



## Experimental study of shear retrofit of RC beam-column joints using external post-tensioned bolts

E. Tavasoli\*, O. Rezaifar, A. Kheyroddin

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

**ABSTRACT:** RC beam-column joints play a crucial role in transferring gravity and lateral loads from beam to column. By examining damaged buildings in recent earthquakes, RC beam-column joints are among the most vulnerable members of RC moment frames. Joint failure can pose a threat to the structure, ending up destroying the structure. The main type of failure of RC joints is shear failure due to the lack of transverse reinforcement and confinement in this area. The laboratory program of the current study suggests external post-tensioned bolts to retrofit RC joints. External post-tensioned bolts increase the confinement and enlargement of the joint panel zone and subsequently eliminate the deficient shear joints. Regarding the forces applied to the joint panel zone are implemented diagonally, the external post-tensioned bolts were used in two horizontal-vertical (HV) and diagonal (Di) patterns around the joint. The horizontal-vertical pattern was chosen owing to placing the resultants of the retrofit bolts forces in the direction of the applied forces. Furthermore, the diagonal pattern was adopted due to the placement of the retrofit bolts in the direction of the applied forces. The testing program includes four RC beam-column joint specimens with half-scale. One specimen was constructed as a standard criterion with all seismic requirements, and three specimens were made at the joint without implementing transverse reinforcement. One deficient specimen was used as a control specimen, and two specimens were subjected to cyclic loading after retrofitting by the proposed patterns. In order to investigate the effect of the proposed method, parameters such as; the force-displacement hysteresis response, energy absorption and damping value of the specimens were considered. The test results confirm the significant effect of the retrofit system against seismic loading. Accordingly, the failure was exited from the joint panel zone and transferred to the beam in retrofitted specimens. The final capacity of the retrofitted specimens increased by nearly 50% and their energy absorption by about 200%. In addition, the damping values and the ductility factors increased by about 100% and 32% in retrofitted specimens, respectively.

### Review History:

Received: Mar. 03, 2022

Revised: Jan. 13, 2023

Accepted: Feb. 06, 2023

Available Online: Feb. 17, 2023

### Keywords:

RC beam-column joint

Retrofitting

Rehabilitation

Confinement

Shear retrofit.

### 1- Introduction

Correct functioning of joints in RC moment frames is necessary to maintain the structure's stability during severe earthquakes. In the past four decades, several researches have been conducted to evaluate the seismic performance of beam-column joints in RC structures designed according to the criteria of different countries [1-4]. Moment frames designed according to the pre-1970 codes generally lack ductile joints, and therefore joint shear failure due to an earthquake is quite possible; consequently, the ductility and energy dissipation of the structure is reduced, which will lead to the collapse of the entire structure. The lack of transverse reinforcement, non-observance of the development length of the positive longitudinal reinforcement of the beam due to not taking into account cyclic load effects and the strong beam-weak column phenomenon are among the major weaknesses of concrete structures joints. In this research, based on the forces applied

performance on the joint, the use of external post-tensioned bolts Horizontally-Vertically (HV) and Diagonally (Di) as methods to improve the RC beam-column joints performance against seismic loads are introduced (Figure 1).

### 2- Methodology

In order to investigate the proposed method, four RC beam-column joints were tested. One of them was the standard specimen (St) that meets all the seismic requirements according to ACI 318M-19 code [5], while the rest were designed non-seismically so that all of them lacked transverse reinforcement at the joint panel zone. One of the weak specimens was selected as a control specimen (C) in order to compare with the retrofitted specimens and the rest were retrofitted. The nomenclature for the specimens are shown in Table 2. The details of the retrofitting parts can be seen in Figure 2.

\*Corresponding author's email: Ehsan.tavasoli68@yahoo.com



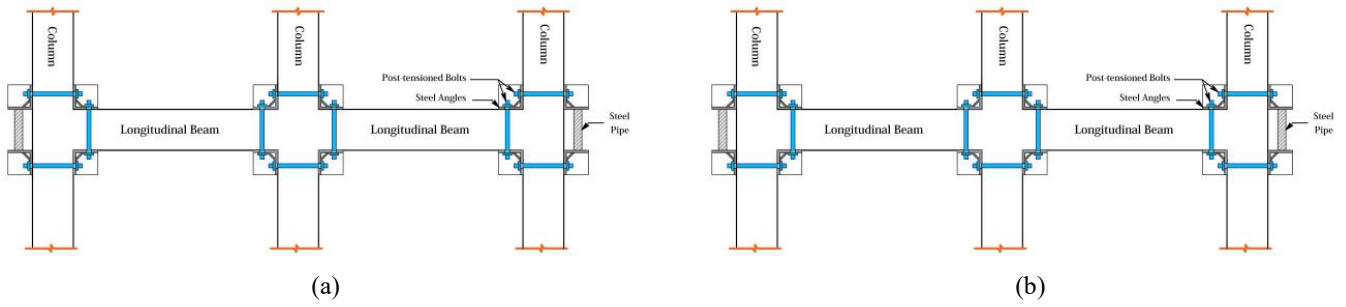


Fig. 1. RC beam-column joints retrofitting system a) Horizontal-vertical pattern (HV); b) Diagonal pattern (Di).

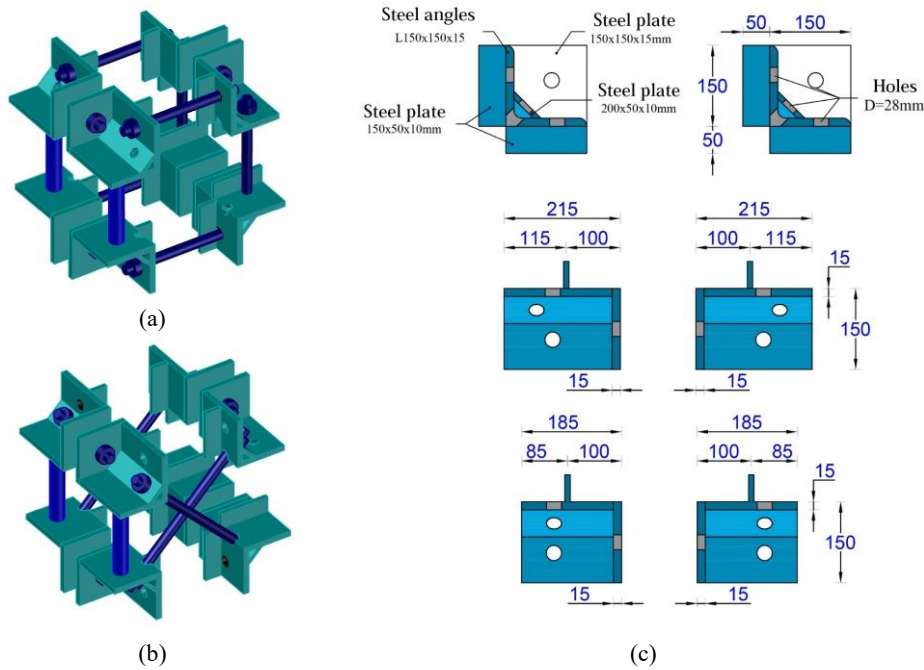


Fig. 2. Retrofitting system details a) Horizontal-vertical pattern (HV); b) Diagonal pattern (Di); c) Retrofitting parts detail.

### 3- Results and Discussion

In order to investigate the proposed method and its effect on the seismic performance of the joints, the force-displacement envelope curve of the specimens was compared with each other (see Figure 3). By comparing the envelope curves, the significant effect of the proposed method on increasing the shear capacity and ductility of the retrofitted specimens compared to the control specimen is determined.

In order to investigate the seismic performance of the tested specimens, energy dissipation and equivalent hysteresis damping ratio for each specimen were calculated and reported in Figures. 4 and 5. The ductility factor was also investigated as another representative parameter of the structure's seismic behavior. The ductility factor is obtained from the ratio of the final displacement ( $\delta_u$ ) to the yield displacement ( $\delta_y$ ). The ductility factor values of the specimens were reported in Table 2.

### 4- Conclusions

The results obtained from the experiments confirmed the use of steel angles and externally post-tensioned bolts for shear retrofit of RC beam-column joints as a completely effective method. The key findings of this experimental program are;

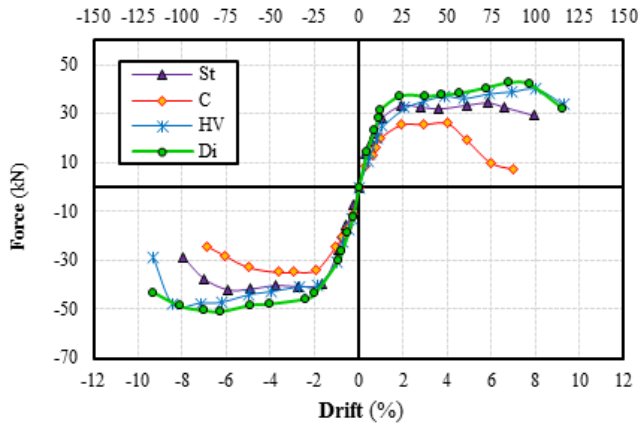
- 1- The maximum load capacity in the HV and Di retrofitted specimens increased by 55% and 64% in the pull direction and 38% and 46% in the push direction compared to the C specimen, respectively.
- 2- The proposed method significantly reduced the pinching of the hysteresis curves and increased the energy dissipation capacity by 190% and 198% for the HV and Di retrofitted specimens compared to the C specimen.
- 3- The equivalent hysteresis damping ratio value in retrofitted specimens compared to the control specimen shows an average increase of 97%.

**Table 1. Specimen’s nomenclature.**

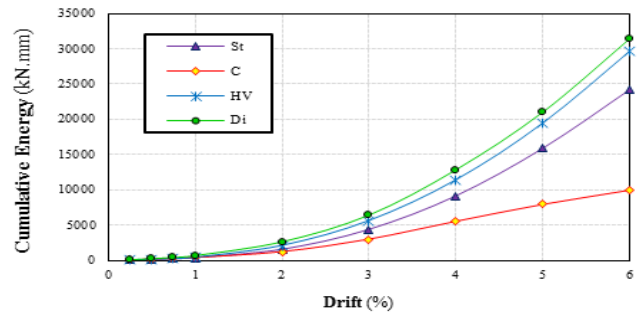
Specimen	Specimen conditions and retrofit patterns
St	Standard specimen according to ACI 318-19 code
C	Control specimen according to pre-1970 code
HV	Retrofitted specimen by horizontal-vertical bolts
Di	Retrofitted specimen by diagonal bolts

**Table 2. Yielding displacement, ultimate displacement, and ductility factor for all specimens.**

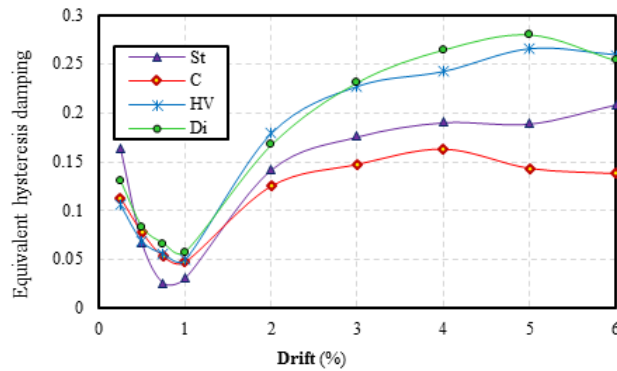
Specimen	Yielding displacement (mm)	Ultimate displacement (mm)	Ductility factor
St	20.95	90.31	4.32
C	20.19	71.52	3.52
HV	24.52	109.32	4.46
Di	23.87	116.07	4.86



**Fig. 3. Comparison of force-displacement envelope curves of the experimental specimens**



**Fig. 4. Comparison of cumulative energy dissipation.**



**Fig. 5. Comparison of equivalent hysteresis damping ratio.**

4- The ductility factor for the HV and Di retrofitted specimens increased by 27% and 38% compared to the C specimen, respectively.

**References**

[1] P. Cheung, T. Paulay, R. Park, New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed for earthquake resistance, Special Publication, 123 (1991) 1-38.

[2] R.P. Dhakal, T.-C. Pan, P. Irawan, K.-C. Tsai, K.-C. Lin, C.-H. Chen, Experimental study on the dynamic response of gravity-designed reinforced concrete connections, Engineering Structures, 27(1) (2005) 75-87.

[3] J. Kim, J.M. LaFave, Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections, Engineering structures, 29(10) (2007) 2523-2539.

[4] S. Alavi-Dehkordi, D. Mostofinejad, P. Alaei, Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints, Engineering Structures, 183 (2019) 702-719.

[5] A.C.I.A. Committee, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-19 and Commentary 318R-19, American Concrete Institute ACI Committee: Farmington Hills, MI, USA, (2019).

