi của

FRP; D - đường kính tương đương của cột tròn, $D = \sqrt{h^2 + b^2}$

Hệ số hình dạng: $k_{s1} = \left(\frac{b}{h} \right)^2 \cdot \frac{A_e}{A_c}$; $k_{s2} = \left(\frac{b}{h} \right)^{0,5} \cdot \frac{A_e}{A_c}$

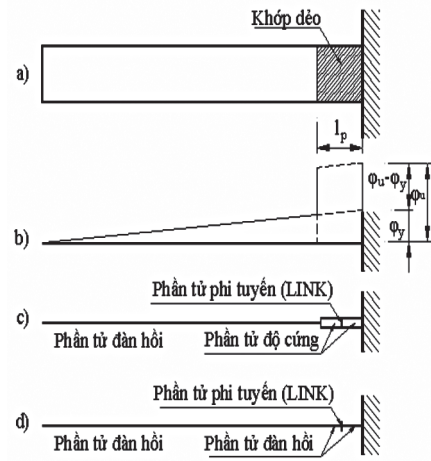
$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) \cdot (h - 2r)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) \cdot (b - 2r)^2 \right] / (3 \cdot A_g) - \rho_s}{1 - \rho_s}$$

b - chiều rộng của cột; h - chiều cao của cột; r - bán kính bo cong góc.

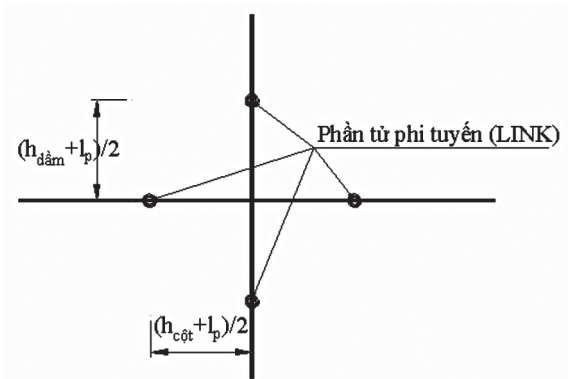
3. Mô hình phân tích

3.1. Phân tích lịch sử thời gian ngoài miền đàn hồi

Các phần tử đàn hồi dầm, cột có độ cứng được hiệu chỉnh bởi các hệ số 0,35 và 0,7 tương ứng ACI [1]. Độ cứng ban đầu sử dụng trong trường hợp kết cấu làm việc trong giai đoạn trước khi bị nứt theo hai trạng thái: 1) biến dạng đàn hồi của phần tử đàn hồi với chiều dài l_p nhỏ; 2) độ cứng hiệu chỉnh thì có thể biến dạng nhỏ hơn thực tế khi kết cấu làm việc ngoài miền đàn hồi. Kết quả ta có mô hình đàn hồi gộp phi tuyến LINK theo Sheikh và Khoury [19] và các vị trí phi tuyến LINK của dầm và cột trong khung được thể hiện trong Hình 3, Hình 4.



Hình 3. Mô hình phân tử phi tuyến LINK của Sheikh và Khoury [19]



Hình 4. Vị trí phi tuyến LINK của dầm và cột trong khung BTCT

Mô hình sợi được sử dụng để phân tích quan hệ mô men - độ cong đến trạng thái tới hạn. Trong mô hình này, mặt cắt ngang được rời rạc thành nhiều thanh hay sợi và biến dạng phân bố trong tiết diện được giả thiết là tuyến tính, các ứng suất trong mỗi sợi được tìm dựa vào mô hình vật liệu tương ứng với biến dạng của trục trọng tâm mỗi sợi, phân tích biến dạng phân bố được dừng lại khi các điều kiện cân bằng đạt đến trạng thái giới hạn.

Theo Paulay và Priestley [16], biến dạng tới hạn của bê tông ϵ_{cm} và của thép ϵ_{sm} được thể hiện:

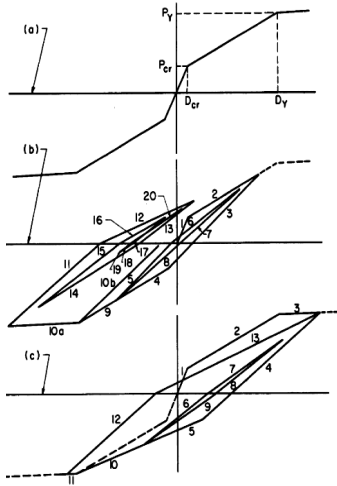
$$\epsilon_{cm} = 0,004 + 1,4 \cdot \frac{\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{suh}}{f_{cc}} \quad (5)$$

