



Experimental Investigation on the Behavior of Reinforced Concrete Columns to Steel Beams Connections (RCS)

Y. Mohamadi, M. R. Esfahani*

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

ABSTRACT: Advantages such as high ductility, reduction of dead load and higher energy dissipation of the structures made with steel beams and concrete columns compared to conventional reinforced concrete structures have resulted in the widespread use of these structures. On the other hand, the provisions of different codes of RCS connections lead to complex details and implementation. In this paper, the behavior of steel beam to circular concrete column connections was experimentally studied. Five real scale external RCS connections were made and tested. Variable parameters of the specimens were included the tie spacing around and inside the connections, confinement around the connection region with CFRP sheets and concrete type. The aim of the study was to propose a connection with simple details and desirable behavior. The results indicated that the proposed connection can appropriately transfer the moment from the steel beam to the concrete column in addition to having simple implementation. Also, the confinement of the connection region with CFRP sheets increased the ductility and energy dissipation of the RCS.

Review History:

Received: 7/11/2018
Revised: 8/14/2018
Accepted: 8/14/2018
Available Online: 10/8/2018

Keywords:

Hybrid structures
Connection
Steel beam
Concrete column
CFRP

1. INTRODUCTION

RCS structures are classified into two types of continuous beams and continuous columns. Experiments have shown that RCS structures with continuous beams have higher ductility compared to those with continuous columns [1]. Sheikh et al. [2] tested seventeen 2/3 scale interior RCS connections. Tests showed that joint strength significantly increases through details that mobilized concrete shear mechanisms in the joint. Kanno [3] tested 19 RCS connections at Cornell University. The main variables included joint failure modes, use of high strength concrete in the connection, joint aspect ratio and effect of column axial load. An analytical and experimental program was also conducted by Parra and Wight [4]. Parra et al. [5] proposed a deformation-based capacity approach for designing RCS connections in high seismic risk zones to control joint distortions and damage. Cheng and Chen [6] tested six RCS joints and the effect of different parameters such as slab connection, transverse reinforcement in joints and loading protocol were considered in their research. Alizadeh et al. [7] tested two interior RCS connections designed based on the strong column-weak-beam criterion. Both specimens were tested under quasi-static reversed cyclic loading. The specimens were modeled by a finite element method. In another study, Alizadeh et al. [8] tested two interior connections. The joint of the first specimen was designed according to ASCE 1994 guidelines [9], while

the second specimen had a new proposed joint detail. Self-consolidating concrete was used in both specimens.

2. RESEARCH SIGNIFICANCE

The main reason for failure in the RCS connections is the concrete crushing at the upper and lower parts of the steel beam due to the beam rotation in the connections. ASCE 1994 design committee has offered different methods to prevent this failure mode. The suggested methods make the connection implementation complicated due to cutting the required plates and welding them in the connection region. In the case of circular columns in RCS connections, the steel band plate at the upper and lower parts of the steel beam can be replaced by fiber-reinforced polymer (FRP) sheets. Concrete confinement due to FRP sheets can prevent concrete crushing around the connection region. In this experimental study, five full-scale specimens were constructed and tested. The details of the specimens are shown in Table 1.

3. PROPERTIES OF MATERIALS

The compressive strength of the normal and fiber concrete used in columns was 40.5 and 43.7 MPa, respectively. The yield stress of the steel beam was 356 MPa. The yield stress of the reinforcements was 408 MPa. The volume ratio of the steel fibers used in the mixture of fiber concrete was 1%. In all tests, the cyclic load was applied to the end of the steel beam. In addition, a 100 kN axial compression load was applied to the

*Corresponding author's email: esfahani.um.ac.ir



Table 1. Details of specimens

Specimen No.	Specimen details
1	Semi-circular transverse reinforcement with 25 mm spacing was used in and around the connection region.
2	Circular transverse reinforcement with 25 mm spacing was used in and around the connection region.
3	Circular transverse reinforcement with 75 mm spacing was used in and around the connection region. The upper and lower parts of the connection are confined with CFRP Sheets.
4	Circular transverse reinforcement with 75 mm spacing was used in and around the connection region. The upper and lower parts of the connection were confined with CFRP sheets and steel fiber concrete was used in this specimen.
5	Circular transverse reinforcement with 75 mm spacing was used in and around the connection region. The upper, lower and the joint parts of the connection were confined with CFRP sheets.

Table 2. Test results and comparison of the test results with calculated capacities

Specimen No.	Load test capacity of the connection P_n (kN)	Bending test capacity of the connection M_{RCS} (kN.m)	calculated bending capacity of the steel beam M_{beam} (kN.m)	calculated bending capacity of the column M_{column} (kN.m)	$\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$	$\frac{M_{RCS}}{M_{column}}$
1	84.00	121.8	135.4	150.4	0.89	0.81
2	91.00	131.9	135.4	150.4	0.97	0.87
3	96.00	139.2	135.4	150.4	1.02	0.91
4	98.00	142.1	135.4	150.4	1.04	0.93
5	100.00	146.1	135.4	150.4	1.07	0.96

column using a hydraulic jack. The loading began at 0.05% drift. Drifts of 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5 and 5% were applied to the specimens, consequently. The results of the study are shown in Table 2. The load versus drift relationships of the specimens are shown in Figure 1. Based on the test results, the following conclusions are drawn:

4. CONCLUSIONS

1. The ratios of the connection bending capacity to the bending plastic moment of the steel beam were 0.89 and 0.97

for the first and second specimens, respectively. These values show that the connections failed before beam failure. It can be concluded that the provisions of the ASCE 1994 design guidelines to prevent concrete compressive failure around the connection region may not be satisfactory.

2. The ratio of the connection bending capacity to the bending plastic moment of the beam was 1.02 for the specimens having columns confined with CFRP sheets (third specimen). This value shows that the bending capacity of the connection was more than that of the steel beam. Therefore, it can be

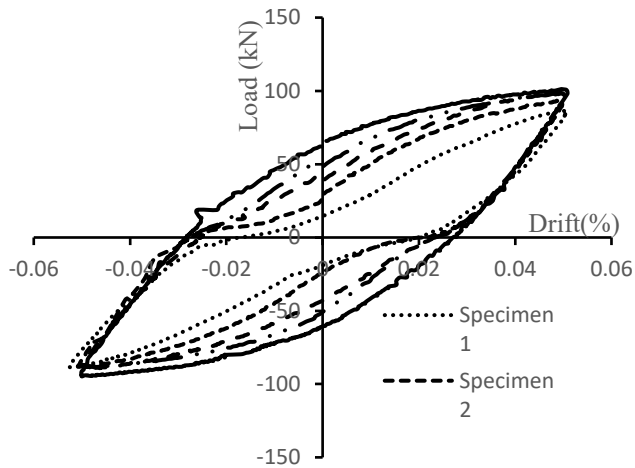


Figure 1. Load versus drift relationship

concluded that using CFRP sheets was a suitable method to prevent concrete crushing around RCS connection region.

3. Comparison of the hysteresis loops of the third, fourth and fifth specimens show that the use of either fiber concrete or CFRP sheets in the RCS connection increased the strength and energy dissipation capacity of the connections.

REFERENCES

[1] Kuramoto, H., Nishiyama I., Seismic Performance and stress

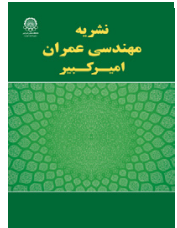
- transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, (2004); 130(2), pp. 352-363.
- [2] Sheikh T.M., Deierlein G.G., Yura J.M., Jirsa J.A., Beam-Column moment connections for composite frames: part1, *Journal of Structural Engineering ASCE* (1989); 115(11), pp. 2858 -76.
- [3] Kanno R., Strength deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns, Ph.D. dissertation, Cornell University Ithaca N, Y; (1993).
- [4] Parra-Montesinos G.J., Wight J.K., Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections *Journal of Structural Engineering ASCE*, (2000); 126(10), pp. 1113-21.
- [5] Parra-Montesinos G.J., Liang X., Wight J.K., Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections, *Engineering Structures*, (2003); 25, pp. 681-690,
- [6] Cheng C.T., Chen C.C., Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 61, pp: 587-606., 2005.
- [7] Alizadeh S., Attari Nader K.A., Kazemi M.T., The seismic performance of new detailing for RCS connections., *Journal of Constructional Steel Research.*, (2013); 91, pp. 76-88.
- [8] Alizadeh S., Attari Nader K.A., Kazemi M.T., Experimental investigation of RCS connections performance using self-consolidated concrete., *Journal of Constructional Steel Research.*, (2015); 114, pp. 204-216.
- [9] Guidelines for Design Joints Between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns., By the ASCE Reinforced Concrete Columns, (1994).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