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

*E. Tavasoli, O. Rezaifar, A. Kheyroddin, Experimental study of shear retrofit of RC beam-column joints using external post-tensioned bolts, Amirkabir J. Civil Eng., 55(3) (2023) 141-144.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2023.21181.7641](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21181.7641)





## بررسی آزمایشگاهی تقویت برشی اتصالات تیر-ستون کناری بتن آرمه به کمک بولت های پس تنیده خارجی

احسان توسلی\*، امید رضایی فر، علی خیرالدین

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۱۲

بازنگری: ۱۴۰۱/۱۰/۲۳

پذیرش: ۱۴۰۱/۱۱/۱۷

ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۱۱/۲۸

### کلمات کلیدی:

اتصالات تیر-ستون بتن آرمه

مقاوم سازی

بهسازی

محصوریت

تقویت برشی

**خلاصه:** اتصالات تیر-ستون بتن آرمه به دلیل نقش کلیدی که در انتقال بارهای ثقیلی و جانبی از تیر به ستون دارند از اهمیت بالایی برخوردارند. با بررسی ساختمان های خسارت دیده در زلزله های اخیر مشخص شده است که اتصالات تیر-ستون بتن آرمه جزء آسیب پذیرترین اعضای قاب های خمشی بتن آرمه می باشند. عمده ترین نوع شکست اتصالات بتن آرمه، شکست برشی ناشی از عدم اجرا و یا ناکافی بودن آرماتورهای عرضی در محل چشمه اتصال می باشد. در این پژوهش که شامل یک برنامه آزمایشگاهی می باشد، سعی شده است روشی کاربردی و موثر جهت مقاوم سازی و بهسازی اتصالات دارای ضعف برشی در محل چشمه اتصال ارائه گردد. بر همین اساس و با توجه به بهبود خواص مکانیکی بتن محصور شده نسبت به بتن محصور نشده، استفاده از سیستم پس تنیده خارجی پیشنهاد گردید. در سیستم پس تنیده خارجی از دو الگوی افقی-قائم و مورب بولت های پس تنیده در اطراف چشمه اتصال استفاده شد. اجرای پس تنیده بولت های تقویتی در اطراف اتصال، موجب افزایش محصور شدگی هسته اتصال شد. علاوه بر این، سیستم پس تنیده خارجی موجب بزرگ تر شدن ابعاد اتصال شد که این موضوع موجب توزیع تنش ها در سطح بزرگ تری از مقطع شد. برنامه ی آزمایشی شامل چهار نمونه اتصال تیر-ستون بتن آرمه با مقیاس ۱/۲ بود که دو نمونه به عنوان نمونه های کنترلی و دو نمونه ی دیگر به روش های پیشنهادی مورد تقویت قرار گرفتند. به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سیستم تقویت پیشنهادی، پارامترهای لرزه ای نمونه ها شامل: ظرفیت نهایی، میزان جذب انرژی، سختی، میرایی و ضریب شکل پذیری هر یک از نمونه ها استخراج و مورد مقایسه قرار گرفتند. نتایج آزمایشات عملکرد بسیار مناسب سیستم های تقویتی در برابر بارهای لرزه ای را نشان دادند، به گونه ای که در نمونه های تقویتی، خرابی از چشمه اتصال خارج و به داخل تیر منتقل شد. ظرفیت نهایی نمونه های تقویتی در حدود ۵۰٪ و میزان جذب انرژی آن ها نیز در حدود ۲۰۰٪ افزایش یافت. همچنین، مقادیر میرایی و ضریب شکل پذیری نمونه های تقویتی به ترتیب در حدود ۱۰۰٪ و ۳۳٪ افزایش پیدا کردند.

### ۱- مقدمه

کل سازه خواهد شد. نبود ضوابط مناسب طراحی هسته ی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه در آیین نامه های قدیمی از یک سو و عدم اجرای صحیح ضوابط موجود در آیین نامه های کنونی از سوی دیگر، سبب شده که هم چنان این نواحی از عوامل اصلی تخریب قاب های بتنی در اثر وقوع زلزله باشند. فقدان آرماتور عرضی، عدم رعایت طول مهاري آرماتور طولی مثبت تیر به دلیل مد نظر قرار نگرفتن اثر بارهای رفت و برگشتی و پدیده ی تیر قوی-ستون ضعیف از جمله ضعف های عمده ی اتصالات سازه های بتنی می باشد. هم چنین وضعیت اتصالات کناری نسبت به اتصالات میانی به دلیل عدم محصور شدگی جانبی توسط تیرهای عرضی بحرانی تر بوده و توجه بیش تری طلب می نماید.

عملکرد صحیح اتصالات در قاب های خمشی بتن آرمه برای حفظ پایداری این سازه ها در هنگام وقوع زلزله های شدید ضروری است. در چهار دهه ی گذشته تحقیقات متعددی جهت ارزیابی عملکرد لرزه ای اتصالات تیر-ستون در سازه های بتن آرمه که مطابق با ضوابط کشورهای مختلف طراحی شده اند، صورت گرفته است [۴-۱]. قاب های خمشی طراحی شده بر اساس آیین نامه های قبل از ۱۹۷۰ میلادی عموماً فاقد اتصالات شکل پذیر بوده و بنابراین شکست برشی اتصال در اثر زلزله کاملاً محتمل می باشد؛ در نتیجه شکل پذیری و استهلاک انرژی سازه کاهش یافته که این موضوع منجر به فرو ریزش

\* نویسنده عهده دار مکاتبات: Ehsan.tavasoli68@yahoo.com



اولین مطالعات مکتوب عملکردی اتصال تیر به ستون بتنی توسط هانسن و کونر در آزمایشگاه انجمن سیمان پرتلند (PCA) انجام شد [۵]. نتیجه‌ی این تحقیقات منجر به تدوین اولین آیین‌نامه برای طراحی اتصالات بتن مسلح گردید. کمیته‌ی ACI-ASCE ۳۵۲ اولین توصیه‌های طراحی را در سال ۱۹۷۹ انتشار داد [۶]. نخستین بررسی همه جانبه بر روی رفتار اتصال قاب‌های بتنی در برابر نیروهای زلزله توسط پارک و پاولی [۷] انجام گرفت و نشان داده شد که عدم وجود و یا ناکافی بودن آرماتور عرضی در ناحیه‌ی اتصال، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش مقاومت برشی و نیز شکست برشی آن خواهد داشت.

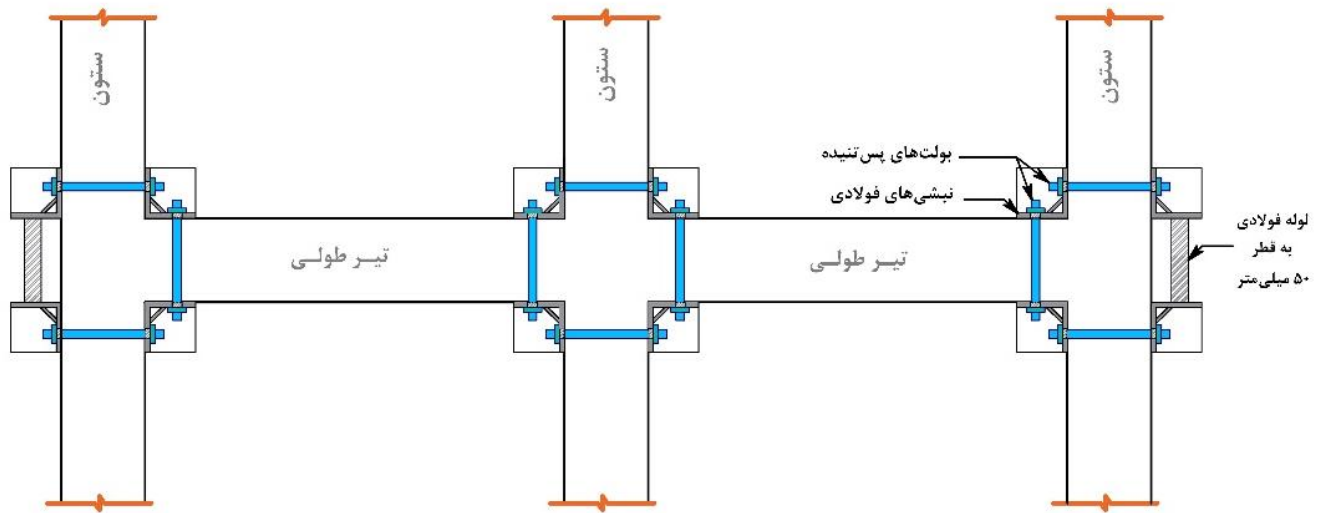
اهمیت عملکرد اتصالات تیر به ستون در انواع سازه‌های بتنی، فولادی و ترکیبی در مقابل بارهای لرزه‌ای، اجرای این اعضا را با شرایط ویژه‌ای مواجه می‌کند که در صورت وجود هر گونه ضعفی در آن‌ها باید مورد تقویت قرار گیرند [۹ و ۸]. به منظور تقویت اتصالات بتن آرمه روش‌هایی از قبیل استفاده از ژاکت بتنی، ژاکت فولادی، انواع مختلف دستک‌ها، استفاده از مصالح FRP و روش‌های مختلف دیگری رایج می‌باشند [۱۵-۱۰]. استفاده از ژاکت‌های فولادی و بتنی مزایایی از جمله افزایش مقاومت، سختی و اتلاف انرژی را دارند. با این حال، استفاده از این روش‌ها باعث افزایش ابعاد مقاطع و در نتیجه افزایش وزن سازه می‌شود. هم‌چنین با افزایش سختی در این روش‌ها، نیروهای وارده به سازه در زمان وقوع زلزله افزایش می‌یابند. استفاده از مصالح FRP یکی دیگر از پرکاربردترین روش‌های رایج جهت تقویت اتصالات بتن آرمه می‌باشد [۱۶]. مصالح FRP مزایایی چون وزن پایین، اجرا در کم‌ترین فضای ممکن و مقاومت بالا را دارند. مصالح FRP در کنار مزایایی که دارند دارای مشکلاتی از جمله جدا شدگی از سطح بتن و حساسیت در برابر حریق هستند [۱۸ و ۱۷]. علاوه بر این، استفاده از مصالح FRP در اتصالاتی که از چهار جهت توسط تیرهای جانبی احاطه شده باشند، کارایی لازم را ندارد. استفاده از دستک‌ها نیز یکی دیگر از روش‌های کارآمد جهت کاهش تقاضا در اتصالات بتن آرمه می‌باشند [۱۹]، اما استفاده از دستک‌ها علاوه بر این که معماری سازه را به طور کلی تغییر می‌دهند، با کاهش طول تیر، تقاضای برشی را در تیر و ستون مجاور افزایش می‌دهد و احتمال ایجاد مفصل پلاستیک را در این اعضا بالا می‌برد.

در این پژوهش بر اساس نحوه عملکرد نیروهای وارده به چشمه‌ی اتصال، استفاده از بولت‌های پس‌تنیده‌ی خارجی به صورت افقی-قایم و مورب به عنوان روش‌هایی جهت بهبود عملکرد اتصالات تیر-ستون بتن آرمه در برابر بارهای لرزه‌ای معرفی می‌شوند (شکل ۱). اخیراً استفاده از بولت‌های پس‌تنیده جهت تقویت اعضای بتن آرمه مورد استقبال قرار گرفته است [۲۰]. استفاده از بولت‌های تقویتی خارجی با الگوهای افقی-قایم و مورب جهت تقویت اتصالات تیر-ستون بتن آرمه برای اولین بار توسط توسلی و همکاران [۲۱] معرفی شد. در این روش به دلیل افزایش محصور شدگی و بزرگ شدن ابعاد چشمه‌ی اتصال، انتظار عملکرد بهتر در برابر بارهای جانبی می‌رود. علاوه بر این، با توجه به ابعاد کوچک زوایای فولادی و بولت‌های تقویتی نسبت به اعضای مجاور هیچ گونه تداخلی با کفیوش‌ها و معماری سازه به وجود نمی‌آید.