$$\epsilon_{sm} = 0,6 \cdot \epsilon_{su} \quad (6)$$

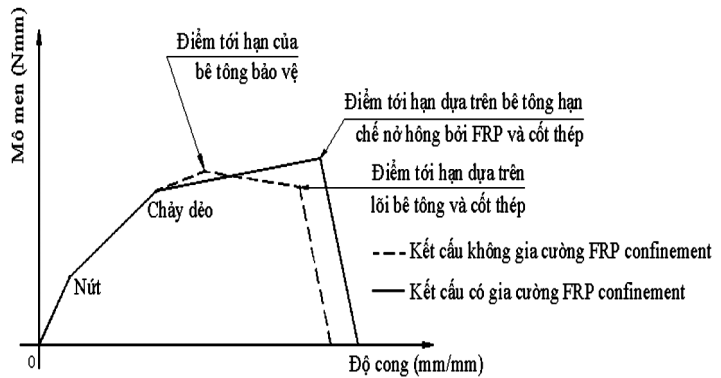
Dựa trên kết quả thí nghiệm, $\varepsilon_{h,rupt} = 0,624 \cdot \varepsilon_{frp}$ được đề xuất cho GFRP.

Mô hình ứng xử trễ cho các phân tử BTCT có thể được phân thành hai loại: tam tuyến và song tuyến. Theo mô hình Takeda [21] cho phép miêu tả những thiệt hại của kết cấu BTCT khi vùng kéo của bê tông bị nứt (Hình 5).

Ứng xử phi tuyến phần tử LINK theo mô hình Takeda [21], đã được cải tiến bởi Vui Van Cao và Hamid Reza Ronagh [23], thể hiện cụ thể qua đồ thị quan hệ mô men - độ cong của bê tông có và không có gia cường FRP, Hình 6.



Hình 5. Mô hình ứng suất trễ Takeda [21]



Hình 6. Đồ thị mô men - độ cong của kết cấu có và không có gia cường FRP của Vui Van Cao và Hamid Reza Ronagh [23]

3.2. Lựa chọn mô hình phân tích DI

Mô hình hư hại có thể chia làm hai loại cơ bản: không tích lũy và tích lũy. Lựa chọn mô hình phân tích hư hại tích lũy là một lựa chọn hợp lý hơn để đánh giá trạng thái hư hại của kết cấu chịu động đất. Theo Banon và Veneziano [4] đã sử dụng mô hình đơn giản là góc xoay tích lũy chuẩn hóa như là một DI, nó được thể hiện bằng tỷ lệ của tổng các góc xoay ngoài miền đàn hồi trong nửa chu kỳ; Park và Ang [17] đã đề xuất một mô hình phân tích DI kết hợp cả hai yếu tố biến dạng và năng lượng; Kunnath và cộng sự [10] sử dụng các ứng xử của mô men - độ cong để thay thế cho các biến dạng được đề xuất bởi Park và Ang [17]; Tabeshpour và cộng sự [20] đề xuất sử dụng các hệ số trọng lượng dựa trên số năng lượng được hấp thụ bởi các phân tử hoặc các bộ phận; Vui Van Cao và cộng sự [24] đã đề xuất một mô hình DI thể hiện qua chỉ số năng lượng được hấp thụ như sau:

$$D = \left(\frac{E_h}{E_h + E_{rec}} \right)^{\alpha \cdot (N-i)} \quad (5)$$

Trong đó: E_h - nhu cầu năng lượng, $E_{h,u}$ - khả năng hấp thụ năng lượng của kết cấu dưới tải trọng đơn, $E_{h,1collapse}$ - năng lượng tới hạn; $E_{h,1y}$ - năng lượng thu được của một chu kỳ; α - hệ

số điều chỉnh, lấy $\alpha = 0,06$; N - năng lượng tương đương với số chu kỳ bị sập đổ; i - năng lượng tương đương với số chu kỳ hiện tại; lấy $N = \frac{E_{h,1collapse}}{E_{h,1y}}$; $i = \frac{E_h}{E_{h,1y}}$.

3.3. Kiểm tra mô hình lý thuyết

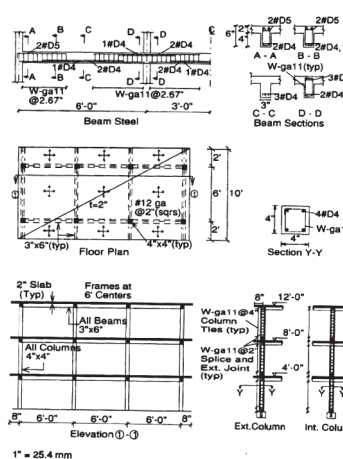
Một mô hình thí nghiệm khung ba tầng do Bracci và cộng sự [5] nghiên cứu được lựa chọn để kiểm chứng phân lý thuyết nêu trên.