Y. Mohamadi, M.R. Esfahani, *Experimental Investigation on the Behavior of Reinforced Concrete Columns to Steel Beams Connections (RCS)*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(3) (2020) 145-148.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14702.5721](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14702.5721)





بررسی آزمایشگاهی رفتار اتصال تیر فولادی به ستون بتنی (RCS)

یاسر محمدی، محمدرضا اصفهانی*

دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۴-۲۰
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۵-۲۳
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۵-۲۳
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۷-۱۶

کلمات کلیدی:

اتصال
تیر فولادی
ستون بتنی
CFRP

خلاصه: مزایای همچون شکل پذیری بالا، کاهش بار مرده و قابلیت جذب انرژی بالاتر سازه‌های مرکب تیر فولادی و ستون بتنی نسبت به سازه‌های رایج بتن مسلح باعث استفاده روزافزون این سازه‌ها شده است. از طرفی ضوابط ارائه شده آئین نامه‌ها برای اتصال تیر فولادی به ستون بتنی (RCS) دارای جزئیات پیچیده اتصال با دشواری در اجرا می‌باشد. در این مقاله رفتار اتصال تیر فولادی به ستون بتنی دایره‌ای به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. ۵ اتصال خارجی RCS با ستون بتنی دایره‌ای در مقیاس واقعی ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت. پارامترهای متغیر در نمونه‌ها شامل فاصله تنگ‌های ستون در اطراف ناحیه اتصال و داخل اتصال، محصورشدگی اطراف ناحیه اتصال با ورق‌های CFRP و نوع بتن می‌باشد. هدف از طراحی، ساخت و آزمایش این اتصال‌ها، پیشنهاد اتصال با جزئیات ساده و رفتار مطلوب می‌باشد. نتایج نشان داد که اتصال پیشنهاد شده ضمن سادگی در جزئیات اجرایی، قادر است لنگر را از تیر فولادی به ستون بتنی بخوبی منتقل کند. همچنین تقویت ناحیه اتصال با ورق‌های CFRP، شکل پذیری و جذب انرژی در اتصال RCS را افزایش می‌دهد.

۱- مقدمه

طور کلی دارای دو حالت شکست هستند، حالت اول شکست برشی است که با تسلیم جان فولادی و ترک خوردگی بتن رخ می‌دهد. حالت دوم خردشدگی بتن است که در بالا و پائین تیر رخ می‌دهد که علت آن تنش فشاری بالایی می‌باشد که تیر فولادی به بتن اطراف خود منتقل می‌کند. حالت‌های شکست اتصال RCS در شکل ۱ نشان داده شده است.

پارامونتسیون و وایت [۳] تعداد ۹ اتصال خارجی RCS گوشه را با جزئیات متفاوت مورد آزمایش و بررسی قرار دادند. از جمله متغیرهایی که در این کار آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفت، تأثیر تنگ‌های عبوری با نسبت‌های مختلف از جان تیر فولادی، استفاده از بتن الیافی فلزی و استفاده از نوعی بتن انعطاف‌پذیر^۲ (ECC) در ناحیه اتصال بود. کانو [۴] نوزده نمونه اتصال داخلی را با هدف بررسی حالت‌های شکست اتصال، عملکرد اتصال دارای بتن با مقاومت بالا، نسبت طول به عرض اتصال و اثر بار محوری ستون بر عملکرد اتصال

مقاومت بالای بتن در عضو فشاری مانند ستون و عملکرد مناسب فولاد در اعضای مانند تیر، پژوهشگران را به ساخت سازه‌های مرکب تیر فولادی و ستون بتنی^۱ (RCS) سوق داده است. استفاده از ستون‌های بتنی سبب افزایش سختی و خاصیت میرایی در سازه‌ها می‌شود و همچنین هزینه ساخت و ساز را کاهش می‌دهد. استفاده از تیر فولادی سبب افزایش جذب انرژی، افزایش شکل پذیری و کاهش بار مرده سازه می‌شود. سازه‌های RCS به دو نوع تیر پیوسته و ستون پیوسته طبقه‌بندی می‌شوند. آزمایش‌ها نشان داده است که سازه‌های RCS با طراحی تیر پیوسته دارای شکل پذیری بیشتری می‌باشند [۱]. بنابراین به طور گسترده‌تری مورد استفاده قرار می‌گیرند. شیخ و همکارانش [۲] تعداد ۱۷ اتصال تیر-ستون RCS داخلی را مورد آزمایش قرار دادند. نتایج نشان داد که اتصال‌های مورد آزمایش به

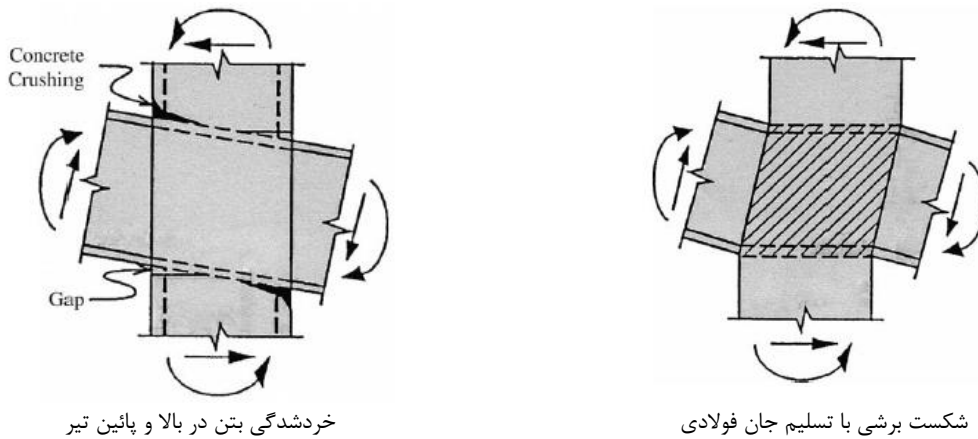
1 Reinforced Concrete Columns and Steel Beams

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: esfahani@um.ac.ir

2 Engineered Cementitious Composite

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لایسنس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لایسنس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.





شکل ۱. انواع حالت های خرابی اتصال تیر فولادی به ستون بتنی [۲]

Fig. 1. Different failure modes of steel beam – concrete column connection

۲-اهمیت پژوهش

اساسی ترین دلیل شکست در اتصال RCS خرد شدن بتن در نواحی بالا و پائین تیر فولادی در اتصال است. علت خردشدگی بتن، نیروی فشاری بالایی است که به علت چرخش تیر فولادی در بتن اطرافش ایجاد می شود. کمیته طراحی سازه های مرکب تیر فولادی به ستون بتنی ASCE 1994 برای جلوگیری از این حالت شکست روش های مختلفی پیشنهاد داده است [۱۲]. از جمله این روش ها می توان استفاده از ورق های فولادی به منظور محصور کردن بتن در بالا و پائین ناحیه اتصال را نام برد. کاربرد این ورق ها، محصورسازی بتن و جلوگیری از خرد شدن بتن است. این روش به خاطر برش دادن ورق های مورد نیاز، خم دادن و جوش دادن مجدد آنها در ناحیه اتصال، اجرای اتصال را دچار پیچیدگی می کند. از دیگر روش های پیشنهادی کمیته ASCE 1994 برای جلوگیری از خرد شدن بتن برای نواحی بحرانی بالا و پائین تیر فولادی در ستون مربعی استفاده از تنگ های نزدیک به هم در نزدیکی ناحیه اتصال می باشد. استفاده از ستون های بتنی دایره ای به خصوص در پایه پل ها مزایای زیادی از نظر رفتار سازه ای و اجرایی دارد. چنانچه از ستون های دایره ای استفاده شود میتوان اتصال های پیچیده فولادی در بالا و پائین تیر فولادی را با ورق های پلیمری مسلح الیافی جایگزین نمود. خاصیت محصور کنندگی بتن حاصل از بهکارگیری این ورق ها می تواند از خرد شدن بتن اطراف ناحیه اتصال به خوبی جلوگیری کند. از طرفی اجرای آن بسیار ساده و کم هزینه می باشد. هدف از این پژوهش بررسی رفتار اتصال تیر فولادی به ستون بتنی