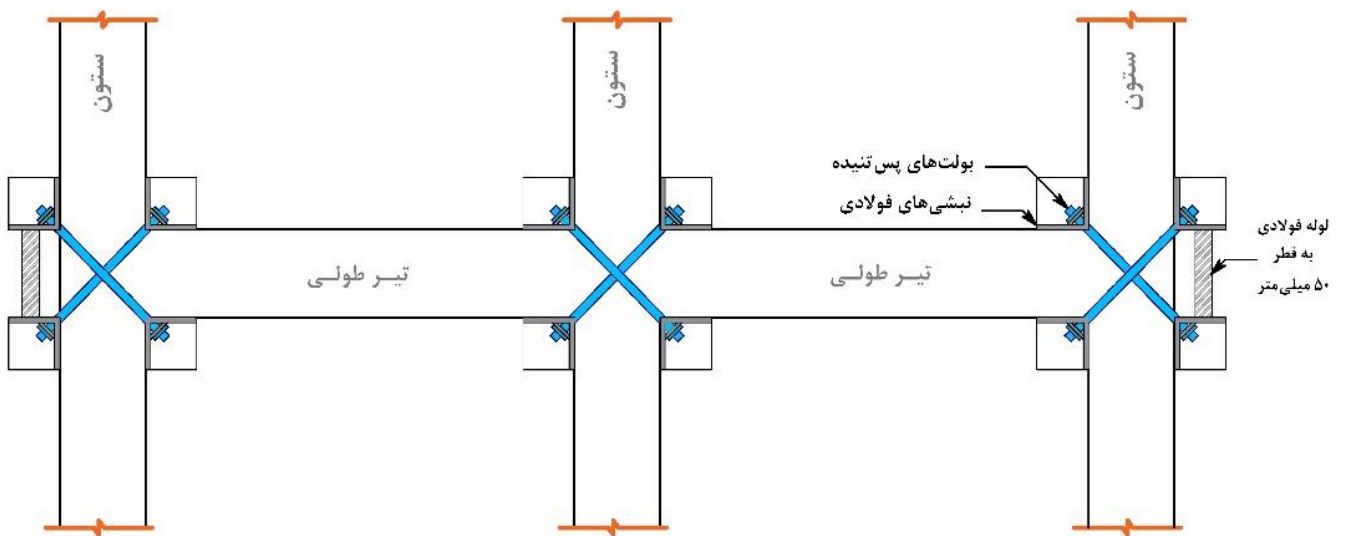
## ۲- معرفی سیستم تقویت اتصالات کناری بتن آرمه به کمک بولت‌های پس‌تنیده خارجی

نظر به برخی از عوامل ناشی از وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، تغییر کاربری برخی سازه‌ها و افزایش بارهای وارده و هم‌چنین کاهش سطح عملکرد سازه‌های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن، نیاز به بهسازی و تقویت سازه‌های بتن مسلح ضروری است. با توجه به این که یکی از مسائل تعیین کننده رفتار سازه‌های بتنی در مقابل بار زلزله، رفتار اتصال و شکل‌پذیری مناسب آن است، می‌بایست اتصال از مقاومت و شکل‌پذیری کافی در تحمل بارهای نهایی تیر و ستون برخوردار باشد. در بسیاری از سازه‌های بتن مسلح پس از وقوع زلزله‌های شدید، شکست برشی اتصال مشاهده شده است. این امر ممکن است به دلیل این باشد که سازه‌های بتن مسلح در منطقه‌ی اتصال تیر-ستون خود از لحاظ تقویت‌های عرضی ناکافی یا بر اساس طراحی ستون ضعیف-تیر قوی، مطابق با آیین‌نامه‌های قبلی (بدون جزییات لرزه‌ای) انجام شده باشد. در نتیجه ظرفیت برشی آن اتصال کم باشد. بنابراین شکست اتصال تیر-ستون باعث آسیب‌های جدی و تخریب ساختمان می‌شود. لذا تقویت اتصالات در حوزه‌ی طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های بتن مسلح از مسائل مهم روز می‌باشد و یکی از دغدغه‌های طراحان به شمار می‌آید.



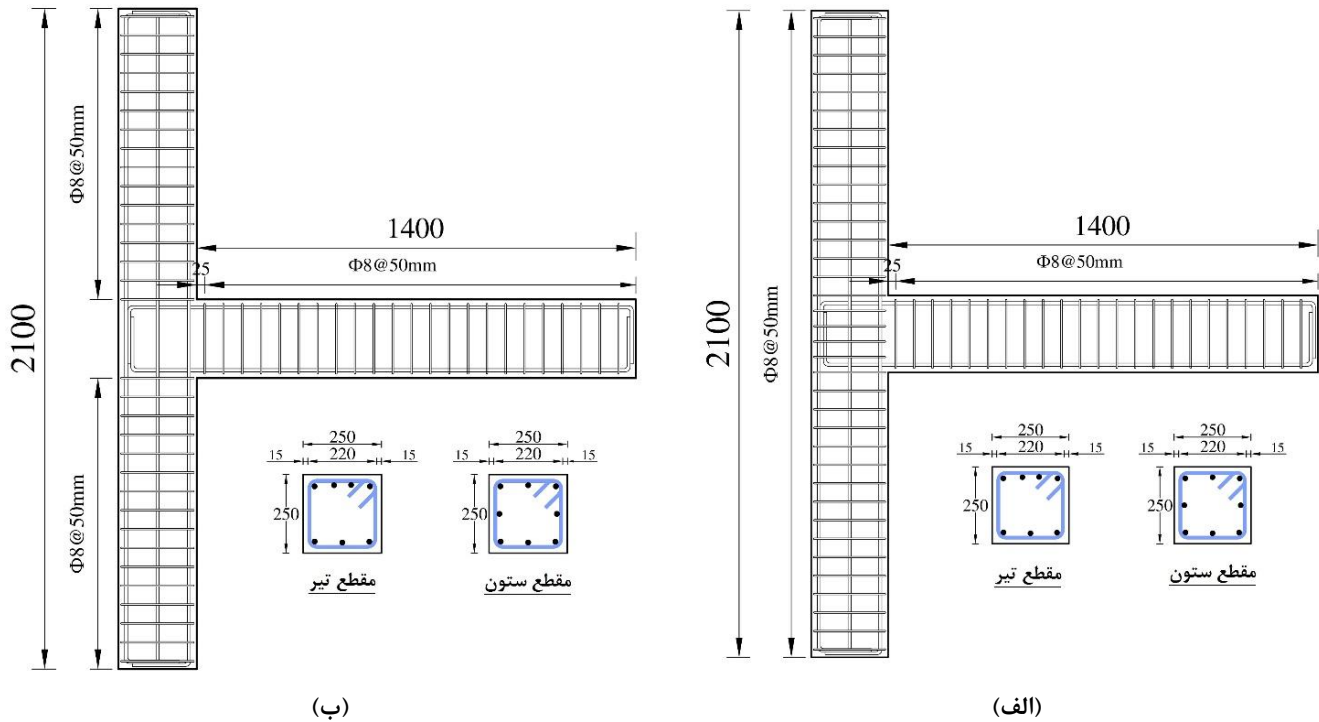


(الف)



شکل ۱. سیستم تقویت اتصالات تیر-ستون بتن آرمه؛ الف) الگوی افقی-عمودی (ب) الگوی مورب

Fig. 1. RC beam-column joints retrofitting system a) Horizontal-vertical pattern (HV); b) Diagonal pattern (Di).



شکل ۲. ابعاد و جزییات آرماتورگذاری نمونه‌ها؛ الف) نمونه استاندارد (St، ب) نمونه کنترلی C (کلیه‌ی ابعاد برحسب میلی‌متر)

Fig. 2. Dimensions and reinforcement details of specimens a) Standard specimen (St); b) Control specimen (C) (dimensions in millimeters).

اعمالی در الگوی مورب و قرارگیری نیروی برآیند بولت‌های افقی-قائم در امتداد نیروهای اعمالی در الگوی افقی-قائم می‌باشد.

### ۳- برنامه آزمایشگاهی

با توجه به این که اتصالات خارجی بتن آرمه به دلیل محصور شدگی کم‌تر چشمه‌ی اتصال نسبت به اتصالات داخلی، پتانسیل خرابی بیش‌تری را دارند، در این پژوهش تعداد چهار نمونه اتصال خارجی بتن آرمه مورد آزمایش قرار گرفتند. اتصالات مورد آزمایش از یک ساختمان با ارتفاع طبقه ۳/۵ متر و طول تیر ۵ متر انتخاب شدند. در طراحی اتصالات تیر-ستون‌ها فرض بر این است که نقطه عطف خمش در ارتفاع میانی ستون و در اواسط دهانه تیرها رخ می‌دهد. بر اساس شرایط موجود در آزمایشگاه مقیاس ۱/۲ برای ساخت نمونه‌های مورد آزمایش مد نظر قرار گرفت. این برنامه آزمایشی شامل بارگذاری رفت و برگشتی شبه استاتیکی می‌باشد. از چهار نمونه ساخته شده یک نمونه (St) به عنوان نمونه استاندارد می‌باشد که تمامی الزامات لرزه‌ای را مطابق با آیین‌نامه ACI 318M-19 برآورده می‌کند [۲۲]، در

در این پژوهش، استفاده از بولت‌های پس‌تنیده‌ی خارجی به صورت افقی-قائم و مورب جهت تقویت اتصالات تیر-ستون بتن آرمه پیشنهاد شد. همان‌طور که در شکل ۲ نشان داده شده است، روش پیشنهادی موجب بزرگ شدن ابعاد چشمه‌ی اتصال شد که این موضوع تقاضا در اتصالات را کاهش داد. در حقیقت نیروی وارده به محل اتصال در مساحت بزرگ‌تری توزیع شد و مانع از خرابی چشمه‌ی اتصال شد. علاوه بر این، پس‌تنیده نمودن بولت‌های تقویتی در هر دو الگوی افقی-قائم و مورب موجب افزایش محصور شدگی در محل چشمه‌ی اتصال شد. افزایش محصور شدگی در محل چشمه‌ی اتصال تغییر شکل‌های هسته‌ی اتصال را محدود کرد و مانع از ایجاد ترک‌های کششی شد.

هدف اصلی از ارائه‌ی روش پیشنهادی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه، برطرف نمودن ضعف برشی اتصالات و جلوگیری از شکست برشی آن‌ها بود. با توجه به اعمال بارهای مورب قطری در محل چشمه‌ی اتصال، ایده استفاده از بولت‌های خارجی به صورت افقی-قائم و مورب پیشنهاد گردید. دلیل انتخاب الگوهای پیشنهادی، قرارگیری بولت‌های تقویتی در امتداد نیروهای



جدول ۱. نام‌گذاری نمونه‌ها

Table 1. Specimen's nomenclature.

نمونه	نوع تقویت و شرایط آزمایشگاهی
St	نمونه استاندارد بر اساس استاندارد ACI 318M-19
C	نمونه ضعیف بدون اجرای آرماتور عرضی در محل چشمه اتصال
HV	نمونه تقویتی با استفاده از بولت‌های پس‌تنیده افقی-قایم
Di	نمونه تقویتی با استفاده از بولت‌های پس‌تنیده مورب

۳-۲- نمونه کنترلی (C)

نمونه C از لحاظ ابعادی و جزئیات آرماتورگذاری کاملاً مشابه نمونه St بود با این تفاوت که در محل چشمه اتصال فاقد آرماتور عرضی بود. به دلیل عدم وجود آرماتورهای عرضی، نمونه C الزامات مربوط به طراحی لرزه‌ای را برآورده نمی‌ساخت. پیش‌بینی می‌شد که وجود ضعف در نمونه C موجب خرابی زودهنگام در محل چشمه اتصال قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر شود. جزئیات آرماتورگذاری و ابعادی نمونه C را می‌توان در شکل ۲-ب مشاهده کرد.