3.3.1. Mô tả khung 3 tầng

Một khung thí nghiệm 3 tầng như Hình 7 với tải trọng động đất không được xét tới trong phân tích, kích thước và chi tiết cốt thép theo Hình 8, cường độ của bê tông là 27,2MPa và mô đun đàn hồi tương ứng với bê tông là 24200MPa. Đặc trưng cơ lý của bốn loại cốt thép sử dụng theo Bảng 2.



Hình 7. Mô hình khung 3 tầng Bracci và cộng sự [5]



Hình 8. Kích thước và cốt thép khung 3 tầng [5]

Bảng 2. Đặc trưng của cốt thép [5]

Cốt thép	Đường kính (mm)	Cường độ chảy dẻo (MPa)	Cường độ tới hạn (MPa)	Mô đun đàn hồi (MPa)	Biến dạng tới hạn
D4	5,715	468,86	503,34	214089,8	0,15
D5	6,401	262,01	373,33	214089,8	0,15
11ga	2,770	386,12	482,65	206160,5	0,13
12ga	3,048	399,91	441,28	205471	0,13

Tải trọng tĩnh được tính từ trọng lượng bản thân của sàn, dầm, cột và trọng lượng gắn vào mô hình như Hình 7, tổng trọng lượng của mỗi tầng là 120 KN theo nghiên cứu của Bracci và cộng sự [5].

3.3.2. Mô hình và kiểm tra

Khi phân tích tĩnh lực dọc tác dụng xuống cột được trình bày ở Bảng 3, các lực dọc này có xét đến sự dao động khi chịu động đất, mô men - độ cong cho tất cả các dầm, cột được tính như

mục 3.1, có xét ảnh hưởng của lực dọc. Tuy nhiên, để đơn giản trong bài báo này ảnh hưởng sự dao động của lực dọc đến mô men - độ cong được bỏ qua.

Mô hình trong SAP2000 [7] của khung ba tầng sử dụng phần tử phi tuyến LINK theo Hình 9, các phần tử phi tuyến LINK ứng xử trễ theo mô hình Takeda [21]. Kết quả trình bày ở Bảng 4.

Bảng 2. Lực dọc xuống cột

Tầng	Lực dọc tác dụng xuống cột (KN)	
	Cột biên	Cột giữa
1	30	60
2	20	40
3	10	20

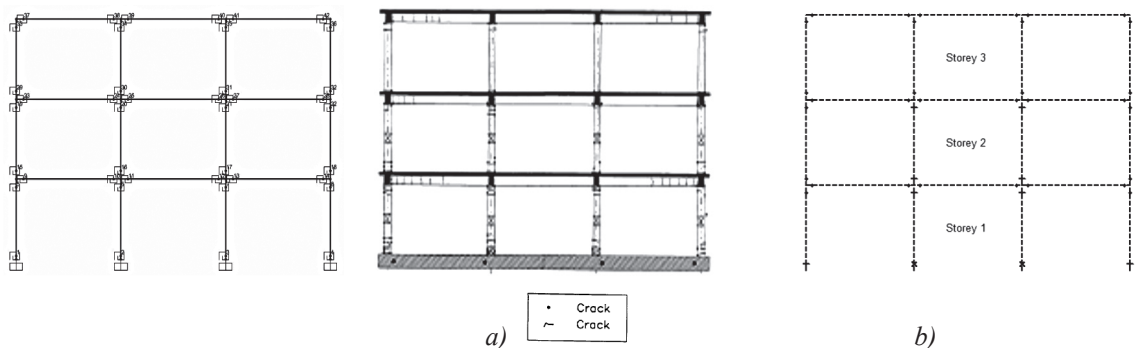
Bảng 3. So sánh tần số f (Hz)

Mode	Thí nghiệm [5]	Mô hình SAP
1	1,78	1,67
2	5,30	5,19
3	7,89	8,77

Phân tích kết cấu ngoài miền đàn hồi theo thời gian của khung ba tầng chịu động đất được tiến hành trong SAP2000. Trận động đất Taft xảy ra vào ngày 21 tháng 7 năm 1952 tại Lincoln ở California PEER [14] dùng trong thí nghiệm được sử dụng để phân tích, giá trị gia tốc nền PGA sử dụng trong phân tích ngoài miền đàn hồi là 0,3g tương ứng với cấp độ vừa của động đất. Kết quả phân tích được sử dụng để tính DI của khung BTCT. Hình 10 thể hiện mức độ hư hỏng của công trình khi chịu động đất Taft.