مورد آزمایش قرار داد. جزئیات مختلفی مانند ورق های فولادی قرار گرفته شده در نواحی اطراف بالا و پائین تیر فولادی و اثر گل میخ های برشی در ناحیه اتصال از دیگر متغیرهای در نظر گرفته شده در این آزمایش ها بود. بوگجا [۵] پنچ اتصال داخلی و یک اتصال خارجی مختلط تیر- ستون همراه با دال را تحت بارهای چرخشی در دو جهت اصلی مورد آزمایش قرار داد. نمونه های این محقق شامل ستون های بتنی مسلح با پروفیل های فولادی عبوری از میان ستون می باشد. پارامونتسیون و وایت [۶] یک مدل ارزیابی مقاومت برشی قابل تحمل توسط اتصال RCS ارائه دادند. در این مدل با استفاده از کرنش های صفحه ای، رابطه هایی برای پیش بینی مقاومت برشی قابل تحمل توسط اتصال های خارجی و اتصال های داخلی RCS ارائه داده شد. چن و چنگ [۷] به منظور ارزیابی رفتار اتصال RCS با دال و بدون دال، شش اتصال را مورد آزمایش قرار دادند. پارامترهای در نظر گرفته شده در این نمونه ها تأثیر دال، تأثیر شکل خاموت بندی منطقه اتصال، نوع بارگذاری و اثر عبور تیر از ناحیه اتصال بود. کورامتو و نیشیما [۸] سه اتصال تیر- ستون RCS را مورد آزمایش قرار دادند. عزیزاده و همکارانش [۸] دو جزئیات اجرائی جدید برای اتصال داخلی RCS پیشنهاد دادند. متغیر اثر اضافه نمودن سخت کننده به حلقه های فولادی بالا و پائین تیر در این اتصال ها مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین عزیزاده و همکارانش [۹] اثر بتن خودتراکم بر رفتار اتصال RCS را مورد ارزیابی قرار دادند. از دیگر تحقیقاتی که در این زمینه انجام گرفته می توان به مطالعات لی وی و همکارانش [۱۰] و نیشیاما و همکارانش [۱۱] اشاره نمود.

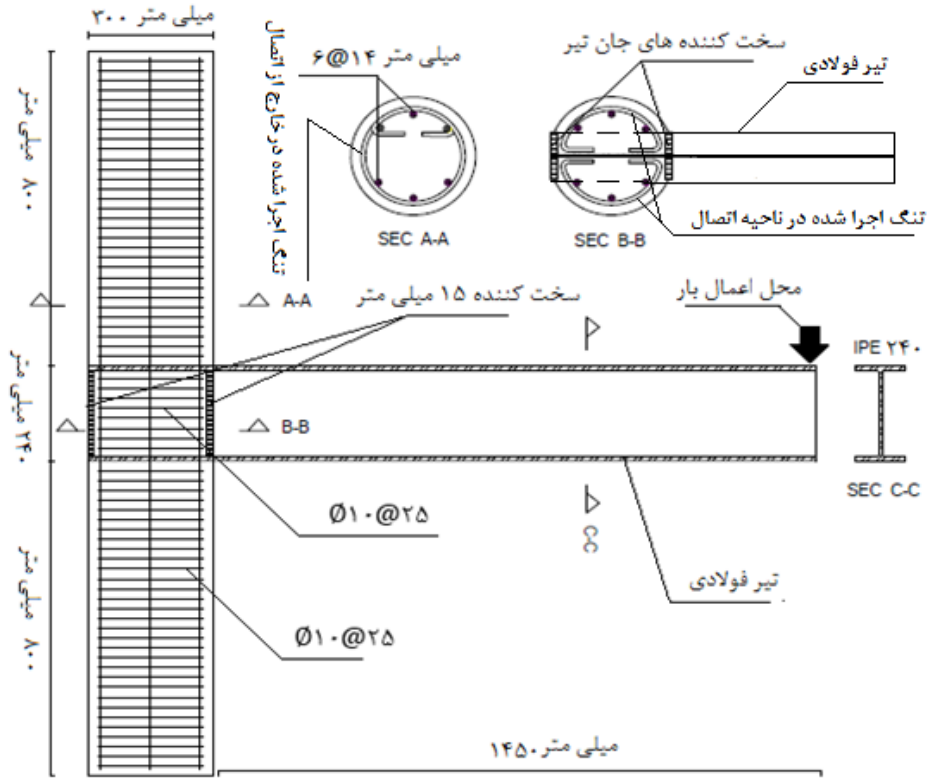
اول اجرا شده با این تفاوت که برای بررسی اثر محصور سازی ناحیه اتصال، تنگ این ناحیه با عبور از جان سوراخ شده تیر فولادی به صورت حلقه کامل اجرا شده است. قطر سوراخ ایجاد شده در تیر فولادی برای تمام نمونه‌های که دارای اجرای تنگ کامل هستند ۱۱ میلیمتر میباشد. در نمونه سوم (شکل ۳) فاصله خاموت‌ها در بالا و پائین ناحیه اتصال به حداکثر مجاز آئین نامه بتن آمریکا [۱۴] (۷۵ میلیمتر) افزایش یافته است. برای جلوگیری از خرد شدگی بتن بالا و پائین ناحیه اتصال در این نمونه از دولایه دورپیچ ورق CFRP استفاده شده است. نمونه چهارم کاملاً شبیه به نمونه سوم بوده؛ با این تفاوت که جنس بتن در ناحیه اتصال این نمونه از نوع بتن الیاف فولادی است. هدف استفاده از بتن الیاف فولادی در نمونه چهارم بررسی تأثیر استفاده از بتن الیافی در کنترل رشد ترک‌ها در ناحیه اتصال و تأثیر آن در رفتار کلی اتصال RCS است. نمونه پنجم شبیه به نمونه سوم میباشد؛ با این تفاوت که ناحیه اتصال این نمونه مانند بالا و پائین اتصال با دو لایه ورق CFRP تقویت شده است. در نمونه پنجم در محل اتصال، راستای اصلی الیاف CFRP هم راستا با محور طولی ستون اجرا شده است. ورق CFRP بکار رفته در نمونه پنجم در ناحیه اتصال بخاطر جلوگیری از گسترش ترک‌های قطری میباشد؛ بنابراین راستای ورق‌های CFRP را می‌توان به دو صورت عمود و هم راستا با محوری طولی ستون بکار برد. لیکن به علت وجود تیر فولادی و مشکل اجرایی ترجیح داده شد که ورق‌های CFRP در راستای ستون اجرا شده است. به طور کلی می‌توان نمونه‌ها را به دو دسته تقسیم کرد. دسته اول شامل دو نمونه است. در دسته اول نمونه‌ها با استفاده از حداقل فاصله بین تنگ‌ها در بالا و پائین ناحیه اتصال محصور شدگی لازم برای جلوگیری از خرد شدگی بتن فراهم شده است. دسته دوم شامل ۳ نمونه است که فاصله تنگ‌ها در بالا و پائین ناحیه اتصال به حداکثر مقدار مجاز آئین نامه ACI-318-14 (۷۵ میلیمتر) افزایش یافته است. در نمونه‌های دسته دوم از دو لایه دورپیچ ورق CFRP برای جلوگیری از شکست فشاری بتن بالا و پائین ناحیه اتصال استفاده شده است. جمع بندی جزئیات اجرایی نمونه‌ها در جدول شماره ۱ بیان شده است.

نحوه اجرای نمونه‌های شماره یک و سه به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است.