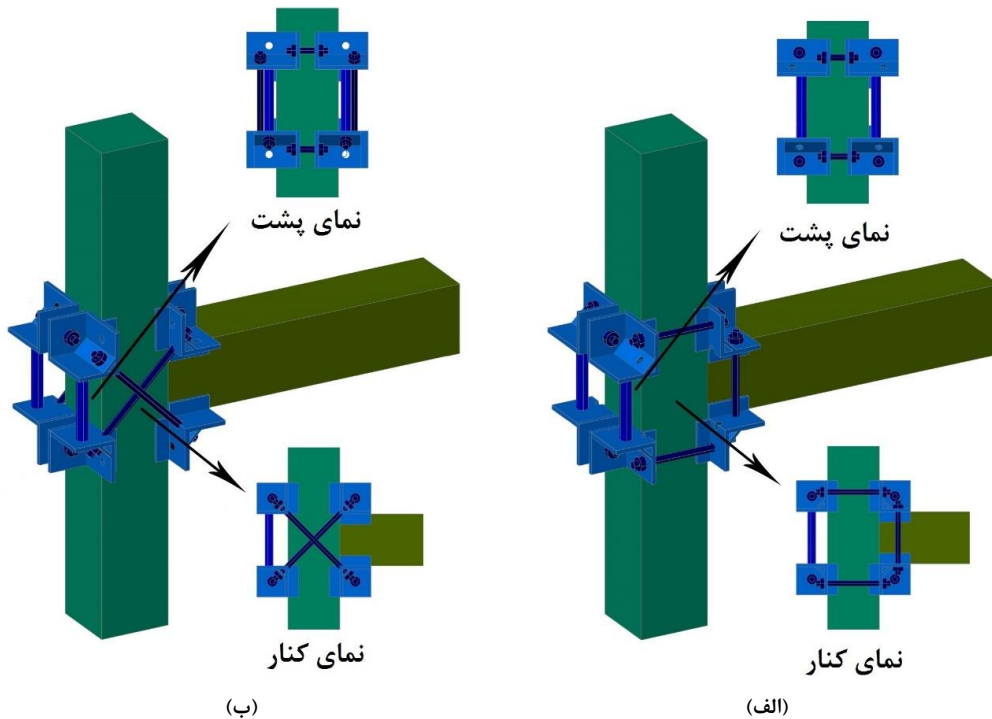
۳-۳- نمونه‌های تقویتی (HV و Di)

جزئیات مربوط به ابعاد و آرماتورگذاری نمونه‌های تقویتی کاملاً مشابه نمونه‌ی C بودند که در محل چشمه‌ی اتصال خود دارای ضعف برشی بودند. برای تقویت تمام نمونه‌های مورد آزمایش از نبشی شماره ۱۵ با ابعاد  $15 \times 150 \times 150$  میلی‌متر مکعب استفاده شد. در تمامی نمونه‌ها از بولت‌های پر مقاومت گرید ۱۰/۹ با قطر ۲۵ میلی‌متر استفاده گردید. جهت تقویت نمونه‌های مورد آزمایش از دو الگوی افقی-قایم و مورب استفاده شد که در آن‌ها به ترتیب از بولت‌های تقویتی به صورت افقی-قایم و مورب قطری استفاده شد. به منظور ایجاد محصور کنندگی در محل چشمه‌ی اتصال، کلیه‌ی بولت‌های تقویتی تحت پس‌تنیدگی قرار گرفتند. جهت مقایسه تاثیر نوع تقویت و ایجاد شرایط یکسان محصور شدگی در دو الگوی پیشنهادی، بولت‌های تقویتی در الگوی افقی-قایم به میزان ۵۰ درصد حداقل مقاومت کششی ( $0.15f_{pu}$ ) و در الگوی مورب به میزان ۷۰ درصد حداقل مقاومت کششی ( $0.17f_{pu}$ ) پس‌تنیده شدند. عملیات

حالی که مابقی نمونه‌ها به صورت غیرلرزه‌ای طراحی شدند به طوری که تمام آن‌ها فاقد آرماتور عرضی در محل چشمه‌ی اتصال می‌باشند. از سه نمونه ضعیف یکی (C) به عنوان نمونه شاهد به منظور مقایسه با نمونه‌های تقویتی انتخاب شد و مابقی نمونه‌ها تحت تقویت قرار گرفتند. نام‌گذاری نمونه‌های مورد آزمایش را می‌توان در جدول ۱ مشاهده کرد. جزئیات آرماتورگذاری و ابعادی نمونه‌ی استاندارد St و نمونه شاهد C را می‌توان در شکل ۲ مشاهده کرد.

۳-۱- نمونه استاندارد (St)

نمونه St نمونه با جزئیات لرزه‌ای می‌باشد که بر اساس الزامات آیین‌نامه ACI 318 M-19 طراحی شده است [۲۲]. با توجه به این که محل عطف خمش در تیر و ستون در میانه‌ی طول آن‌ها می‌باشد، امتداد تیر و ستون در نمونه‌های ساخته شده تا میانه‌ی ارتفاع آن‌ها امتداد پیدا کرده است. طول ستون ۲۱۰۰ میلی‌متر با سطح مقطع  $250 \times 250$  میلی‌متر مربع و طول تیر ۱۴۰۰ میلی‌متر با سطح مقطع  $250 \times 250$  میلی‌متر مربع می‌باشند. آرماتورهای طولی بالا و پایین تیر به ترتیب  $14\Phi 3$  و  $14\Phi 4$  می‌باشند که به ترتیب  $1/0.3$  و  $1/0.78$  نسبت تقویت را ایجاد کردند. آرماتورهای طولی ستون نیز شامل  $14\Phi 8$  می‌باشند که  $2\%$  نسبت تقویت را ایجاد کردند. آرماتورهای عرضی تیر و ستون  $\Phi 8$  می‌باشند که به صورت تنگ بسته با خم دو انتهای  $135$  درجه در فاصله‌های هر ۶۰ میلی‌متر در طول کل تیر و کل ستون (در داخل و خارج از محل چشمه‌ی اتصال) اجرا شدند. جزئیات آرماتورگذاری و ابعادی نمونه St را می‌توان در شکل ۲-الف مشاهده کرد.



شکل ۳. جزییات نمونه‌های تقویتی؛ الف) الگوی افقی-قائم (HV)، ب) الگوی مورب (Di)

Fig. 3. Retrofitted specimen's details a) Horizontal-vertical pattern (HV); b) Diagonal pattern (Di).

#### ۳-۴- مشخصات مصالح

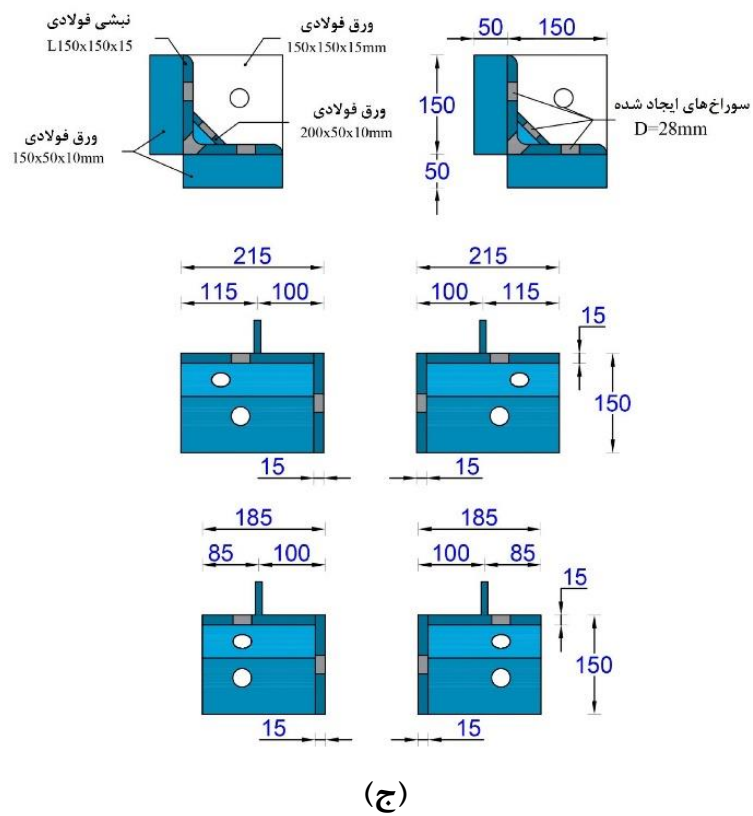
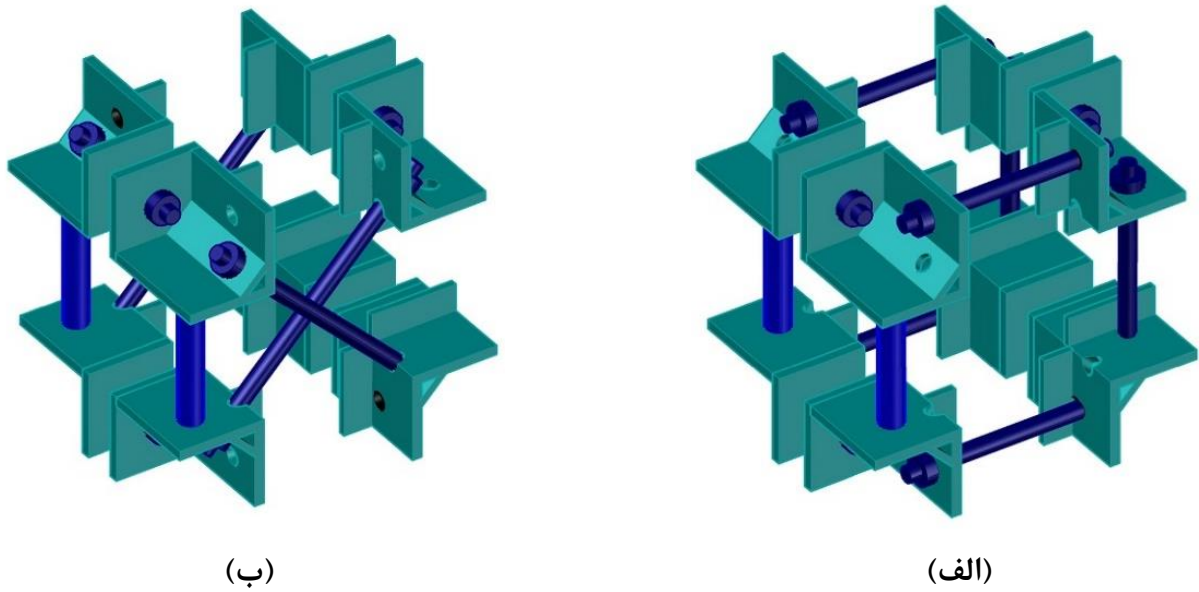
تمام نمونه‌های مورد آزمایش از بتن معمولی و به صورت آماده با اسلامپ ۶۰ میلی‌متر و ماکزیمم اندازه سنگدانه ۱۹ میلی‌متر ساخته شدند. مقاومت فشاری متوسط ۲۸ روزه مربوط به نمونه‌های استاندارد استوانه‌ای ۱۵۰×۳۰ میلی‌متر مربع، ۲۷ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن ۲۴۴۲۲ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد. علاوه بر بتن مصرفی، آرماتورهایی که جهت مسلح کردن نمونه‌ها به کار رفتند نیز تحت آزمایش کشش قرار گرفتند. از آرماتورهای با قطر ۸ میلی‌متر و ۱۴ میلی‌متر جهت ساخت نمونه‌ها استفاده شد که می‌توان خواص مکانیکی آن‌ها را در جدول ۲ مشاهده کرد.

#### ۳-۵- سیستم بارگذاری نمونه‌ها

سیستم مورد استفاده جهت بارگذاری نمونه‌های مورد آزمایش را می‌توان به همراه کلیه متعلقات آن در شکل ۵ مشاهده کرد. با توجه به شرایط موجود در آزمایشگاه، بارگذاری نمونه‌ها به صورتی انجام شد که ستون به صورت افقی و تیر به صورت عمودی قرار می‌گرفت، یعنی نمونه‌ها نسبت به حالت واقعی ۹۰ درجه چرخانده شدند. بر این اساس، یک بار محوری به

پس‌تنیدگی با استفاده از آچار ترک‌متر صورت گرفت. با توجه به این موضوع که قرارگیری بولت‌های تقویتی در خارج از چشمه‌ی اتصال نباید با یکدیگر و هم‌چنین با بتن تیر و ستون تداخل داشته باشند، محل سوراخ‌ها جهت عبور بولت‌های تقویتی مشخص گردیدند. شکل ۳ جزییات نمونه‌های تقویتی و شکل ۴ جزییات مربوط به سیستم تقویت را در دو الگوی افقی-قائم و مورب نشان می‌دهند.

بر اساس توصیه‌های آیین‌نامه AISC و با توجه به سائز سوراخ‌های مورد نیاز، محل قرارگیری سوراخ‌ها و فاصله‌ی سوراخ‌ها از لبه ورق فولادی، طول نبشی‌های تقویتی انتخاب گردیدند [۲۳]. با توجه به موارد بیان شده و هم‌چنین جزییات مربوط به الگوهای تقویتی خصوصاً در الگوی مورب که بولت‌های تقویتی در این الگو باید از روی یکدیگر عبور کنند، ۸ قطعه نبشی استفاده شده برای هر نمونه به ۴ قطعه با طول ۱۷۰ میلی‌متری و ۴ قطعه با طول ۲۰۰ میلی‌متری تقسیم شدند. جهت ایجاد نشیمن مناسب جهت قرارگیری بولت‌های مورب، یک ورق به ضخامت ۱۰ میلی‌متر در طول نبشی‌های تقویتی به صورت پخ (سه کنج) جوش داده شد.



شکل ۴. جزییات سیستم تقویتی؛ الف) الگوی افقی- قائم (HV)، ب) الگوی مورب (Di)، ج) جزییات قطعات تقویتی

Fig. 4. Retrofitting system details a) Horizontal-vertical pattern (HV); b) Diagonal pattern (Di); c) Retrofitting parts detail.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی میلگردها

Table 2. Mechanical properties of reinforcement bars.