Bảng 4. Mức độ hư hại (DI) của Vui Van Cao và cộng sự [21]

Ký hiệu hư hại	Khoảng hư hại	DI
.	$> 0,00 \div 0,05$	Không ảnh hưởng
+	$0,05 \div 0,25$	Nhỏ
x	$0,25 \div 0,50$	Vừa
▲	$0,50 \div 0,75$	Nặng
●	$0,75 \div 1,00$	Sập đổ



Hình 9. Mô hình khung 3 tầng với phần tử phi tuyến LINK bằng SAP2000

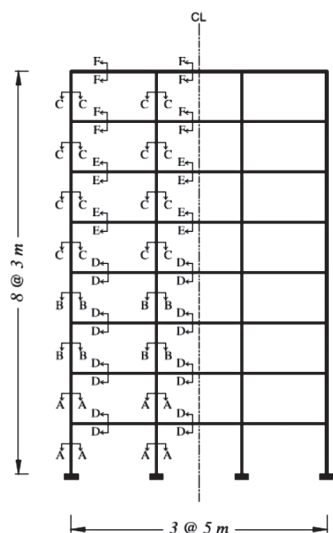
Hình 10. Hư hại của khung BTCT chịu trận động đất Taft 0,30g
a. Thí nghiệm theo Bracci và cộng sự [5]; b. Phân tích.

4. Phân tích số

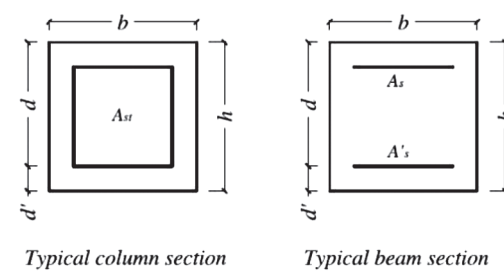
4.1. Mô tả khung tám tầng

Một khung tám tầng ba nhịp theo Hình 11, Hình 12 được chọn để phân tích DI trong bài báo này. Cốt thép chịu lực được sử dụng trong phân tích với cường độ chảy dẻo 420MPa và mô đun

đàn hồi tương ứng với cốt thép là 200GPa. Cường độ chịu nén của bê tông là 25MPa và mô đun đàn hồi tương ứng với bê tông là $4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ MPa, cụ thể cốt thép được thể hiện ở *Bảng 6*. Đường kính cốt thép đai được dùng là 10mm. Thông tin cụ thể của khung tám tầng được trình bày trong nghiên cứu của Eslami và Ronagh [8].



Hình 11. Khung tám tầng [8]



Hình 12. Mặt cắt cột và dầm điển hình của khung tám tầng [8]

Bảng 5. Chi tiết cốt thép của khung tám tầng [8]

Mặt cắt	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A _{st} (mm ²)	A _s (mm ²)	A' _s (mm ²)	Bước cốt đai (mm)
A-A	600	600	540	60	16Φ25	-	-	450
B-B	600	600	540	60	16Φ18	-	-	450
C-C	500	500	440	60	16Φ16	-	-	450
D-D	500	500	440	60	-	6 Φ25	4 Φ25	140
E-E	500	500	440	60	-	6 Φ22	4 Φ22	175
F-F	500	500	440	60	-	6 Φ18	3 Φ18	250

4.2. Mô hình khung tám tầng không có gia cường FRP

Tải trọng bao gồm tĩnh tải 30 kN/m và hoạt tải 10 kN/m, trọng lượng dùng để phân tích động đất là D + 0.25L theo nghiên cứu của Eslami và Ronagh [3]. Các trận động đất có cường độ lớn hơn 6,5; PGA lớn hơn 0,1g và thời gian động đất lớn hơn 40s được chọn để phân tích lịch sử thời gian ngoài miền đàn hồi, thể hiện trong *Bảng 6*.

Bảng 6. Số trận động đất dùng trong bài báo của Eslami và Ronagh [3]

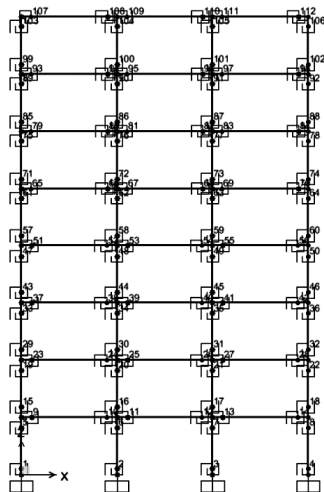
Tên động đất	Ký hiệu	Năm	Cường độ	PGA (g)
Kern Country	TAFT	1952	7,4	0,159
Landers	LAND	1992	7,3	0,130
Northridge	NORT	1994	6,7	0,345

Khung tám tầng được mô hình bởi SAP2000 bằng cách sử dụng phần tử phi tuyến LINK với các đặc trưng của phần tử phi tuyến LINK được xác định dựa vào phân tích mô men - độ cong và mô men - góc xoay cũng được trình bày trong mục 3.1. Lực dọc để phân tích mô men - góc xoay theo Bảng 8, mô hình phần tử phi tuyến LINK và mode dao động đầu tiên cho khung BTCT trong SAP2000 theo Hình 13, Hình 14.