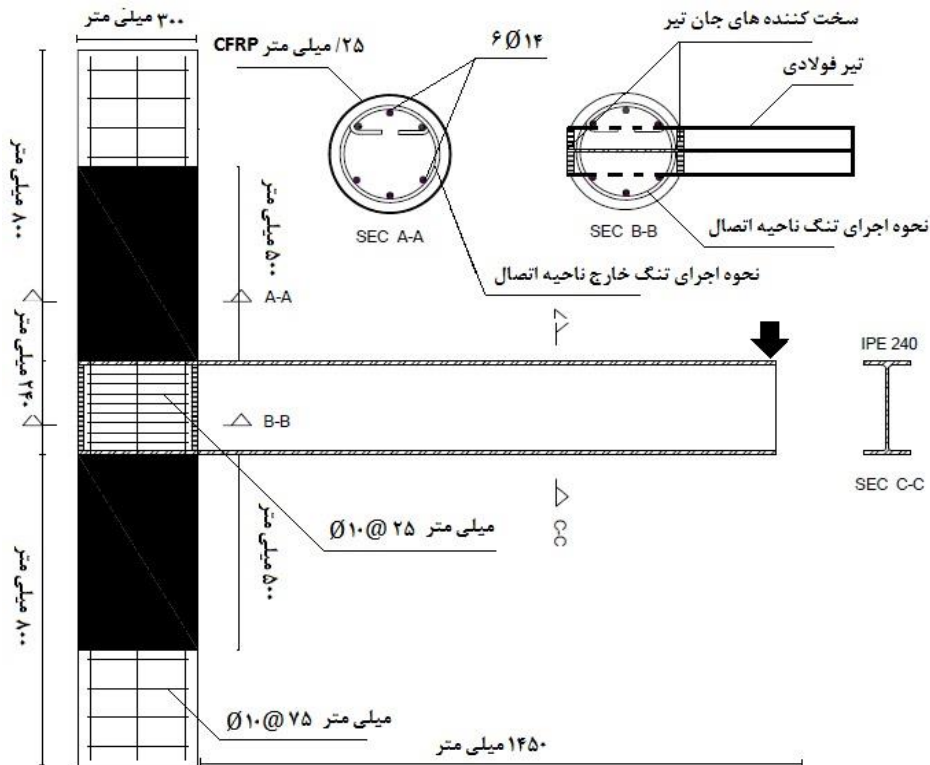
دایره‌ای کناری و پیشنهاد اتصال ساده و مقاوم تیر فولادی به ستون بتنی می‌باشد. نتایج تحقیق اصفهانی و کیانوش [۱۳] نشان داده است که محصور سازی بتن توسط ورق‌های CFRP مقاومت فشاری و شکل پذیری ستون‌های دایره‌ای شکل را به مقدار بسیار زیادی افزایش می‌دهد. بنابراین در این پژوهش برای جلوگیری از خرد شدگی بتن ستون در نواحی اتصال و همچنین ارائه یک اتصال ساده از دورپیچ های ورق CFRP در بالا و پائین اتصال استفاده شده است. بدین منظور پنج نمونه با مقیاس بزرگ ساخته و آزمایش شد. انتظار می‌رود نتایج این تحقیق در بهسازی سازه‌های RCS موجود و ایجاد سازه‌های مرکب مقاوم تر با اجرای ساده تر مورد استفاده قرار بگیرد.

۳- نمونه های آزمایشگاهی

هر ۵ نمونه از نوع اتصال RCS خارجی و از نوع تیر پیوسته هستند. در تمامی نمونه‌ها طول ستون ۱۸۰۰ میلی متر و قطر ستون ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. نسبت آرماتور طولی بکار رفته در ستون‌ها ۱/۳ درصد است به گونه‌ای که از ۶ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر استفاده شده است. قطر آرماتور استفاده شده برای اجرای تنگ در تمامی نمونه‌ها ۱۰ میلیمتر می‌باشد. مقطع تیر فولادی استفاده شده برای اتصالها IPE 240 با طول ۱۹۰۰ میلیمتر میباشد (شکل‌های ۲ و ۳). انتخاب این ابعاد تیر و ستون بر اساس معیار تیر ضعیف و ستون قوی میباشد. کمیته طراحی سازه‌های مرکب تیر فولادی به ستون بتنی ASCE 1994 برای معیار ستون قوی و تیر ضعیف مجموع لنگر قابل تحمل تیر به مجموع لنگر قابل تحمل ستون اتصال را کوچکتر از یک در نظر گرفته است. در این پژوهش این مقدار برابر ۰/۹ میباشد. در تمامی نمونه‌ها چهار سختکننده برشی به ابعاد ۱۵×۲۰×۶۰ میلیمتر در ابتدا و انتهای محل اتصال به جان تیر جوش شده است. جک بارگذاری در فاصله ۱۴۵۰ میلیمتری از بر ستون جابهجایی-های نسبی را به صورت چرخهای به تیر وارد کرده است. در تمامی نمونه‌ها فاصله تنگ‌ها در ناحیه اتصال ۲۵ میلیمتر می‌باشد. در نمونه اول (شکل ۲) فاصله تنگ‌ها در سرتاسر طول ستون ۲۵ میلیمتر و تنگ‌های استفاده شده در ناحیه اتصال به علت وجود تیر فولادی پیوسته، به صورت نیمه حلقه اجرا شده است. نمونه دوم همانند نمونه



شکل ۲. نحوه اجرای نمونه شماره یک
Fig. 2. Details of specimen No. 1



شکل ۳. نحوه اجرای نمونه شماره سه
Fig. 3. Details of specimen No. 2

جدول ۱. جزئیات اجرایی اتصالات RCS
Table 1. Operational details of RCS connections

شماره نمونه	جزئیات اجرایی
۱	فاصله تنگ‌ها در طول ستون ۲۵ میلی‌متر، تنگ ناحیه اتصال نیمه حلقه
۲	فاصله تنگ‌ها در طول ستون ۲۵ میلی‌متر، تنگ ناحیه اتصال حلقه کامل
۳	فاصله تنگ‌ها در طول ستون ۷۵ میلی‌متر، تنگ ناحیه اتصال حلقه کامل، تقویت بالا و پائین ناحیه اتصال بوسیله CFRP
۴	فاصله تنگ‌ها در طول ستون ۷۵ میلی‌متر، تنگ ناحیه اتصال حلقه کامل، تقویت بالا و پائین ناحیه اتصال بوسیله CFRP، بتن با الیاف فولادی در ناحیه اتصال ستون
۵	فاصله تنگ‌ها در طول ستون ۷۵ میلی‌متر، تنگ ناحیه اتصال حلقه کامل، تقویت بالا و پائین بوسیله CFRP، تقویت ناحیه اتصال بوسیله ورق‌های CFRP هم راستا با محور طولی ستون

جدول ۲. مشخصات چسب و ورق CFRP بکار رفته در آزمایش
Table 2. The comparison of flexural capacity of tested beams, columns and

نام ماده	وزن	مدول الاسیسیته (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش نهایی قابل تحمل	ضخامت (mm)
ورق CFRP	$20 \cdot \frac{gr}{m^2}$	۲۳۰۰۰۰	۴۹۰۰	۰/۰۲۱	۰/۱۱۱
مشخصات چسب	$1/1 \frac{kg}{Lit}$	۲۵۰۰	۳۵	۰/۰۲	-

۴- مشخصات مواد

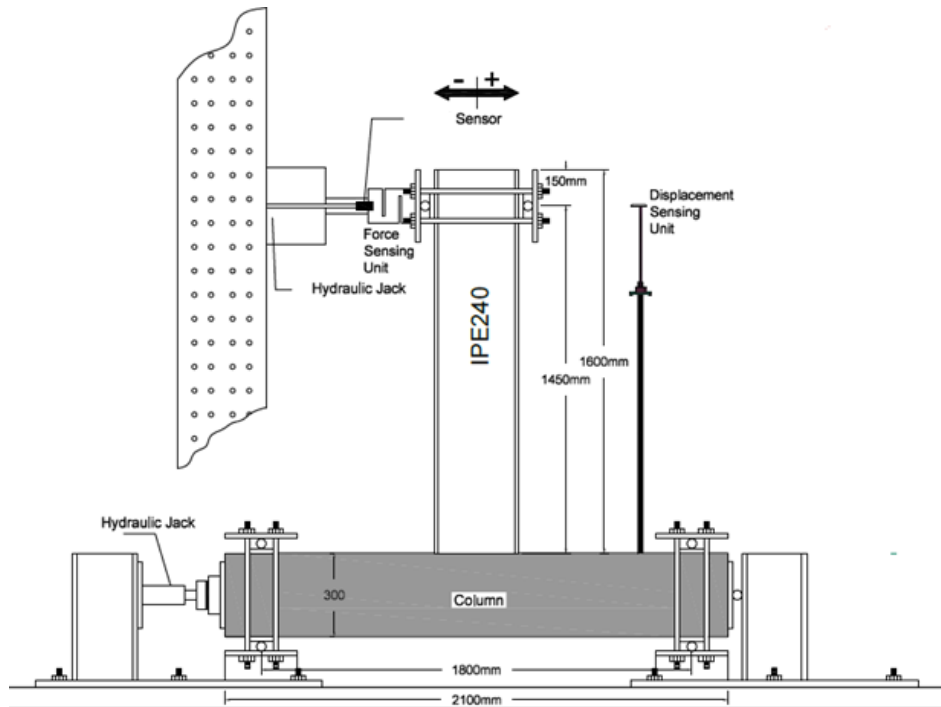
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن معمولی و بتن الیافی استفاده شده در ستون‌ها به ترتیب ۴۰/۵ و ۴۳/۷ مگاپاسکال می‌باشد. تنش تسلیم فولاد و کرنش معادل آن (تیر و سخت کننده‌های برشی) به ترتیب برابر ۳۵۶ مگاپاسکال و ۰/۰۱۸ و تنش نهایی و کرنش نهایی قابل تحمل فولاد نیز به ترتیب برابر ۴۹۳ مگاپاسکال و ۰/۲۳ می‌باشد. آرماتورها تنش تسلیم ۴۰۸ مگاپاسکال و تنش نهایی ۶۱۵ مگاپاسکال را دارا هستند. الیاف فولادی استفاده شده در نمونه چهارم با نسبت حجمی ۱ درصد در طرح اختلاط بتن مورد استفاده قرار گرفته است. الیاف فولادی قلاب شکل و نسبت طول به قطر ۶۰ را دارا هستند. تنش قابل تحمل الیاف ۱۱۰۰ مگاپاسکال می‌باشد. مشخصات ورق CFRP و چسب استفاده شده برای چسباندن آن در جدول ۲ بیان شده است.