سایز میلگردها	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم (%)	کرنش نهایی (%)
Φ8	۳۵۰	۴۱۰	۰/۱۸	۱۸
Φ14	۴۶۰	۶۵۰	۰/۲۰	۱۳

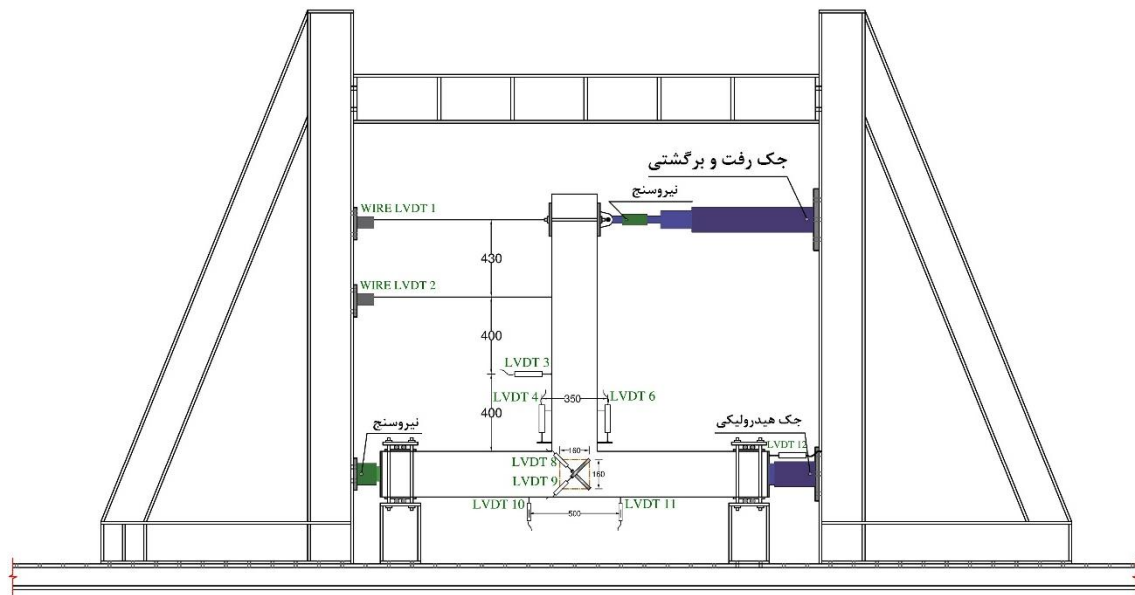
نمونه‌های مورد آزمایش بر اساس معیارهای پذیرش آیین‌نامه ACI ۳۰۸-۲R-۲۰۰۳ و به صورت جابه‌جایی کنترل صورت گرفت [۲۴]. به جهت مقایسه نمونه‌های تقویتی با نمونه‌های شاهد از یک تاریخچه واحد جهت بارگذاری آن‌ها استفاده شد. تاریخچه‌های بارگذاری دارای دو پارامتر تعیین کننده نحوه بارگذاری می‌باشند؛ (۱) میزان افزایش جابه‌جایی در هر سطح بارگذاری، (۲) تعداد تکرار هر چرخه.

ACI ۳۰۸-۲R-۲۰۰۳ دو مرتبه تکرار را در هر سطح بارگذاری پیشنهاد می‌کند [۲۴]. جابه‌جایی هدف اولیه به گونه‌ای تعیین می‌گردد که الزاماً نمونه در محدوده الاستیک خطی قرار داشته باشد. جابه‌جایی‌های هدف بعدی می‌بایست به گونه‌ای باشند که افزایش تدریجی دامنه تغییر شکل‌ها محقق گردد به نحوی که نه چندان بزرگ و نه چندان کوچک باشد. با توجه به این که تغییر شکل متناظر با جاری شدگی نمونه در حدود جابه‌جایی نسبی ۰/۱ رخ می‌دهد، مقدار ۰/۲۵٪ به عنوان جابه‌جایی نسبی اول به جهت اطمینان از قرار داشتن در محدوده الاستیک انتخاب شد و در ادامه، جابه‌جایی نسبی‌های بعدی ضریبی از جابه‌جایی نسبی اول انتخاب شدند و تا ۰/۱ ادامه پیدا کردند. پس از وارد شدن نمونه به حالت پلاستیک یعنی از جابه‌جایی نسبی ۰/۱ به بعد، گام‌های افزایش دامنه بزرگ‌تر انتخاب شدند و ضریبی از ۰/۱ جابه‌جایی نسبی بودند. در کل ۱۱ سطح بارگذاری با ۰/۲۵٪، ۰/۵۰٪، ۰/۷۵٪، ۱٪، ۲٪، ۳٪، ۴٪، ۵٪، ۶٪، ۷٪ و ۸٪ جابه‌جایی نسبی به نمونه‌ها اعمال شد. شکل ۶ تاریخچه بارگذاری نمونه‌های مورد آزمایش را بر اساس ACI Committee ۳۰۸-۲R-۲۰۰۳ نشان می‌دهد [۲۴].

صورت افقی به ستون اعمال شد و بارگذاری رفت و برگشتی به انتهای تیر اعمال شد. جهت اعمال بار چرخه‌ای، دو عدد صفحه‌ی فولادی در دو سمت تیر قرار گرفتند که توسط دو عدد بولت به یکدیگر متصل شدند. جهت شبیه‌سازی شرایط نقطه عطف ممان در انتهای تیر، صفحات بارگذاری توسط یک عدد پین به جک بارگذاری متصل شد که به صورت تکیه‌گاه مفصلی عمل می‌کرد. همچنین جهت شبیه‌سازی شرایط واقعی در دو انتهای ستون نیز از شفت‌ها و صفحات فولادی استفاده شد. به منظور ایجاد تکیه‌گاه مفصلی در دو انتهای ستون، ابتدا شفت‌های فولادی در قسمت‌های فوقانی و تحتانی ستون قرار داده شدند و سپس ورق‌های فولادی بر روی قسمت فوقانی قرار داده شدند و توسط بولت‌های پرمقاومت به پایه‌های تکیه‌گاهی ثابت شدند. با سیستم اجرا شده، علاوه بر مقید کردن حرکت ستون در دو جهت افقی و قائم، چرخش در دو انتهای آن آزاد بود. جهت اعمال بار محوری به ستون از دو عدد صفحه فولادی جهت جلوگیری از تمرکز تنش در دو انتهای ستون استفاده شد.

بارگذاری چرخه‌ای نمونه توسط یک جک رفت و برگشتی با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلونیوتن با دامنه حرکتی  $\pm 150$  میلی‌متر صورت گرفت. جهت اعمال بار محوری به ستون از یک جک با ظرفیت ۵۰۰ کیلونیوتن در انتهای ستون استفاده شد و جهت کنترل نیروی محوری اعمالی از یک نیروسنج در انتهای دیگر استفاده شد.

بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی شامل اعمال بار محوری به ستون و اعمال بار رفت و برگشتی به سر تیر بود. مقدار بار محوری اعمال شده به ستون همه‌ی نمونه‌ها ۲۵۰ کیلونیوتن (معادل ۰/۱۵٪ ظرفیت محوری ستون) بود که در طول آزمایش ثابت بود. بارگذاری چرخه‌ای



(الف)

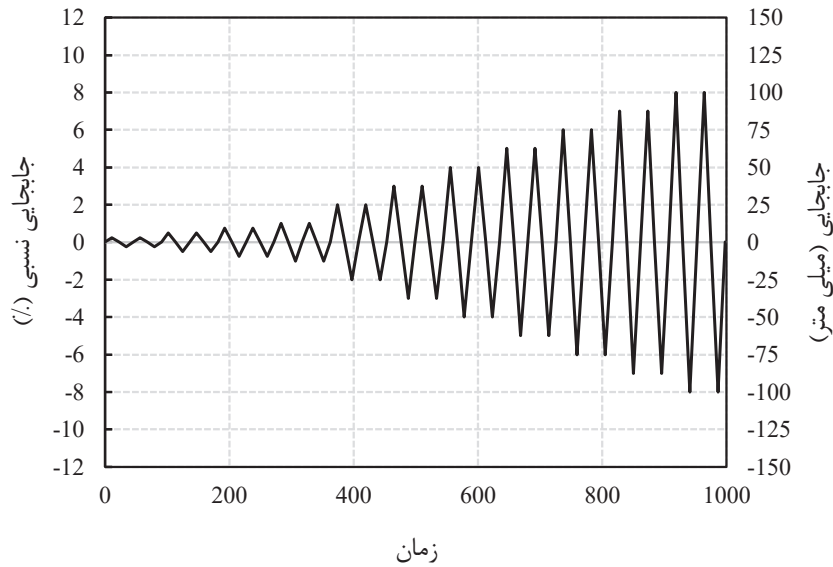


(ب)

شکل ۵. سیستم بارگذاری نمونه‌ها؛ الف) محل قرار گیری ادوات اندازه‌گیری به صورت شماتیک، ب) سیستم بارگذاری در آزمایشگاه

Fig. 5. Loading system detail a) Schematic drawing of test setup; b) Instrumentation details.





شکل ۶. تاریخچه بارگذاری [۲۴]

Fig. 6. Loading protocol [24].

#### ۴- نتایج آزمایشگاهی

بعدی ترک‌های خمشی در ارتفاعی برابر ۷۰۰ میلی‌متر از بر اتصال بر روی تیر گسترش پیدا کردند. اولین ترک برشی در چشمه اتصال در جابه‌جایی نسبی ۱٪ در فشار و در باری معادل ۲۶ کیلونیوتن ایجاد شد. در ادامه با افزایش بارگذاری نمونه، ترک‌های قطری بیش‌تری در نمونه ایجاد شد ولی میزان باز شدگی ترک‌ها در حد مطلوبی قرار داشت. از جابه‌جایی نسبی ۴٪ به بعد خرابی‌ها در طولی معادل ۳۰۰ میلی‌متر از بر اتصال در تیر متمرکز شدند. در جابه‌جایی نسبی ۵٪ باز شدگی ترک‌ها بیش‌تر شد و تکه‌های بتن شروع به ریختن کردند. میزان باربری نمونه تا جابه‌جایی نسبی ۶٪ به صورت افزایشی بود ولی بعد از آن شروع به افت کرد. باربری نمونه تا ۸٪ جابه‌جایی نسبی ادامه پیدا کرد. در نهایت مفصل پلاستیک در تیر ایجاد و موجب خرابی نمونه St شد.

آزمایش بر روی نمونه کنترلی St به منظور مشخص شدن نقطه عملکرد مناسب برای اتصال بتن آرمه‌ای بود که بر اساس آیین‌نامه لرزه‌ای فعلی طراحی شده بود، در حالی که آزمایش نمونه غیرلرزه‌ای C به منظور بررسی نمونه‌های دارای ضعف برشی در محل چشمه‌ی اتصال که بر اساس آیین‌نامه‌های قبلی طراحی شده بودند صورت گرفت. رفتار نمونه‌های تقویتی (Di و HV) در مقایسه با دو نمونه St و C نشان دهنده عملکرد سیستم تقویتی پیشنهادی جهت طراحی لرزه‌ای اتصالات دارای ضعف برشی چشمه‌ی اتصال بودند. در شکل ۷ می‌توان ترک‌های ایجاد شده، پیشرفت خرابی و محل ایجاد مفصل پلاستیک در نمونه‌های مورد آزمایش را مشاهده کرد.

#### ۴-۱- نمونه استاندارد (St)

شکل ۷- الف گسترش ترک‌ها و گسیختگی نمونه St را نشان می‌دهد. اولین ترک‌ها در این نمونه به صورت خمشی بر روی تیر و نزدیک به اتصال به وجود آمدند. اولین ترک‌ها در در جابه‌جایی نسبی حدود ۰/۲۵٪ در بارهای ۴ کیلونیوتن و ۹/۵ کیلونیوتن به ترتیب در کشش و فشار ایجاد شدند. دلیل تفاوت نیرو در کشش و فشار عدم تقارن آرماتورگذاری تیر بود. با افزایش جابه‌جایی‌ها در چرخه‌های

#### ۴-۲- نمونه ضعیف (C)

شکل ۷- ب نحوه رشد ترک‌ها و چگونگی شکست نمونه C را نشان می‌دهد. در نمونه C نیز مانند نمونه St اولین ترک‌های خمشی در جابه‌جایی نسبی ۰/۲۵٪ در تیر ایجاد شد اما ترک‌های برشی در چشمه اتصال خیلی سریع در جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ رخ داد. ایجاد ترک‌های برشی زود هنگام در محل چشمه اتصال نشان دهنده خرابی





شکل ۷. رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی؛ الف) نمونه استاندارد (St)، ب) نمونه کنترلی (C)، ج) نمونه تقویتی افقی-قایم (HV)، د) نمونه تقویتی مورب (Di)

Fig. 7. Damage progression and crack observation for specimens a) Standard specimen (St); b) Control specimen (C); c) Retrofitted specimen (HV); d) Retrofitted specimen (Di).

