

Experimental Study on Behavior of Friction-grip Bolted Shear Connectors in Composite Beams with Cold-Formed Steel Section

Milad Shakarami*, Mehran Zeynalian , Abdolreza Ataei

Department of Civil Engineering, University of Isfahan, Isfahan, Iran.

Review History:

Received: Jun. 02, 2024

Revised: Jun. 06, 2026

Accepted: Jun. 12, 2026

Available Online: Jun. 26, 2026

Keywords:

Cold-formed Steel Section

Deconstructable Shear Connectors

Composite Floor Joists

Friction-grip Bolts

Push-out Test

ABSTRACT: Nowadays, composite beams consisting of steel beams and concrete slabs are widely used in the construction industry. In this research, an experimental study was carried out to investigate the performance of friction-grip bolted shear connectors in composite beams with cold-formed steel sections. For this purpose, 17 full-scale push-out tests were tested according to EC4 in order to investigate the performance of this connection. Of particular interests were load-slip curves, the maximum shear capacity, ultimate slip (ductility) and failure modes. Experimental results show that the behavior of this connection is different from that of headed-stud shear connector. The diameter and strength of bolt and thickness of cold-formed steel section have the most critical effects on the shear capacity and ductility of these connections with a maximum increase of 67.8, 32.87 and 263.6%, respectively. The results also highlight that the predominant failure mode in all specimens is bearing. The ultimate slip obtained from the experimental results with an average of 11.36 mm in all specimens also shows that these connections have the desired slip characteristic of the EC4 code (≤ 6 mm), therefore they are considered ductile connections. The results showed that the behavior of these connections is different from the behavior of headed-stud shear connectors, and the loading of the connection is done in three stages.

1- Introduction

Underground tunnels are essential for transportation, energy, water, and mining [1–3]. In underground mines, tunnel intersections are the most critical points due to sudden geometric changes and induced stress concentrations [4,5]. Among intersection types, bifurcations (where a main tunnel splits into two branches) are particularly challenging. The middle rock pillar between the two branches experiences high compressive and shear stresses, making it the most stability-sensitive zone [6].

Numerical methods, especially the finite difference method, are widely used to analyze intersection stability [7]. Previous studies have shown that intersection angle, excavation sequence, and support systems greatly affect stability [8,9]. Combined support systems (fully grouted rockbolts, long cables, steel sets) have been proven effective [10,11]. This study investigates the H16 bifurcated intersection in the Parvadeh Tabas coal mine (slope tunnel S2 and access tunnel MG5 at ~ 570 m depth). The aim is to determine induced stresses, stress concentration, and plastic zone extent using FLAC3D. Model results are validated with field monitoring data, and the effect of a weak coal seam at the tunnel floor on plastic zone development is evaluated.

2- Methodology

The Parvadeh coal mine, the first mechanized coal mine in Iran, has an annual production capacity of about 2.5 million tonnes of raw coal [12]. The study area consists of mudstone, siltstone, sandstone, and coal seams (B1, B2, C1, C2, D), with seam C1 being the most important in terms of thickness and stability [13]. The investigated H16 bifurcated intersection connects the slope tunnel S2 and the access tunnel MG5 at a depth of about 570 m with an intersection angle of 78° . The slope tunnel has a Dshaped crosssection (width 5.6 m, height 3.95 m), which gradually widens to a trapezoidal shape (width 6.9 m) at the intersection. The access tunnel initially has an irregular trapezoidal crosssection at the intersection, then transitions to a regular trapezoid and finally to a Dshaped section.

A finite difference method using FLAC3D software was used to simulate the rock mass behavior around the H16 intersection. The model dimensions ($100 \times 70 \times 100$) were determined based on the Saint Venant principle (five times the tunnel width) to minimize boundary effects [14,15]. The insitu stress ratio (horizontal to vertical) was set to $K=1.15$ based on field measurements. The MohrCoulomb constitutive model was adopted, and the staged excavation sequence followed the actual mining plan. The proposed

*Corresponding author's email: milad.shakarami114@gmail.com

Table 1. The characteristics of specimens.