۵- روش آزمایش

در تمامی آزمایش‌ها بار به صورت کنترل جابه‌جایی به انتهای تیر وارد شده است. دو انتهای ستون در حقیقت نقاط عطف میانی

در ستونهای بالا و پائین قاب اتصال RCS میباشند. همچنین نقطه انتهایی تیر نیز نقطه عطف میانی تیر در نظر گرفته شده است. بنابراین در تمام این نقاط تکیه‌گاه‌ها غلطکی بکار گرفته شده است. از آنجا که طبق آزمایش کانو [۴]، بار فشاری سبب افزایش شکل پذیری و سختی اتصال می‌شود و انجام آزمایش بدون اعمال بار فشاری سبب رفتار محافظه کارانه اتصال می‌شود، در هر پنج آزمایش با استفاده از یک جک هیدرولیکی مقدار نیرویی معادل ۱۰۰ کیلونیوتن به صورت فشاری به ستون وارد شده است. آزمایشها در آزمایشگاه سازه دانشگاه فردوسی مشهد انجام شد. در طول زمان آزمایش مقدار بار فشاری وارد به ستون ثابت بوده است. همچنین برای اعمال بار رفت و برگشتی به تیر از یک جک هیدرولیکی به ظرفیت ۶۰۰ کیلونیوتن استفاده شده است. در نقطه اعمال بار، جابه‌جاییسنج لیزری قرار گرفت که بتوان مقدار جابه‌جایی موردنظر را اندازه‌گیری کرد. تجهیزات آزمایش در شکل ۴ نشان داده شده است. همچنین نمونه مستقر شده در شکل ۵ نشان داده شده است. شروع بارگذاری از دریفت^۱ (نسبت جابه‌جایی اعمالی توسط جک هیدرولیکی به طول تیر در هر سیکل) ۰/۰۵

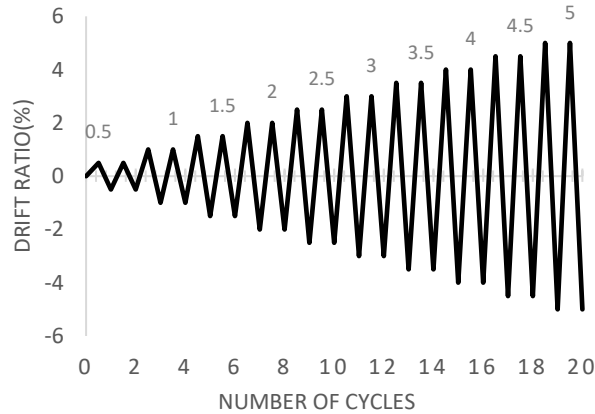
1 Drift



شکل ۴. تجهیزات آزمایش
Fig. 4. Test set-up



شکل ۵. تجهیزات آزمایش نمونه پنجم
Fig. 5. Test set-up of specimen No. 5



شکل ۶. دریفتهای اعمال شده به اتصال RCS
Fig. 6. The applied cyclic loading protocol of RCS connection



ب: خرد شدگی بتن در ناحیه رویه اتصال RCS نمونه دوم

الف: خرد شدگی بتن در ناحیه پشت اتصال RCS نمونه اول

شکل ۷. خردشدگی بتن در نمونه های RCS محصور شده با حداقل فاصله آئین نامه AIC-318-14

Fig. 7. Concrete crushing of confined RCS connections with minimum transverse reinforcement (ACI-318-14): a) specimen No. 1; b) specimen No. 2

ناحیه اتصال از دریفتهای ۲/۵ درصد آغاز شدند. در دریفتهای ۴/۵ درصد جداسازی بتن ناحیه اتصال از کناره های تیر فولادی به علت اجرای تنگ نیمه حلقه آغاز شد و در دریفتهای پنج درصد مقدار بازشدگی ترک خمشی ناحیه بالا و پائین تیر به ۶/۲ میلیمتر رسید. علت خرابی و افت مقاومت در نمونه اول خرد شدگی و ریزش بتن ستون ناحیه اطراف تیر فولادی بود. شکست فشاری بتن در وجه پشتی نمونه اول رخ داد (شکل ۷ الف). در نمونه دوم ترک های خمشی همانند نمونه اول از دریفتهای یک درصد و ترک های قطری از دریفتهای ۲/۵

درصد بوده است. دریفتهای ۱، ۱/۵، ۲، ۲/۵، ۳، ۳/۵، ۴، ۴/۵ و ۵ درصد هر کدام در دو سیکل رفت و برگشت به نمونه ها اعمال شده که در مجموع ۲۰ سیکل بارگذاری در هر آزمایش به ثبت رسیده است. دریفتهای اعمال شده به سازه در نمودار شکل ۶ آورده شده است.

۶ - نتایج آزمایش

در نمونه اول ترک های خمشی در ستون از دریفتهای یک درصد در ناحیه بالا و پائین اتصال RCS پدید آمد و ترک های قطری در

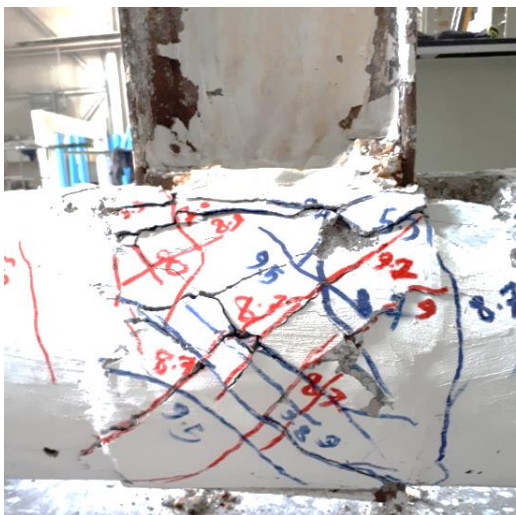
نزدیک به اتصال کاملاً مشهود بود. وضعیت اتصال شماره پنج در شکل ۸- ه نشان داده شده است. همچنین نمودار هیسترسیس پنج نمونه آزمایش شده در شکل ۹ آورده شده است.