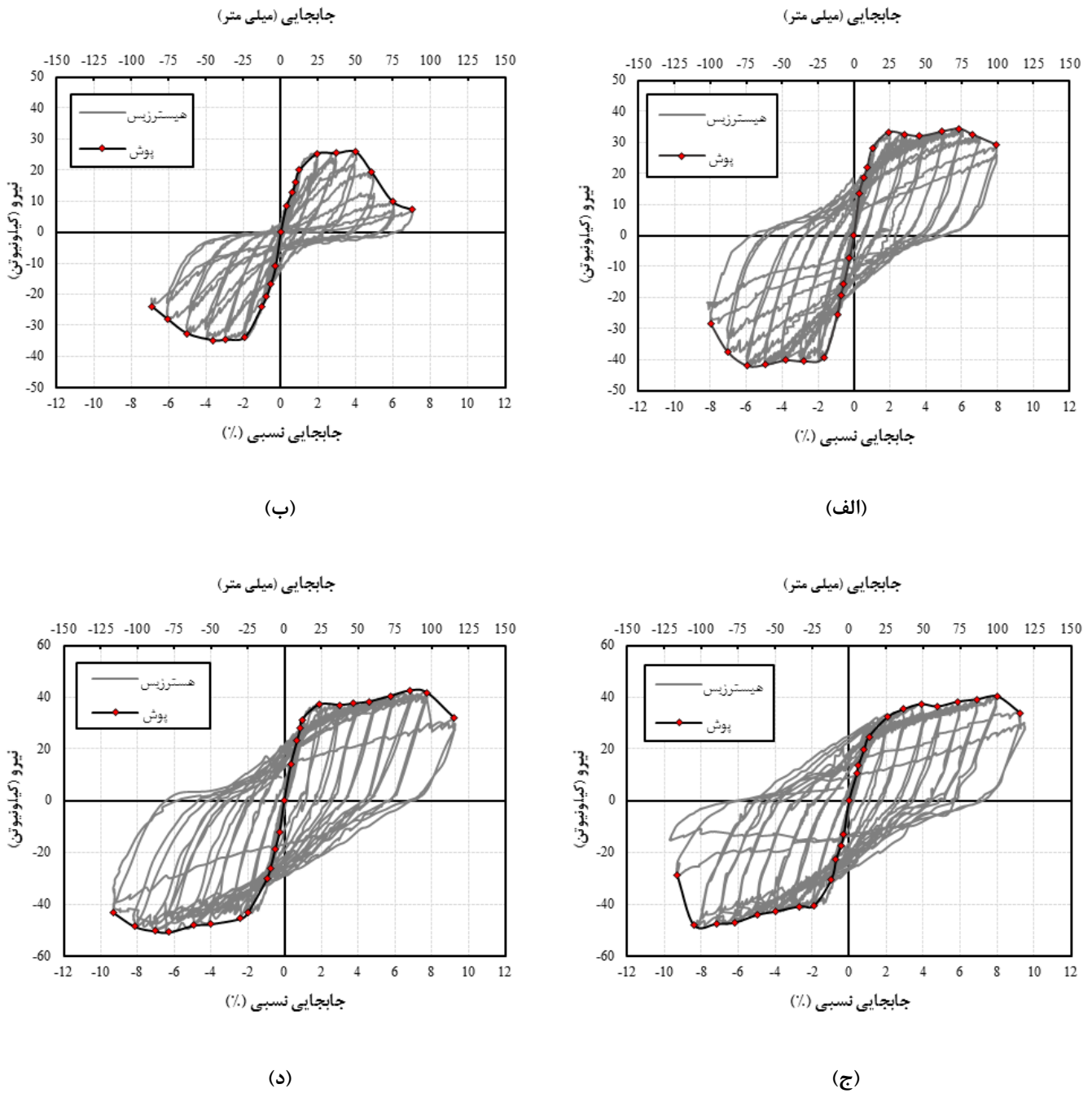
قریب‌الوقوع چشمه اتصال بود. با افزایش میزان بار در جابه‌جایی نسبی‌های بالاتر، تعداد ترک‌های خمشی و برشی بیش‌تر شدند و هم‌چنین عمق ترک‌های اولیه نیز گسترش پیدا کردند. عدم اجرای آرماتورهای عرضی در محل چشمه اتصال موجب شد که از جابه‌جایی نسبی ۳٪ به بعد ترک‌های برشی متعددی در محل چشمه اتصال ایجاد شوند. با افزایش در تعداد و عمق ترک‌های به وجود آمده در محل چشمه اتصال به نظر می‌رسید بیش‌ترین میزان اتلاف انرژی در جابه‌جایی‌های بالا مربوط به ناحیه چشمه اتصال باشد. ترک‌های برشی به وجود آمده در محل چشمه اتصال موجب ایجاد شکست‌های فشاری قطری در این محل شد و یک الگوی خرابی X-شکل را به وجود آورد. نحوه گسیختگی نمونه C به صورت برشی در محل چشمه اتصال در دریف ۵٪ رخ داد و بلافاصله ظرفیت برشی نمونه افت زیادی کرد.

#### ۴-۳- نمونه‌های تقویتی (Di و HV)

همان‌طور که شکل‌های ۷-ج و ۷-د نشان می‌دهند، چگونگی رشد ترک‌ها و نحوه شکست نمونه‌های تقویتی Di و HV عمدتاً مشابه یکدیگر هستند. شکست هر دو نمونه‌ی تقویتی به صورت خمشی در تیر رخ داد. مفصل پلاستیک در این نمونه‌ها در طولی معادل ۳۰۰ میلی‌متر از بر سیستم تقویتی ایجاد شد. از جابه‌جایی نسبی ۲۵٪، ترک‌های خمشی بر روی تیر در نزدیکی سیستم تقویت شروع شدند و به مرور بر روی کل سطح تیر گسترش پیدا کردند. در جابه‌جایی نسبی حدود ۱٪ اولین جاری‌شدگی آرماتورهای طولی تیر مشاهده گردید. در نمونه‌های تقویتی تعدادی ترک برشی در چشمه اتصال مشاهده شد ولی میزان باز‌شدگی این ترک‌ها در حد مطلوبی بود و خطری را برای اتصال ایجاد نکرد. اولین ترک‌های برشی در جابه‌جایی نسبی ۲٪ مشاهده گردیدند. از جابه‌جایی نسبی ۴٪ به بعد بر تعداد ترک‌های خمشی تیر افزوده شد و عرض ترک‌های خمشی که در چرخه‌های اولیه به وجود آمده بودند بیش‌تر شدند. با ادامه بارگذاری نمونه‌ها، ترک‌های خمشی تیر به عمق هسته بتن نفوذ کردند و موجب ریخته شدن بتن تیر در طولی معادل ۳۰۰ میلی‌متر شد. با ریخته شدن بتن این ناحیه و در پی آن تسلیم خاموت‌ها و کمانش آرماتورهای طولی این ناحیه، مفصل پلاستیک در نزدیکی سیستم تقویت رخ داد.

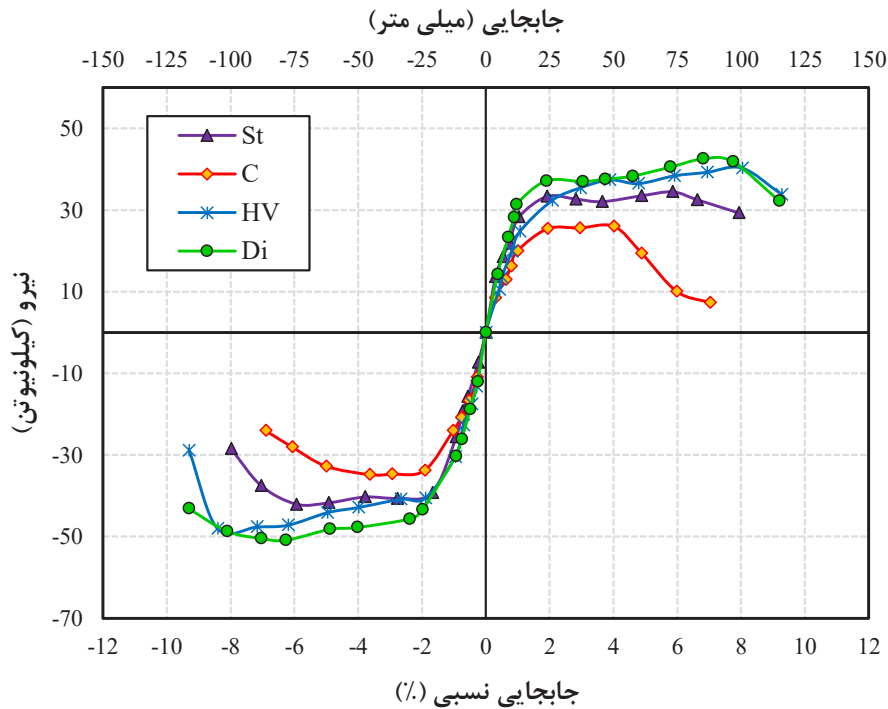
۴-۴- پاسخ هیستریزس بار-جابه‌جایی و نمودار پوش نمونه‌های آزمایشی

پاسخ هیستریزس بار-جابه‌جایی در زمان بارگذاری چرخه‌ای مهم‌ترین مشخصه جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های مورد آزمایش بود. در شکل ۸ نمودار هیستریزس بار-جابه‌جایی به همراه منحنی پوش برای نقاط ماکزیمم جابه‌جایی در اولین برگشت نیز برای هر یک از نمونه‌های مورد آزمایش نشان داده شده است. نمودار هیستریزس برای نمونه‌ی استاندارد St که بر اساس الزامات لرزه‌ای آیین‌نامه M ACI Committee ۳۱۸-۱۹ طراحی شده بود به صورت شکل‌پذیر با میزان افت بار جزئی در سمت فشار مشاهده شد. نمونه St عملکردی کاملاً خمشی بدون هیچ باریک‌شدگی خاصی در نمودار بار-جابه‌جایی داشت. نمونه‌ی غیرلرزه‌ای C با توجه به این که دچار شکست ناگهانی در محل چشمه‌ی اتصال شد، رفتاری کاملاً برشی به همراه باریک‌شدگی در عرض نمودار داشت. در نمودار C با افزایش جابه‌جایی‌ها افت محسوسی در سختی و ظرفیت نمونه مشاهده شد. پاسخ هیستریزس نیرو-جابه‌جایی برای نمونه‌های تقویتی HV و Di را به ترتیب می‌توان در شکل‌های ۸-ج و ۸-د مشاهده کرد. همان‌طور که از نمودارهای نمونه‌های تقویتی مشخص است، این نمونه‌ها دارای حلقه‌های بزرگ‌تری بودند که این موضوع نشان دهنده جذب انرژی بیش‌تر در این نمونه‌ها بود، هم‌چنین در این نمونه‌ها افت مقاومت و افت سختی محسوسی مشاهده نشد. با مقایسه نمودار نمونه‌های تقویتی و نمونه‌های کنترلی مشخص می‌شود که ظرفیت باربری و جذب انرژی در نمونه‌های تقویتی به مقدار قابل توجهی افزایش یافت. دلیل بهبود عملکرد نمونه‌های تقویتی نسبت به نمونه‌های کنترلی، افزایش محصور‌شدگی در محل چشمه‌ی اتصال و هم‌چنین بزرگ‌تر شدن ابعاد چشمه‌ی اتصال بود که این موضوع نیز موجب توزیع نیرو در سطح بزرگ‌تری از اتصال شده و مانع از خرابی موضعی آن شد. در تمامی نمونه‌های تقویتی به دلیل عملکرد مناسب سیستم تقویتی و برطرف نمودن ضعف برشی در محل چشمه‌ی اتصال، مفاصل برشی در بر سیستم تقویتی و بر روی تیر ایجاد شدند. با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایشات، به طور کلی می‌توان روش پیشنهادی را جهت تقویت و بهبود عملکرد اتصالات تیر-ستون بتن آرمه که به صورت غیرلرزه‌ای طراحی شده‌اند، موثر دانست. به منظور مقایسه کلی نمونه‌های مورد آزمایش، نمودارهای پوش همه‌ی نمونه‌ها در شکل ۹ آورده شده است.



شکل ۸. پاسخ هیستریزس بار-جابجایی نمونه‌های آزمایشی؛ الف) نمونه استاندارد (St)، ب) نمونه کنترلی (C)، ج) نمونه تقویتی افقی-قایم (HV)، د) نمونه تقویتی مورب (Di)

Fig. 8. Force–displacement hysteretic response for specimens a) Standard specimen (St); b) Control specimen (C); c) Retrofitted specimen (HV); d) Retrofitted specimen (Di).



شکل ۹. مقایسه نمودار پوش نمونه‌های آزمایشی

Fig. 9. Comparison of force–displacement envelope curves of the experimental specimens.

جدول ۳. حداکثر بار و میزان افزایش ظرفیت در نمونه های آزمایشی

Table 3. Peak test load and capacity increase in test specimens.