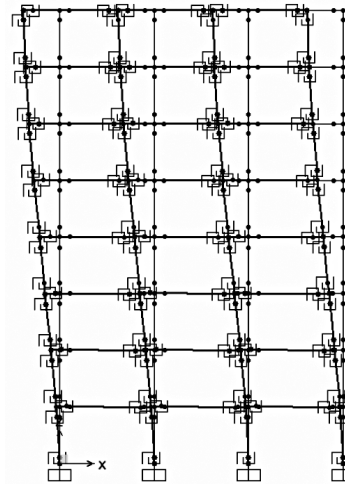
Chu kỳ dao động của khung được xác định từ mô hình SAP2000 là 1,30s xấp xỉ với chu kỳ dao động trong nghiên cứu của Eslami và Ronagh [8] là 1,28s.

Bảng 7. Lực dọc xuống cột khung khi phân tích tĩnh

Tầng	Lực dọc xuống cột (KN)	
	Cột biên	Cột giữa
1	- 982,00	- 1690,25
2	- 858,23	- 1469,40
3	- 731,93	- 1251,07
4	- 603,68	- 1034,69
5	- 475,06	- 818,69
6	- 354,93	- 610,70
7	- 233,46	- 404,04
8	- 110,63	- 198,75



Hình 13. Mô hình phân tử phi tuyến LINK



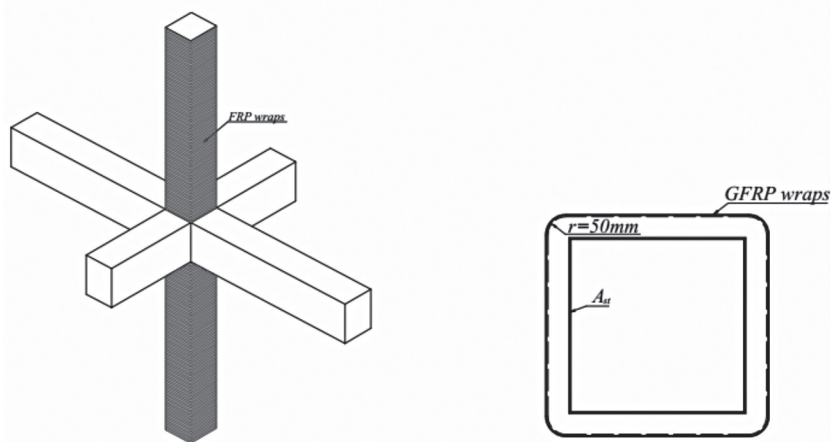
Hình 14. Mode dao động đầu tiên

4.3. Mô hình khung tám tầng gia cường GFRP

Gia cường vật liệu nhựa cốt sợi thủy tinh (GFRP) có mô đun đàn hồi nhỏ nhưng biên dạng dẻo cao, chi phí giá thành rẻ nên GFRP được chọn để gia cường khung BTCT tám tầng. Đặc trưng GFRP được chọn để gia cường thể hiện ở Bảng 9. Vị trí góc của cột được bo tròn bán kính 50 mm, quấn hai lớp GFRP quanh mỗi cột như Hình 15.

Bảng 8. Đặc trưng của GFRP theo Luca và cộng sự [11]

Cường độ chịu kéo, f_{fr} (MPa)	Mô đun đàn hồi, E_f (MPa)	Chiều dày, t_f (mm)
3241	72379	0.589