عدم عملکرد منسجم بتن- فولاد ناحیه اتصال و شکست فشاری بتن اطراف ناحیه تیر فولادی سبب جذب انرژی بسیار پائین نمونه اول نسبت به سایر نمونه‌ها شده است. در نمونه دوم با اجرای تنگ ناحیه اتصال به صورت حلقه کامل جادشدگی بتن ناحیه اتصال از تیر فولادی در ناحیه اتصال حذف شد و رفتار منسجم فولاد- بتن در ناحیه اتصال رخ داد. این انسجام رفتاری هر چند در افزایش جذب انرژی نمودار هیسترسیس مؤثر بود اما هنوز خردشدگی فشاری بتن اطراف تیر فولادی سبب وجود لاغرشدگی^۱ در نمودار هیسترسیس نمونه دوم شده است. در نمونه سوم اجرای هم زمان تنگ ناحیه اتصال به صورت حلقه کامل و حذف شکست خرد شدگی بتن اطراف ناحیه اتصال با استفاده از ورق‌های CFRP، سبب افزایش محسوس شکل پذیری و بار نهایی قابل تحمل توسط اتصال سوم نسبت به اتصال اول و دوم شده، به گونه‌ای که لاغرشدگی منحنی هیسترسیس در نمونه سوم حذف و بار نهایی به میزان ۱۲ درصد افزایش یافته است. روند شروع ترک‌ها در نمونه چهارم که از بتن الیاف فولادی ساخته شده شبیه به نمونه سوم می‌باشد. با این تفاوت که عمق و مقدار ترک‌های قطری ایجاد شده در نمونه چهارم بسیار کمتر از نمونه سوم می‌باشد. با توجه به شکل ۹ جذب انرژی در نمونه دارای بتن الیافی بیشتر از بتن معمولی است. استفاده از بتن الیافی در افزایش بار نهایی تأثیر غیر محسوسی به میزان ۳ درصد داشته است. در نمونه پنجم استفاده از ورق‌های CFRP در کنترل ترک‌های قطری سبب عدم ایجاد ترک‌های قطری در ناحیه اتصال شده است. حذف همزمان خرد شدگی بتن اطراف ناحیه اتصال و ترک‌های قطری ناحیه اتصال توسط ورق‌های CFRP باعث افزایش شکل پذیری از دررفت‌های کم در اتصال پنجم شدند. حذف ترک‌های قطری به صورت کامل با توجه به مقایسه نمودار هیسترسیس نمونه‌های سوم و پنجم به شکل کاملاً محسوسی شکل پذیری اتصال را افزایش داده است، اما بار نهایی تنها ۵ درصد افزایش یافت. نمودار پوش منحنی هیسترسیس پنج نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱۰ آورده شده است.

از نمودارهای پوش نمونه‌های آزمایش شده (شکل ۱۰) مشخص

شد. به علت استفاده از تنگ کامل در این نمونه برخلاف نمونه اول جادشدگی بتن ناحیه اتصال از تیر فولادی رخ نداد و اتصال مرکب RCS منسجم رفتار کرد. علت خرابی نمونه دوم رشد ترک‌های قطری و خرد شدگی بتن اطراف ناحیه اتصال به علت چرخش تیر فولادی بود. محل خردشدگی بتن در این نمونه وجه جلوی ستون بتنی بود (شکل ۷ ب).

در نمونه سوم بالا و پائین ناحیه اتصال به وسیله ورق‌های CFRP تقویت شده است. رشد ترک‌های خمشی از دررفت یک درصد و دقیقاً در مرز بالا و پائین اتصال تیر فولادی به ستون بتنی آغاز شد. از دررفت ۲/۵ درصد ترک‌های قطری در ستون شروع به رشد کردند. در دررفت ۴ درصد ترک‌های عرضی در دورپیچ ورق‌های CFRP ظاهر شد. این ترک‌ها نشان دهنده نیروی کششی زیادی بود که ناشی از محصورسازی بتن در در ورق‌های CFRP بوجود آمده است. تسلیم شدن بال تیر فولادی در نمونه سوم از دررفت ۱ درصد آغاز شد و در دررفت ۵ درصد تسلیم شدن بال‌های تیر در نزدیک ناحیه اتصال رخ داد. همچنین از دررفت ۴ درصد نشانه‌هایی از تسلیم برشی در ناحیه جان تیر مشاهده شد. در نمونه سوم با وجود سه برابر شدن فاصله تنگ در اطراف ناحیه اتصال نسبت به نمونه دوم با استفاده از ورق‌های CFRP از خردشدگی بتن بالا و پائین ناحیه اتصال جلوگیری شد. ترک‌های ایجاد شده در ناحیه اتصال نمونه‌های اول، دوم و سوم در شکل ۸ آورده شده است. در نمونه چهارم از بتن الیافی استفاده شده است. ممانعت از گسترش ترک‌ها توسط الیاف فولادی استفاده شده در بتن مهمترین ویژگی رفتاری نمونه چهارم است. برای مشخص شدن اثر الیاف فولادی در کاهش ترک‌های قطری ناحیه اتصال ترک‌های رخ داده در نمونه سوم و چهارم در پایان اعمال بار چرخه‌ای به این اتصال‌ها در شکل ۸-د آورده شده است. همچنین در نمونه چهارم بال‌های تیر فولادی از دررفت ۱ درصد شروع به تسلیم شدن کرد و در دررفت ۵ درصد ترکیبی از تسلیم خمشی بال و تسلیم برشی جان تیر مشاهده شد. تسلیم برشی تیر فولادی در نمونه چهارم نمود بیشتری نسبت به نمونه سوم داشت. در نمونه پنجم به علت تقویت ناحیه اتصال همانند اطراف ناحیه اتصال گزارش خاصی از نحوه تشکیل ترک‌ها در زیر لایه‌های تقویتی CFRP نمی‌توان ارائه داد. در نمونه پنجم همانند نمونه چهارم شروع تسلیم تیر فولادی از دررفت ۱ درصد آغاز و در دررفت ۴/۵ درصد تسلیم کامل بال‌های تیر فولادی رخ داد. البته تسلیم برشی جان تیر نیز در محل



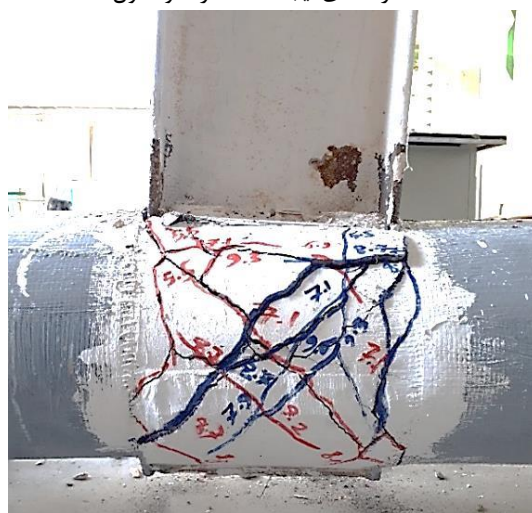
ب: ترک‌های ایجاد شده در نمونه دوم



الف: ترک‌های ایجاد شده در نمونه اول



د: ترک‌های ایجاد شده در نمونه چهارم



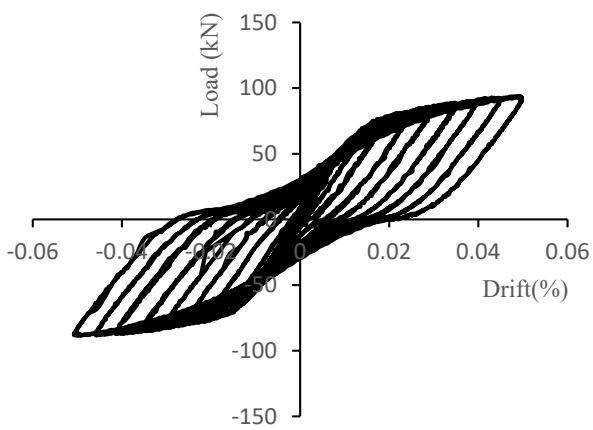
ج: ترک‌های ایجاد شده در نمونه سوم



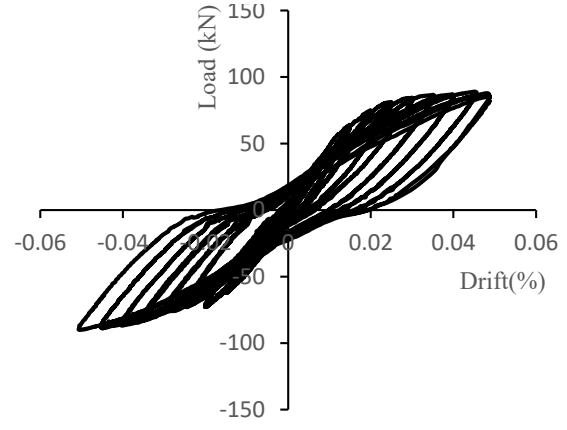
ه: ترک‌های ایجاد شده در نمونه پنجم

شکل ۸. ترک‌های قطری ایجاد شده در نمونه‌های آزمایش شده

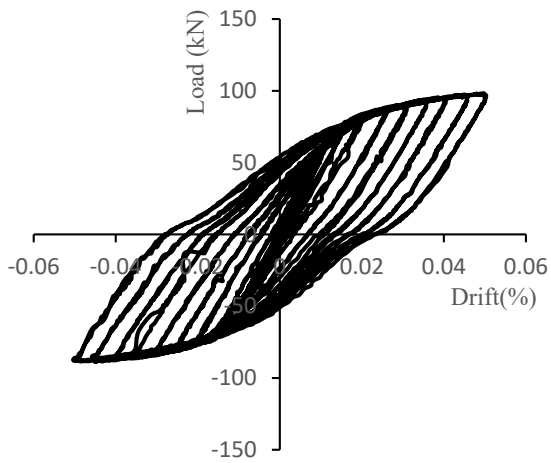
Fig. 8. The diagonal cracks in specimens: a) No. 1; b) No. 2; c) No. 3; d) No. 4 and e) No. 5