No	t (mm)	Bolt grade	d_b (mm)	D (mm)	f'_c (MPa)
1	1	5.6	6	10	30
2	1	5.6	8	12	30
3	1	5.6	10	14	30
4	1	5.6	12	16	30
5	1	8.8	6	10	30
6	1	8.8	8	12	30
7	1	8.8	10	14	30
8	1	5.6	6	14	30
9	1	5.6	8	16	30
10	1	5.6	12	20	30
11	2	8.8	8	12	30
12	2	8.8	10	14	30
13	2	8.8	12	16	30
14	2	8.8	8	12	30
15	2	8.8	10	14	30
16	2	8.8	12	16	30
17	2	8.8	12	20	30

support system includes fully grouted rockbolts (22 mm diameter, 2.4 m length), long cable anchors (9 m), flexibolts (6 m), steel sets (TH36, IPB260, IPB320), and wire mesh. Model validation was performed using field monitoring data from three sections (2792, 2795, 2798) over five months. The maximum horizontal displacements were 419, 412, and 370 mm, corresponding to relative errors of 5%, 3%, and 8%, respectively. These results confirm the good accuracy of the numerical model.

3- Results and Discussion

The numerical analysis shows that the maximum vertical induced stress (25.5 MPa) occurs on the left side of the H16 bifurcation, in the area between the slope and access tunnels. The stress concentration factor (ratio of induced stress to initial insitu stress) reaches 1.7 near the left side of the intersection. Figure 1 presents the contours of vertical induced stress concentration in the right wall of the slope tunnel. A notable finding is that even at a distance of 23 m from the intersection center, the induced vertical stress has not returned to its initial value (14.9 MPa), indicating a wide zone of stress disturbance caused by the excavation. The threedimensional view of induced stresses (Figure 2) clearly shows that the left side of the intersection (with a smaller angle) experiences significantly higher stress levels than the right side, with the maximum stress occurring closer to the sharp corner. The stress distribution follows a domeshaped pattern: initially increasing, then gradually decreasing with a mild slope due to the wide extent of the disturbed zone.

The plastic zone around the bifurcation exhibits a strongly asymmetric behavior, primarily due to the presence of alternating stiff and weak rock layers. As shown in Figure 3, before excavation of the access tunnel, the plastic zone is

concentrated mainly at the crown and floor of the inclined tunnel. After excavation of the access tunnel, the plastic zone expands significantly, especially in the floor (up to 8.7 m depth) compared to the crown (about 5.7 m). This asymmetry becomes even more pronounced at the intersection itself. In some areas, the plastic zone extends up to 14 m on the obtuseangle side and more than 16 m on the acuteangle side of the middle rock pillar, while in other regions it remains limited to 8–9 m. These results confirm that the local geology and excavation sequence directly control the yielding mechanism.

The position of the weak coal seam relative to the tunnel crosssection plays a decisive role in plastic zone development. When the weak layer is located in the tunnel roof, its influence on plastic zone expansion is limited. However, when the weak coal seam is present at the tunnel floor, the plastic zone expands dramatically downward, leading to severe floor instability and heave.

This finding is critical for deep coal mines. Therefore, numerical modeling must accurately incorporate geological layering, and support system design should pay special attention to floor conditions. Measures such as deep floor anchors, increasing floor bearing capacity, and combined support systems (fully grouted rockbolts, long cables, and steel sets) are recommended to control plastic zone development and enhance longterm stability of bifurcated intersections.