a) GFRP quấn quanh cột b) Vị trí bố góc cho cột bằng GFRP

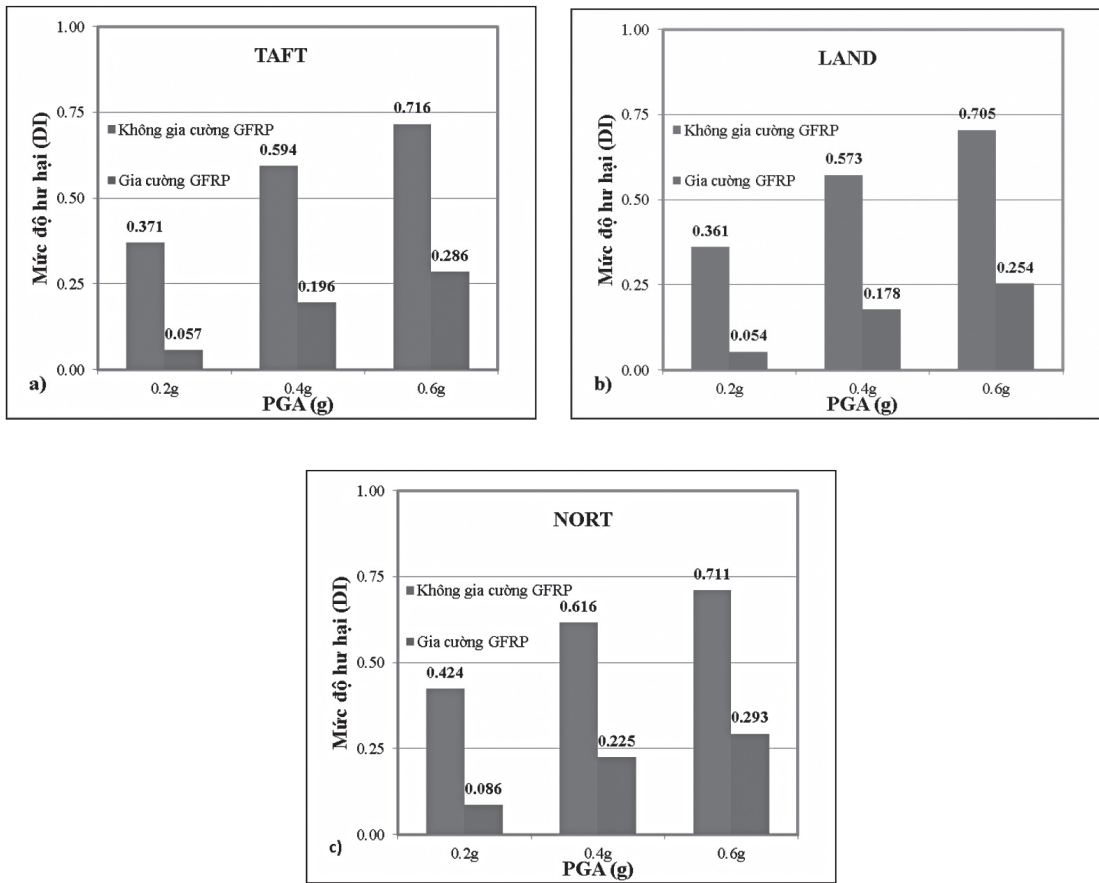
Hình 15. Gia cường GFRP cho cột theo Luca và cộng sự [11]

4.4. Phân tích DI của khung tám tầng

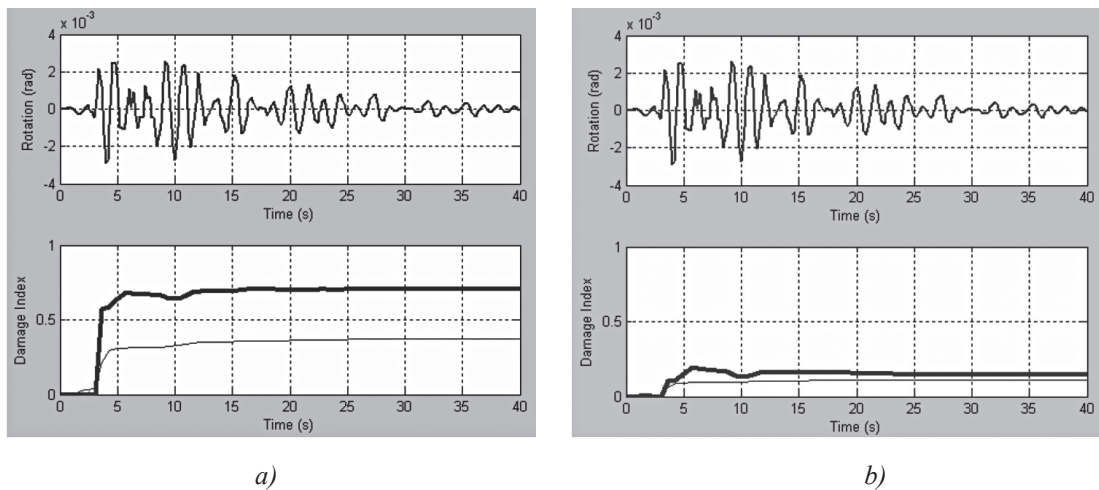
DI của khung có gia cường và không có gia cường GFRP được phân tích số bằng phần mềm MATLAB R2014a và có sử dụng kết quả phân tích từ SAP2000 có xét đến các trận động đất Taft, Land và Nort. Kết quả, khi cùng một giá trị PGA thì khung được gia cường GFRP có DI nhỏ hơn so với khung không gia cường GFRP và DI của khung được gia cường giảm xuống khoảng 2,42 đến 2,77 lần (khi PGA = 0,6g); 2,72 đến 3,32 lần (khi PGA = 0,4g); 4,93 đến 6,68 lần (khi PGA = 0,2g) theo Bảng 10, Hình 16, Hình 17.