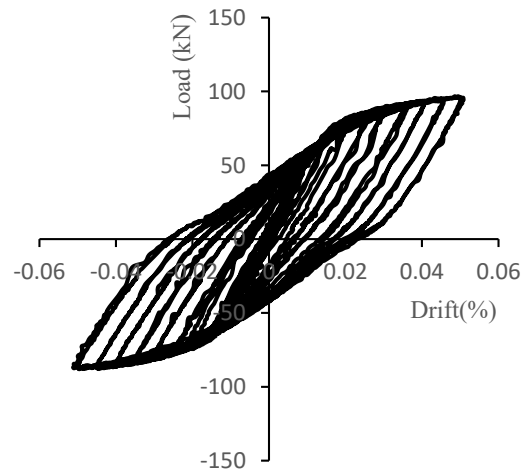
ب: نمودار بار-جابہ‌جایی نمونه دوم



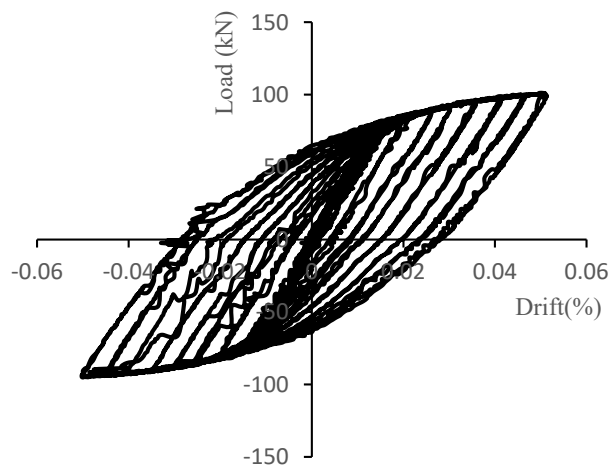
الف: نمودار بار-جابہ‌جایی نمونه اول



د: نمودار بار-جابہ‌جایی نمونه چهارم



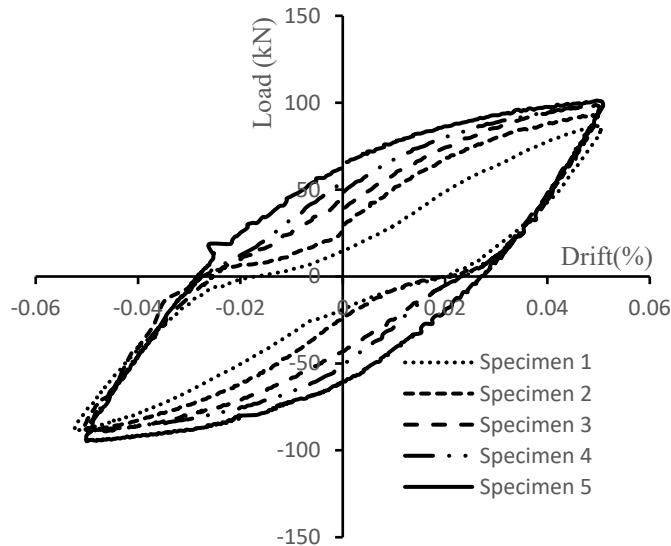
ج: نمودار بار-جابہ‌جایی نمونه سوم



ه: نمودار بار-جابہ‌جایی نمونه پنجم

شکل ۹. نمودار هیسترسیس نمونه‌های آزمایش شده

Fig. 9. The hysteresis responses of specimens: a) No. 1; b) No. 2; c) No. 3; d) No. 4 and e) No. 5



شکل ۱۰. مقایسه نمودار پوش بار-جابجایی نمونه های آزمایش شده
 Fig. 10. The comparison of load – displacement push curves of specimens

می باشد.

$$M_{beam} = ZF_y = 368 \times 368000 \times 10^{-6} = 135/4 \text{ kN.m} \quad (1)$$

برای محاسبه ظرفیت خمشی ستون از منحنی های اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی ستون بتنی دایره ای-ACI-318 [۱۴] استفاده شده است. مقدار لنگر بدست آمده برای ستون برابر $75/2 \text{ kN.m}$ می باشد. به دلیل اینکه مقادیر ظرفیت محاسباتی ستون جدول ۲ از مجموع ظرفیت ستونهای بالایی و پائینی اتصال بدست می آید، مقدار لنگر ستون در مقدار ۲ ضرب و مقدار کل لنگر قابل تحمل ستونهای اتصال برابر $150/4 \text{ kN.m}$ در محاسبات بدست آمده است. در جدول ۳ همچنین نسبت های ظرفیت آزمایشگاهی اتصال به ظرفیت های خمشی محاسباتی تیر فولادی و ستون بتنی $(\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}, \frac{M_{RCS}}{M_{column}})$ ارائه شده است. علاوه بر موارد ذکر شده در جدول ۳، بار نهایی تحمل شده توسط هر اتصال و نسبت بار نهایی تمامی اتصالها نسبت به اتصال مرجع (نمونه اول) آورده شده است.

در جدول ۳ نسبت های $\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$ برای نمونه های ۳، ۴ و ۵ به ترتیب برابر $1/0.2$ ، $1/0.4$ و $1/0.7$ می باشند. بنابراین ظرفیت های خمشی محاسباتی تیر کمتر از اتصال بوده و تیر فولادی قبل از شکست اتصال به ظرفیت نهایی رسیده است. در این حالت می توان گفت که اتصال ظرفیت مناسبی داشته و قبل از ایجاد مفصل پلاستیک در تیر شکست نمی خورد. نسبت $\frac{P_u}{P_l}$ (جدول ۳) نشان دهنده افزایش قابلیت توجه

است که روش های مقاوم سازی ناحیه اتصال (استفاده از تنگ کامل، نمونه دوم) در افزایش شکل پذیری اتصال RCS بسیار مؤثر هستند، اما در افزایش بار نهایی قابل تحمل توسط اتصال RCS تأثیر قابل ملاحظه ای ندارند. لیکن روشی که از خردشدگی بتن اطراف ناحیه اتصال جلوگیری می کنند (استفاده از ورق های CFRP به منظور محصورسازی بتن اطراف ناحیه اتصال، نمونه سوم)، علاوه بر افزایش قابل توجه شکل پذیری، بار نهایی قابل تحمل مقطع را نیز به مقدار محسوسی افزایش می دهند. مقایسه نمونه های ۳ و ۴ نشان می دهد که اضافه کردن الیاف فولادی در بتن هسته اتصال شکل پذیری را بهبود می بخشد. همچنین مقایسه نمونه های ۴ و ۵ نیز نشان می دهد که با اضافه کردن تقویت هسته اتصال توسط ورق های FRP بهترین شکل پذیری نسبت به سایر نمونه ها حاصل می شود. به منظور بررسی اثر روش های مختلف تقویت اتصال بر ظرفیت آن نسبت به ظرفیت های خمشی تیر و ستون ناحیه اتصال، مقادیر این ظرفیت ها در جدول ۲ ارائه شده است. در ستون ۲ جدول فوق مقادیر ظرفیت های آزمایشگاهی و در ستون های ۳ و ۴ به ترتیب مقادیر ظرفیت های محاسباتی تیر و ستون اتصال آورده شده است. ظرفیت خمشی پلاستیک تیر فولادی از رابطه ۱ بدست آمده است. در این رابطه Z اساس مقطع پلاستیک، F_y تنش تسلیم تیر فولادی و M_{beam} ظرفیت خمشی محاسباتی تیر فولادی می باشد. مقادیر این پارامترها برای مقطع IPE 240، $JPE = 240 \text{ mm}^3$ و $F_y = 368 \text{ MPa}$.