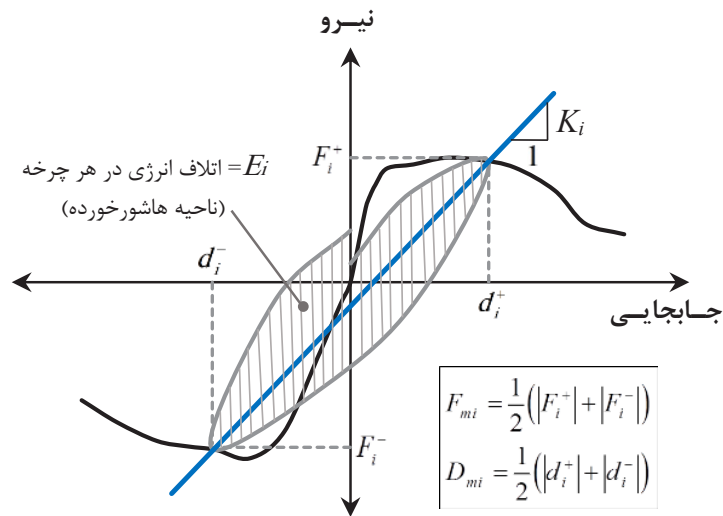
میزان افزایش بار (%)	میانگین ماکزیمم بار (kN)	ماکزیمم بار کشش (+) (kN)	ماکزیمم بار فشار (-) (kN)	نمونه
---	۳۸/۲۴	۴۲/۰۴	۳۴/۴۴	St
---	۳۰/۴	۳۴/۸	۲۶	C
۴۵	۴۴/۱۳	۴۸	۴۰/۲۶	HV
۵۴	۴۶/۶۹	۵۰/۸۷	۴۲/۵۱	Di

#### ۴-۵- ظرفیت اتلاف انرژی

یکی از مهم‌ترین مولفه‌ها جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای اعضای سازه‌ای شبیه‌سازی شده در آزمایشگاه، ظرفیت اتلاف انرژی می‌باشد؛ زیرا به میزان کاهش سختی و کاهش مقاومت در حین بارگذاری رفت و برگشتی بستگی دارد. مطابق با شکل ۱۰ مساحت داخل هر یک

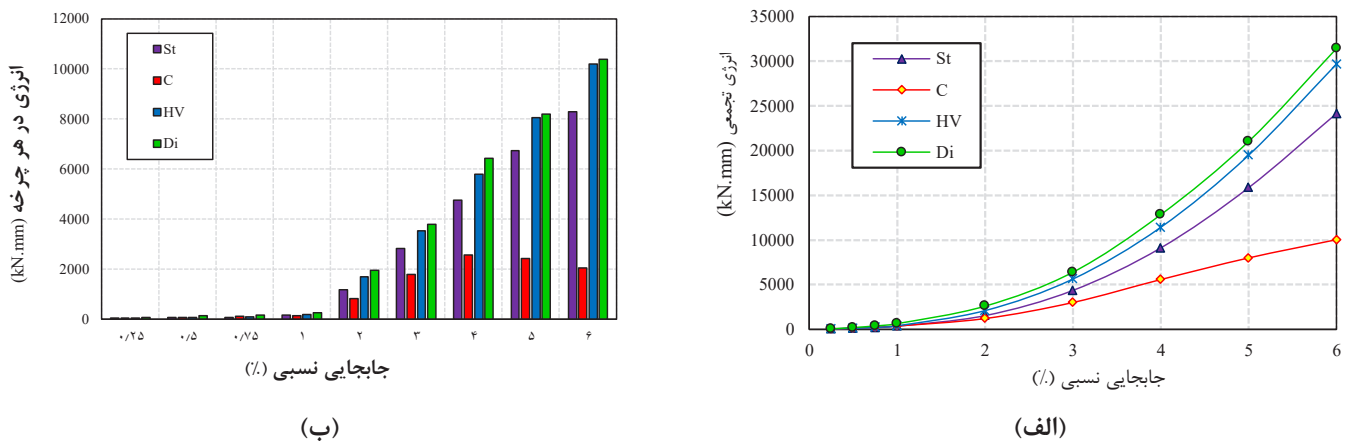
با استفاده از نمودار پوش هر یک از نمونه‌ها می‌توان مقادیر ظرفیت بار نهایی و جابه‌جایی نهایی را در هر دو جهت کشش و فشار مشخص نمود. موارد به دست آمده از نمودار پوش هر یک از نمونه‌ها را می‌توان در جدول ۳ مشاهده نمود.





شکل ۱۰. نحوه محاسبه اتلاف انرژی، سختی و میرایی هیستریزس

Fig. 10. Energy dissipation, stiffness and equivalent hysteresis damping calculation.

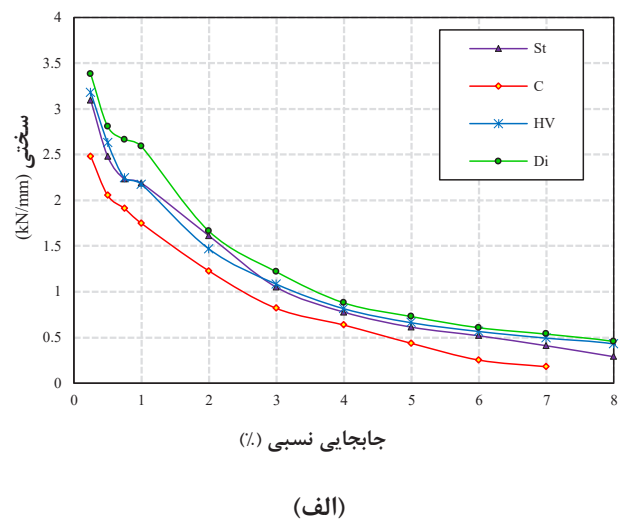
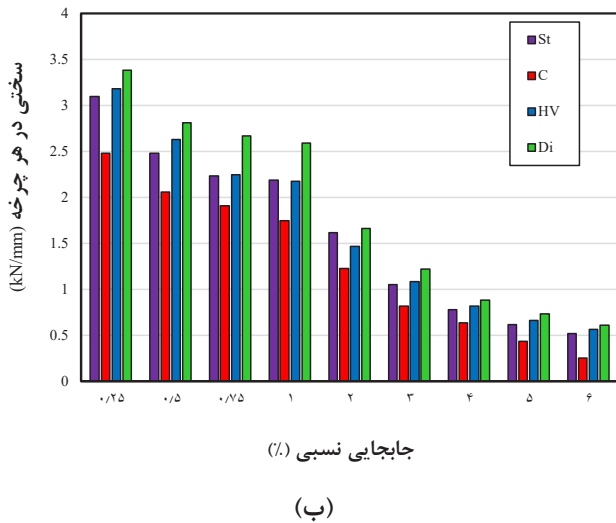


شکل ۱۱. مقایسه انرژی تلف شده توسط هر یک از نمونه‌های آزمایش؛ الف) اتلاف انرژی تجمعی، ب) انرژی تلف شده در هر چرخه تا جابه‌جایی

Fig. 11. Comparison of energy dissipation for experimental specimens; a) Cumulative energy dissipation; b) Energy per cycle up to 6.0% drift.

از حلقه‌های نمودار هیستریزس ( $E_i$ ) با میزان انرژی اتلاف شده در آن چرخه برابر است و ظرفیت اتلاف انرژی کل عضو برابر با مجموع مساحت‌های داخل حلقه‌های هیستریزس ( $\sum E_i$ ) می‌باشد. مقایسه اتلاف انرژی تجمعی و اتلاف انرژی در هر چرخه برای هر یک از نمونه‌های مورد آزمایش در شکل ۱۱ نشان داده شده است. میزان اتلاف انرژی تا جابه‌جایی نسبی ۰.۰۶٪ برای هر یک از نمونه‌های کنترلی St و C و نمونه‌های تقویتی HV و Di به ترتیب ۲۴/۱۵، ۱۰/۰۳، ۲۹/۶۷، ۲۹/۸۸ کیلو نیوتن-متر محاسبه شد. همان طور که در شکل ۱۱-الف مشخص است نمونه‌های تقویتی HV و Di نسبت به نمونه C به ترتیب ۱۹۰٪ و ۱۹۸٪ انرژی بیشتری را جذب کردند. با توجه به شکل ۱۱-ب مشخص است که میزان انرژی جذب شده توسط نمونه‌های تقویتی در هر چرخه تا جابه‌جایی نسبی ۰.۰۳٪ در حدود دو برابر و بعد از آن بیش از دو برابر نمونه C بود.

شکل ۱۱. مقایسه انرژی تلف شده توسط هر یک از نمونه‌های آزمایش؛ الف) اتلاف انرژی تجمعی، ب) انرژی تلف شده در هر چرخه تا جابه‌جایی



شکل ۱۲. مقایسه سختی هر یک از نمونه‌های آزمایش؛ الف) کاهش سختی چرخه‌ای، ب) سختی در هر چرخه تا جابه‌جایی نسبی ۰.۶٪

Fig. 12. Comparison of stiffness for experimental specimens; a) Degradation cyclic stiffness; b) Stiffness per cycle up to 6.0% drift;

#### ۴-۷- میرایی هیستریزس معادل

یکی از رایج‌ترین نوع از انواع میرایی در سازه، میرایی هیستریزس معادل می‌باشد که بر اساس منحنی هیستریزس بار-جابه‌جایی محاسبه می‌شود. مقدار میرایی هیستریزس معادل بر اساس رابطه (۲) برابر است با نسبت انرژی تلف شده در هر چرخه به  $\pi \Delta$  برابر انرژی کرنشی الاستیک در یک سیستم الاستیک معادل.

$$\xi_{eq} = \frac{E_i}{2\pi F_{mi} D_{mi}} \quad (2)$$

که مقادیر  $F_{mi}$  و  $D_{mi}$ ، به ترتیب میانگین بارهای ماکزیمم و متوسط جابه‌جایی برای چرخه نام می‌باشند. مقدار میرایی معادل برای کل نمونه‌ها در شکل ۱۳ آورده شده است.

#### ۴-۸- ضریب شکل‌پذیری

ضریب شکل‌پذیری به عنوان توانایی سازه و کلیه اعضای تشکیل دهنده آن جهت مقاومت در برابر تغییر شکل‌های غیرارتجاعی بزرگ بدون کاهش قابل توجه در مقاومت کلی تعریف می‌شود. ضریب شکل‌پذیری از نسبت جابه‌جایی نهایی ( $\delta_u$ ) به جابه‌جایی تسلیم ( $\delta_y$ ) به دست می‌آید. در این پژوهش جهت به دست آوردن نقاط تسلیم و

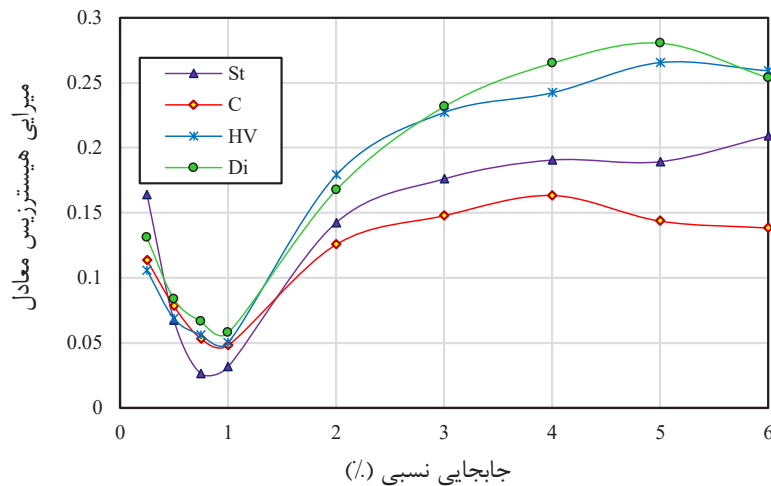
#### ۴-۶- سختی

همان طور که در شکل ۱۰ مشخص است، سختی چرخه‌ای برابر است با شیب خطی که در هر چرخه، حداکثر بار در کشش را به حداکثر بار در فشار متصل کند. مقدار سختی چرخه‌ای به ترک‌های خمشی و برشی ایجاد شده، لغزش آرماتورها، تغییر شکل‌های غیرخطی بتن، اعوجاج پانل اتصال و از بین رفتن کاور بتن بستگی دارد. مقدار سختی چرخه‌ای بر اساس رابطه (۱) محاسبه می‌شود. در این محاسبه از اولین چرخه در هر جابه‌جایی نسبی استفاده می‌شود.

$$K_i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{d_i^+ - d_i^-} \quad (1)$$

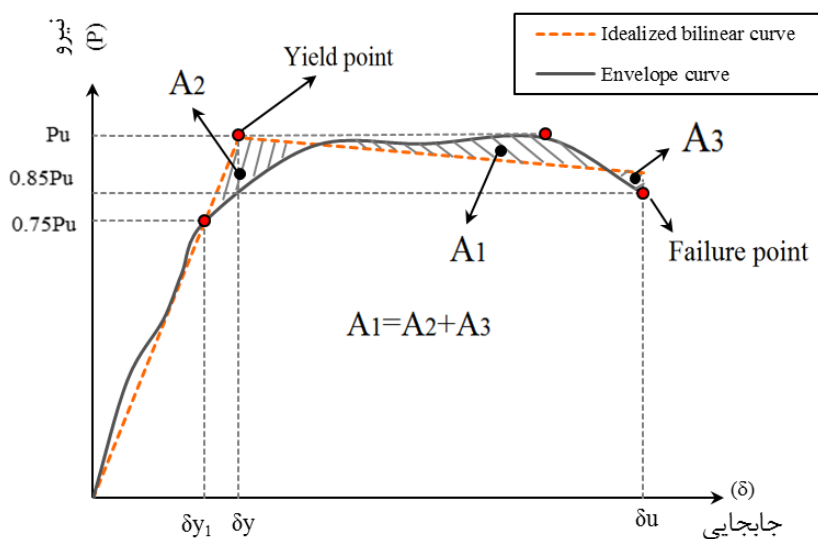
در شکل ۱۲ مقایسه سختی نمونه‌های مورد آزمایش در هر چرخه تا جابه‌جایی نسبی ۰.۶٪ و کاهش سختی همه‌ی نمونه‌ها آورده شده‌اند. همان طور که از شکل ۱۲ مشخص است، مقدار سختی اولیه در نمونه‌های تقویتی HV و Di نسبت به نمونه C در حدود ۲۵٪ افزایش پیدا کردند. دلیل افزایش سختی اولیه در نمونه‌های تقویتی افزایش محصور شدگی و همچنین بزرگ شدن ابعاد اتصال بود. سرعت کاهش سختی در نمونه‌های تقویتی کم‌تر از نمونه‌های کنترلی بود که این موضوع سازگاری سختی اولیه را در این نمونه‌ها نشان می‌داد.