Bảng 9. So sánh DI của mô hình khung không gia cường và có gia cường GFRP

Ký hiệu	DI không gia cường (max)			DI có gia cường (max)			So sánh chênh lệch (lần)		
	0,2g	0,4g	0,6g	0,2g	0,4g	0,6g	0,2g	0,4g	0,6g
Taft	0,371	0,594	0,716	0,057	0,196	0,286	6,50	3,03	2,50
Land	0,361	0,573	0,705	0,054	0,178	0,254	6,68	3,21	2,77
Nort	0,424	0,616	0,711	0,086	0,225	0,293	4,93	2,73	2,42



Hình 16. Độ giảm ID của khung có gia cường và không gia cường GFRP khi chịu các trận động đất

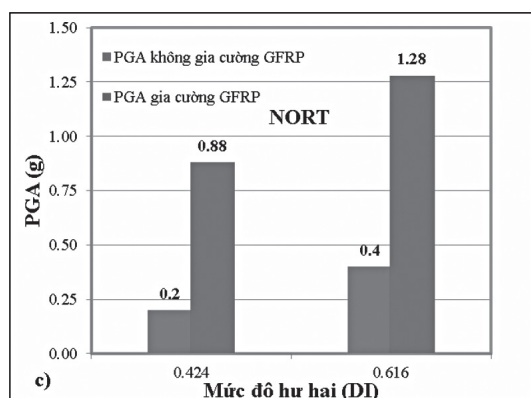
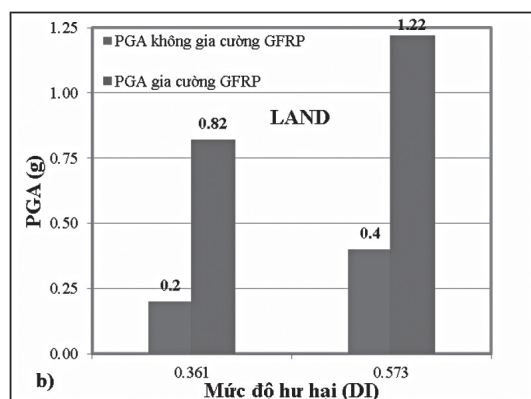
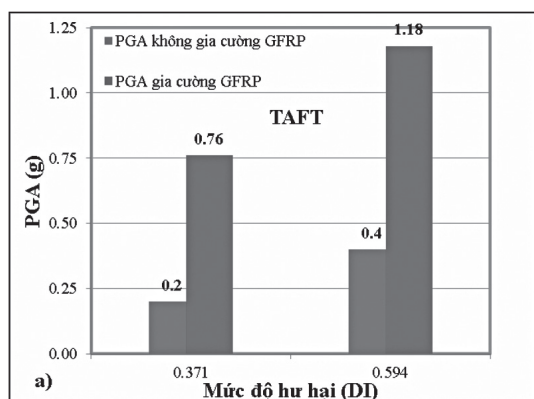


Hình 17. Quan hệ DI và thời gian tại vị trí chân cột số 2 do trận động đất NORT với $PGA = 0,6g$
 a. DI không gia cường; b. DI có gia cường GFRP

Giá trị DI bằng nhau, khung gia cường GFRP chịu được cường độ động đất mạnh hơn khung không gia cường theo các trận động đất Taft, Land và Nort. Kết quả, lớn hơn 2,95 lần (trận động đất Taft); 3,05 lần (trận động đất Land); 3,20 lần (trận động đất Nort) khi có và không có gia cường GFRP theo *Bảng 11, Hình 18*.

Bảng 10. Mức độ tăng PGA khi cùng DI

Ký hiệu	DI	PGA (không gia cường GFRP) (g)	PGA (có gia cường GFRP) (g)	So sánh PGA có gia cường GFRP/ không gia cường GFRP (lần)
Taft	0,371	0,20	0,76	3,80
	0,594	0,40	1,18	2,95
Land	0,361	0,20	0,82	4,10
	0,573	0,40	1,22	3,05
Nort	0,424	0,20	0,88	4,40
	0,616	0,40	1,28	3,20



Hình 18. Quan hệ mức độ tăng PGA và giá trị DI bằng nhau có gia cường GFRP

5. Kết luận

Bài báo đã trình bày kết quả DI của khung BTCT có và không có gia cường GFRP, được phân tích bằng phương pháp số bởi phần mềm MATLAB R2014a kết hợp với kết quả phân tích từ SAP2000 bằng phần tử phi tuyến LINK ứng xử trễ theo mô hình Takeda (1970) có xét đến các trận động đất Taft, Land và Nort.