جدول ۳: مقایسه ظرفیت خمشی تیرها، ستونها و اتصالات آزمایش شده

شماره نمونه	بار نهایی قابل تحمل اتصال P_n (kg)	ظرفیت خمشی اتصال M_{RCS} (kN.m)	ظرفیت خمشی محاسباتی تیر M_{beam} (kN.m)	ظرفیت خمشی محاسباتی ستون M_{column} (kN.m)	$\frac{P_n}{P_1}$	$\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$	$\frac{M_{RCS}}{M_{column}}$
۱	۸۴۰۰	۱۲۱/۸	۱۳۵/۴	۱۵۰/۴	۱	۰/۸۹	۰/۸۱
۲	۹۱۰۰	۱۳۱/۹	۱۳۵/۴	۱۵۰/۴	۱/۰۸	۰/۹۷	۰/۸۷
۳	۹۶۰۰	۱۳۹/۲	۱۳۵/۴	۱۵۰/۴	۱/۱۴	۱/۰۲	۰/۹۱
۴	۹۸۰۰	۱۴۲/۱	۱۳۵/۴	۱۵۰/۴	۱/۱۶	۱/۰۴	۰/۹۳
۵	۱۰۰۰۰	۱۴۶/۱	۱۳۵/۴	۱۵۰/۴	۱/۲	۱/۰۷	۰/۹۶

بار قابل تحمل اتصال RCS به واسطه روش‌های مقاوم سازی پیشنهاد شده در این تحقیق است.

راهنمای طراحی اتصال RCS 1994 [۱۲] تاکید می‌کند که اتصال‌های RCS مناسب برای اجرا در مناطق با خطر لرزه پذیری کم و متوسط است. معیار پذیرش در راهنمای طراحی سازه‌های RCS (AISC 1994) اتصالی است که دررفت ۱ درصد را بدون کاهش در مقاومت تحمل کند. پارامونتسیون و همکارانش [۱۵] در تحقیقاتی که بر روی اتصالات RCS انجام دادند، دررفت ۳ درصد را برای حد نهایی مقاومت برای پذیرش اتصال RCS در مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد مناسب دانستند. از آنجا که در این پژوهش تا دررفت ۵ درصد تمامی اتصالات آزمایش شده کاهش مقاومت نداشته‌اند (شکل ۹)، بنابراین تمامی اتصال‌های پیشنهاد شده در این پژوهش را می‌توان در مناطق با لرزه خیزی زیاد استفاده کرد.

۷ - نتیجه گیری

در این پژوهش ۵ اتصال خارجی تیر فولادی به ستون بتنی دایره‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. در این آزمایش‌ها اثر محصورسازی بتن هسته ستون و اثر محصورسازی ورق‌های CFRP در جلوگیری از خرد شدگی بتن اطراف ناحیه اتصال مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس مقادیر آزمایشگاهی اندازه‌گیری شده، ظرفیت اتصال و مقادیر محاسباتی ظرفیت‌های خمشی تیر و ستون نتایج زیر حاصل شده است.

۱- نسبت ظرفیت اتصال به لنگر خمشی پلاستیک تیر ($\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$) برای دو نمونه اول و دوم، که به ترتیب برابر ۰/۸۹ و ۰/۹۷ می‌باشد،

نشان می‌دهد که این دو اتصال قبل از خرابی تیر به شکست رسیده‌اند. بنابراین با توجه به اینکه در این دو نمونه از حداقل فاصله ممکن تنگ‌ها (۲۵ میلیمتر) برای محصورسازی بتن اطراف ناحیه اتصال استفاده شده است، می‌توان نتیجه گرفت که پیشنهاد کمیته طراحی AISC 1994 مبنی بر اینکه برای جلوگیری از شکست فشاری بتن اطراف ناحیه اتصال از تنگ‌های نزدیک به هم استفاده شود، لازم ولی کافی نیست.

۲- نسبت ظرفیت اتصال به لنگر خمشی پلاستیک تیر ($\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$) برای ستون تقویت شده در اطراف ناحیه اتصال با ورق‌های CFRP (نمونه سوم) که برابر ۱/۰۲ است نشان می‌دهد ظرفیت خمشی اتصال بیش از ظرفیت خمشی تیر فولادی است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از ورق‌های CFRP محصورسازی بتن ستون‌های دایره‌ای روش مناسبی برای جلوگیری از خردشدگی بتن اطراف ناحیه اتصال RCS میباشد. بنابراین استفاده از ورق‌های CFRP را می‌توان جایگزین سایر روش‌های پیچیده پیشنهاد شده کمیته طراحی اتصالات RCS (AISC 1994) در نظر گرفت.

۳- مقایسه نمودار هیستریسیس و نسبت لنگر $\frac{M_{RCS}}{M_{beam}}$ برای دو نمونه اول و دوم نشان می‌دهد که استفاده از تنگ نیمه حلقه سبب کاهش جذب انرژی و بار نهایی قابل تحمل توسط اتصال می‌شود. بنابراین به نظر می‌رسد که بهتر است با عبور تنگ از جان تیر فولادی از حلقه کامل برای محصور سازی استفاده شود.

۴- از مقایسه منحنی‌های هیستریسیس نمونه‌های سوم و چهارم مشخص می‌شود که استفاده از بتن الیافی در هسته اتصال RCS در افزایش بار نهایی قابل تحمل توسط اتصال تأثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد. اما جذب انرژی در اتصال RCS را به اندازه قابل توجهی افزایش می‌دهد.

- column connections.” Journal of structural engineering **127**(1): 3-11.
- [7] Cheng, C.-T. and C.-C. Chen (2005). “Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections.” Journal of constructional steel research **61**(5): 587-606.
- [8] Alizadeh, S., et al. (2013). “The seismic performance of new detailing for RCS connections.” Journal of constructional steel research **91**: 76-88.
- [9] Alizadeh, S., et al. (2015). “Experimental investigation of RCS connections performance using self-consolidated concrete.” Journal of constructional steel research **114**: 204-216.
- [10] Li, W., et al. (2011). “Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art.” Composites Part B: Engineering **42**(2): 190-206.
- [11] Nishiyama, I., et al. (2004). “Guidelines: seismic design of composite reinforced concrete and steel buildings.” Journal of structural engineering **130**(2): 336-342.
- [12] Steel, A. T. C. o. D. C. f. C. S. i. and Concrete (1994). “Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns.” Journal of structural engineering **120**(8): 2330-2357.
- [13] Reza, E. M. And K. M. Reza (2005). “Axial Compressive Strength Of Reinforced Concrete Columns Wrapped With Fiber Reinforced Polymers (Frp).”
- [14] Committee, A. (2014). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-63), American Concrete Institute.
- [15] Parra-Montesinos, G., et al. (2003). “Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections.” Engineering Structures **25**(5): 681-690.

۵- اگر همزمان با اطراف ناحیه اتصال، هسته اتصال نیز با ورقهای FRP محصور شود (نمونه ۵) بیشترین ظرفیت و بهترین شکل پذیری حاصل میشود. نسبت ظرفیت اتصال به لنگر خمشی پلاستیک تیر برای نمونه ۵ بیشترین مقدار و برابر ۱/۰۷ است.

۶- روشهای مقاوم سازی انجام شده بر روی نمونه‌های دوم تا چهارم (اجرای تنگ ناحیه اتصال به صورت حلقه کامل، استفاده از بتن الیافی و محصورسازی بتن اطراف و ناحیه اتصال به وسیله ورقهای CFRP) توانسته بار قابل تحمل این نمونه‌ها را نسبت به نمونه اول (نمونه مرجع) از ۸ تا ۲۰ درصد افزایش دهد که این میزان افزایش بار نهایی نشاندهنده مؤثر بودن روشهای مقاوم سازی پیشنهاد شده برای اتصال RCS در این پژوهش میباشد.

مراجع

- [1] Kuramoto, H. and I. Nishiyama (2004). “Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames.” Journal of structural engineering **130**(2): 352-360.
- [2] Sheikh, T. M., et al. (1989). “Beam-column moment connections for composite frames: Part 1.” Journal of structural engineering **115**(11): 2858-2876.
- [3] Parra-Montesinos, G. and J. K. Wight (2000). “Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections.” Journal of structural engineering **126**(10): 1113-1121.
- [4] Kanno, R. (1994). “Strength, deformation, and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns. (Volumes I and II).”
- [5] Bugeja, M. N., et al. (2000). “Seismic behavior of composite RCS frame systems.” Journal of structural engineering **126**(4): 429-436.
- [6] Parra-Montesinos, G. and J. K. Wight (2001). “Modeling shear behavior of hybrid RCS beam-

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Y. Mohamadi, M.R. Esfahani, *Experimental Investigation on the Behavior of Reinforced Concrete Columns to Steel Beams Connections (RCS)*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(3) (2020) 551-564.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14702.5721](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14702.5721)