شکل ۱۳. مقایسه میرایی معادل هیسترتزیس تا جابه‌جایی نسبی ۶٪

Fig. 13. Comparison of equivalent hysteretic damping ratio up to 6.0% drift.



شکل ۱۴. نحوه‌ی تبدیل منحنی پوش به منحنی ایده‌آل [۲۵]

Fig. 14. Characteristic points on force-displacement curve [25].

نمونه‌های مورد آزمایش در دو جهت کشش و فشار در جدول ۴ گزارش شده‌اند. شکل‌پذیری واقعی نمونه، کم‌ترین مقدار ضریب شکل‌پذیری در دو جهت کشش و فشار می‌باشد. همان‌طور که در جدول ۴ گزارش شده است، حداقل ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های تقویتی HV و Di به ترتیب ۲۷ و ۳۸٪ نسبت به نمونه‌ی C افزایش یافتند.

نهایی مقاطع، از روش پیشنهادی پرستلی و پارک [۲۵] استفاده شده است. با توجه به پیشنهاد پرستلی و پارک، هر یک از ساق‌های کششی و فشاری منحنی پوش به یک منحنی ایده‌آل دو خطی تبدیل می‌شود که بر اساس آن می‌توان نقاط تسلیم و نهایی را به دست آورد. شکل ۱۴ نحوه تبدیل منحنی پوش به منحنی ایده‌آل را نشان می‌دهد. مقادیر جابه‌جایی تسلیم، جابه‌جایی نهایی و ضریب شکل‌پذیری

جدول ۴. جابه‌جایی تسلیم، جابه‌جایی نهایی و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها

Table 4. Yielding displacement, ultimate displacement, and ductility factor for all specimens.

کوچک‌ترین ضریب شکل‌پذیری	ضریب شکل‌پذیری		جابه‌جایی نهایی (mm)		جابه‌جایی تسلیم (mm)		نمونه
	فشار (-)	کشش (+)	فشار (-)	کشش (+)	فشار (-)	کشش (+)	
۴/۳۲	۴/۳۲	۶/۳۴	۹۰/۳۱	۹۹/۲۰	۲۰/۹۵	۱۵/۴۱	St
۳/۵۲	۳/۵۴	۳/۵۲	۷۱/۵۲	۵۶/۶۸	۲۰/۱۹	۱۶/۰۸	C
۴/۴۶	۴/۴۶	۴/۵۴	۱۰۹/۳۲	۱۱۴/۵۸	۲۴/۵۲	۲۵/۲۳	HV
۴/۸۶	۴/۸۶	۶/۱۸	۱۱۶/۰۷	۱۰۷/۵۶	۲۳/۸۷	۱۷/۴۰	Di

## ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش روشی جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون بتن آرمه خارجی که دارای ضعف برشی در محل چشمه‌ی اتصال می‌باشند ارائه گردید. با توجه به بهبود خواص بتن محصور شده نسبت به بتن محصور نشده، استفاده از سیستم پس‌تنیده خارجی پیشنهاد گردید. سیستم پس‌تنیده خارجی محصور شدگی را در محل چشمه اتصال افزایش داد. علاوه بر این، روش پیشنهادی موجب افزایش ابعاد چشمه‌ی اتصال نیز شد که این موضوع موجب توزیع نیروها در سطح بزرگ‌تری از اتصال شد و از خرابی موضعی جلوگیری کرد. به منظور دست‌یابی به اهداف مورد نظر، چهار نمونه اتصال تیر-ستون خارجی بتن آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. دو نمونه به عنوان نمونه‌های کنترلی و دو نمونه دیگر نیز با استفاده از بولت‌های افقی-قایم و مورب مورد تقویت قرار گرفتند. به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم تقویت پیشنهادی، پارامترهای مربوط به رفتار لرزه‌ای اعضا شامل ظرفیت نهایی، ظرفیت اتلاف انرژی، سختی، میرایی هیستریزس معادل و ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های مورد آزمایش استخراج و مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج به دست آمده از آزمایشات، استفاده از نبشی‌های فولادی و بولت‌های پس‌تنیده‌ی خارجی جهت تقویت برشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه را به عنوان روشی کاملاً موثر تایید کردند. یافته‌های کلیدی این برنامه آزمایشگاهی عبارتند از؛

۱- روش مقاوم‌سازی پیشنهادی به مقدار قابل توجهی عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های ضعیف را بهبود بخشید. بررسی پارامترهای لرزه‌ای این ادعا را تایید می‌کنند.

- ۲- نمونه کنترلی C در زمان آزمایش به دلیل عدم وجود آرماتورهای عرضی در محل چشمه‌ی اتصال، سطح خرابی بالایی را در این محل تجربه کرد و میزان افت مقاومت و سختی آن بسیار سریع رخ داد.
- ۳- روش مقاوم‌سازی پیشنهادی به طور کلی خرابی را از محل چشمه اتصال دور و به تیر منتقل کرد و به عبارت دیگر، شکست ترد برشی را به شکست نرم خمشی تبدیل کرد.
- ۴- حداکثر ظرفیت باربری در نمونه‌های تقویتی HV و Di نسبت به نمونه C به ترتیب ۵۵٪ و ۶۴٪ در جهت کشش و ۳۸٪ و ۴۶٪ در جهت فشار افزایش یافتند.
- ۵- روش مقاوم‌سازی پیشنهادی به مقدار قابل ملاحظه‌ای باریک‌شدگی نمودار هیستریزس را کاهش داد و ظرفیت اتلاف انرژی را تا ۱۹۰٪ و ۱۹۸٪ برای نمونه‌های تقویتی HV و Di نسبت به نمونه C افزایش داد.
- ۶- میزان سختی اولیه در نمونه‌های تقویتی در حدود ۲۵٪ نسبت به نمونه کنترلی بیش‌تر بود و سرعت کاهش سختی در نمونه‌های تقویتی کم‌تر از نمونه کنترلی بود.
- ۷- مقدار میرایی هیستریزس معادل تا جابه‌جایی نسبی ۶٪ در نمونه‌های تقویتی نسبت به نمونه کنترلی، به طور متوسط مقدار ۹۷٪ افزایش را نشان می‌دهد.
- ۸- حداقل ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های تقویتی HV و Di به ترتیب ۲۷٪ و ۳۸٪ نسبت به نمونه‌ی C افزایش یافتند.

## تشکر و قدردانی

بدین وسیله از حمایت مالی جناب آقای مهندس سید مهدی منوری مدیر عامل شرکت عقیق سازه گستر جهت انجام این تحقیق کمال تشکر و قدردانی را داریم.

## منابع

- [10] A.-D.G. Tsonos, Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing, *Engineering Structures*, 32(3) (2010) 726-740.
- [11] M.K. Sharbatdar, A. Kheyroddin, E. Emami, Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop, *Construction and Building Materials*, 36 (2012) 287-294.
- [12] Y.-R. Dong, Z.-D. Xu, Q.-Q. Li, Y.-S. Xu, Z.-H. Chen, Seismic behavior and damage evolution for retrofitted RC frames using haunch viscoelastic damping braces, *Engineering Structures*, 199 (2019) 109583.
- [13] R. Sharma, P.P. Bansal, Behavior of RC exterior beam column joint retrofitted using UHP-HFRC, *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 376-389.
- [14] Y. Yang, Y. Xue, N. Wang, Y. Yu, Experimental and numerical study on seismic performance of deficient interior RC joints retrofitted with prestressed high-strength steel strips, *Engineering Structures*, 190 (2019) 306-318.
- [15] Z.-Y. Zhang, R. Ding, X. Nie, J.-S. Fan, Seismic performance of a novel interior precast concrete beam-column joint using ultra-high performance concrete, *Engineering Structures*, 222 (2020) 111145.
- [16] D. Mostofinejad, M. Hajrasouliha, Shear retrofitting of corner 3D-reinforced concrete beam-column joints using externally bonded CFRP reinforcement on grooves, *Journal of Composites for Construction*, 22(5) (2018) 04018037.
- [17] D. Mostofinejad, A. Akhlaghi, Experimental investigation of the efficacy of EBROG method in seismic rehabilitation of deficient reinforced concrete beam-column joints using CFRP sheets, *Journal of Composites for Construction*, 21(4) (2017) 04016116.
- [18] D. Mostofinejad, M. Hajrasouliha, 3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique, *Engineering Structures*, 183 (2019) 987-998.
- [19] E. Emami, A. Kheyroddin, O. Rezaifar, Experimental Study of Eccentricity and Width to Thickness Ratio
- [1] P. Cheung, T. Paulay, R. Park, New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed for earthquake resistance, *Special Publication*, 123 (1991) 1-38.
- [2] R.P. Dhakal, T.-C. Pan, P. Irawan, K.-C. Tsai, K.-C. Lin, C.-H. Chen, Experimental study on the dynamic response of gravity-designed reinforced concrete connections, *Engineering Structures*, 27(1) (2005) 75-87.
- [3] J. Kim, J.M. LaFave, Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections, *Engineering structures*, 29(10) (2007) 2523-2539.
- [4] S. Alavi-Dehkordi, D. Mostofinejad, P. Alaei, Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints, *Engineering Structures*, 183 (2019) 702-719.
- [5] N.W. Hanson, H.W. Conner, Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints, *Journal of the Structural Division*, 93(5) (1967) 533-560.
- [6] A.L. PARME, Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, *ACI JOURNAL*, (1976) 375.
- [7] R. Park, T. Paulay, Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons, 1975.
- [8] O. Rezaifar, M. Nazari, M. Gholhaki, Experimental study of rigid beam-to-box column connections with types of internal/external stiffeners, *Steel and Composite Structures*, 25(5) (2017) 535-544.
- [9] O. Rezaifar, A. Younesi, Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections, *Construction and Building Materials*, 136 (2017) 574-589.

- [22] A.C.I.A. Committee, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-19 and Commentary 318R-19, American Concrete Institute ACI Committee: Farmington Hills, MI, USA, (2019).
- [23] A. LRFD, Specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, (2016).
- [24] A.C.I.A. Committee, Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13), (2013).
- [25] M. Priestley, R. Park, Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, Structural Journal, 84(1) (1987) 61-76.
- Effects of Arched Steel Haunches on Cyclic Behavior, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2022). (in Persian)
- [20] R. Morshed, E. Tavasoli, M. Barzegar, Experimental Investigation on Shear Strengthening of RC Beams by Prestressed Embedded Through-section Bars, Sharif Journal of Civil Engineering, 34(4.2) (2019) 102-110. (in Persian).
- [21] E. Tavasoli, O. Rezaifar, A. Kheyroddin, Investigation of finite element retrofit of T-shaped reinforced concrete beam-column joints by external bolts, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2021). (in Persian)

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*E. Tavasoli, O. Rezaifar, A. Kheyroddin, Experimental study of shear retrofit of RC beam-column joints using external post-tensioned bolts, Amirkabir J. Civil Eng., 55(3) (2023) 681-700.*

DOI: 10.22060/ceej.2023.21181.7641