Chu kỳ dao động của khung trong nghiên cứu này là 1,30s xấp xỉ với chu kỳ dao động trong nghiên cứu của Eslami và Ronagh là 1,28s.

Giá trị DI của khung không gia cường lớn hơn 2,42 lần khung gia cường GFRP khi cùng chịu một trận động đất.

Với Giá trị DI bằng nhau, gia tốc nền PGA động đất lớn hơn 2,95 lần (trận động đất Taft); 3,05 lần (trận động đất Land); 3,20 lần (trận động đất Nort) khi có và không có gia cường GFRP.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. ACI, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, (2008).
2. ACI: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, Report by ACI Committee 440, American Concrete Institute, (2008).
3. Balsamo A, Colombo A, Manfredi G, Negro P, Prota A, *Seismic behavior of a full scale RC frame repaired using CFRP laminates*, Engineering Structures, pp. 769 - 780, (2005).
4. Banon H, Veneziano D, *Seismic safety of reinforced members and structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, (1982).
5. Bracci JM, Reinhorn AM, Mander JB, *Seismic retrofit of reinforced concrete buildings designed for gravity loads: performance of structural system*, ACI Structural Journal, (1995).
6. Bozorgnia Y, Bertero VV, *Evaluation of damage potential of recorded earthquake ground motion*, Seismological Research Letters, (2001).
7. Computers and Structures Inc. *SAP2000 Version 15.0.0*, (2010).
8. Eslami A, Ronagh HR, *Effect of FRP wrapping in seismic performance of RC buildings with and without special detailing - A case study*, Composites Part B: Engineering, pp. 1265 - 1274, (2013).
9. Kent DC, Park R. *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, (1971).
10. Kunnath SK, Reinhorn AM, Lobo RF. IDARC Version 3.0, *A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, (1992).
11. Luca AD, Nardone F, Matta F, Nanni A, Lignola GP, Prota A, *Structural evaluation of fullscale FRP-confined reinforced concrete columns*, Journal of Composites for Construction, 15(1):112-23, (2011).
12. Lam L, Teng JG, *Design oriented stress strain model for FRP-confined concrete*. Construction and Building Materials, pp. 471 - 489, (2003).
13. Nguyễn Chí Thanh, Lê Mạnh Hùng, Phạm Ngọc Khánh, *Phân tích hiệu quả kỹ thuật giải pháp gia cường kết cấu bê tông cốt thép bằng vật liệu cốt sợi tổng hợp*, Tạp chí Khoa học kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường, (2011).
14. PEER ground motion database. <http://peer.berkeley.edu/peer> ground motion database.
15. Park R, Priestley MJN, Gill WD, *Ductility of square-confined concrete columns*, Journal of the Structural Division. 1982, (2016).

16. Paulay T, Priestley MJN, *Seismic design of reinforced concrete and masonry uildings*, New York - Chichester - Brisbane - Toronto - Singapore, John Wiley & Sons, (1992).
17. Park Y-J, Ang AH-S, *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*, Journal of Structural Engineering, (1985).
18. Rocca S, Galati N, Nanni A, *Interaction diagram methodology for design of FRP-confined reinforced concrete columns*, Construction and Building Materials, 23(4):1508-20, (2009).
19. Sheikh SA, Houry SS, *Confined concrete columns with stubs*, ACI Structural Journal, (1993).
20. Tabeshpour MR, Bakhshi A, Golafshani AA, *Vulnerability and damage analyses of existing buildings*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1261 - 1290, (2004).
21. Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN, *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*, Journal of the Structural Division, pp. 2557 - 2573, (1970).
22. Vui Van Cao, Hamid R. Ronagh, *Reducing the potential seismic damage of reinforced concrete frames using plastic hinge relocation by FRP*, Composites Part B: Engineering, pp. 688-696, (2014).
23. Vui Van Cao và Hamid Reza Ronagh, *Reducing the seismic damage of reinforced concrete frames using FRP confinement*, Composite Structures, pp. 403-415, (2014).
24. Vui Van Cao, Hamid R. Ronagh, Mahmud Ashraf, Hassan Baji, *A new damage index for reinforced concrete structures*, Journal of Earthquakes and Structures, pp. 581-609. (2014).