4- Conclusion

In this study, the stability of the H16 bifurcated intersection in the Parvadeh Tabas coal mine was evaluated using the finite difference method (FLAC3D). The main numerical findings are summarized as follows: The maximum vertical induced stress in the area between the two tunnels reached 25.5 MPa on the left side of the intersection, which is 1.7 times the initial vertical stress. The stress distribution in the rock mass between the two tunnels follows a domeshaped pattern: it first increases and then decreases with a milder slope, indicating the wideranging influence of the intersection on the stress field. As the distance from the intersection center increases, the extent of the plastic zone continuously decreases in both tunnels; therefore, the most critical zone is the immediate vicinity of the intersection. The presence of inclined layers with different strengths creates an asymmetric plastic zone. The weak coal seam at the tunnel floor intensifies the plastic zone and directly leads to floor heave, whereas the same seam in the roof has little effect on plastic zone expansion. The measured convergence at various points exceeded 400 mm, and its increasing trend continued even after several months, indicating that the rock mass has not reached a stable equilibrium.

References

- [1] Maidl, B., Thewes, M., and Maidl, U., 2013. Handbook of Tunnel Engineering. Wiley, Hoboken.
- [2] Kolymbas, D., 2005. Tunnelling and tunnel mechanics: A

- rational approach to tunnelling. Springer, Berlin.
- [3] Mahdevari, S., 2026. "Intelligent forecasting of tunnel deformation in underground coal mines using a dynamic swarm-tuned adaptive neuro-fuzzy inference system for knowledge-driven ground control". *Advanced Engineering Informatics*, 71, 104287.
 - [4] Liu, X., and Wang, Y., 2010. "Three dimensional numerical analysis of underground bifurcated tunnel". *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(4), 447–455.
 - [5] Gharouni Nik, M., and Farmahini Farahani, A., 2016. "Assessment the Stability of Tunnels in Y Shaped Intersections with Regard to the Intersection Angles, Case Study: Penstock Tunnels of Rudbar Dam". *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 48(2), 191–198.
 - [6] Hsiao, F.-Y., Yu, C.-W., and Chern, J.-C., 2005. "Modeling the behaviors of the tunnel intersection areas adjacent to the ventilation shafts in the Hsuehshan tunnel". In *World Long Tunnels*, pp. 81–90.
 - [7] Khetwal, A., Khetwal, S., Sharma, K.G., and Panciera, A., 2023. "A 3-dimensional numerical analysis of the intersection of tunnels and shafts". In *Expanding Underground-Knowledge and Passion to Make a Positive Impact on the World – Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2023*, pp. 1608–1615.
 - [8] Lin, P., Zhou, Y., Liu, H., and Wang, C., 2013. "Reinforcement design and stability analysis for large-span tailrace bifurcated tunnels with irregular geometry". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 189–204.
 - [9] Chortis, F., and Kavvadas, M., 2021. "Three-Dimensional Numerical Analyses of Perpendicular Tunnel Intersections". *Geotechnical and Geological Engineering*, 39, 1771–1793.
 - [10] Xie, S., Wu, Y., Chen, D., Liu, R., Han, X., and Ye, Q., 2022. "Failure analysis and control technology of intersections of large-scale variable cross-section roadways in deep soft rock". *International Journal of Coal Science & Technology*, 9, 19.
 - [11] Wu, Y.Y., He, M.C., Li, H., Gao, Y.B., and Xie, S.R., 2024. "Instability mechanism and energy evolution of surrounding rock at intersections of deep multi-form application". *Journal of Central South University*, 31(3), 890–911.
 - [12] IRITEC, 2003. "Tabas Coal Mine Project, Detailed design report Vol 1, underground mine revision B". Technical report.
 - [13] Mahdevari, S., Shahriar, K., Sharifzadeh, M., and Tannant, D.D., 2017. "Stability prediction of gate roadways in longwall mining using artificial neural networks". *Neural Computing and Applications*, 28(11), 3537–3555.
 - [14] Toupin, R.A., 1965. "Saint-Venant's Principle". *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 18(2), 83–96.
 - [15] Timoshenko, S.P., and Goodier, J.N., 1951. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill, New York.



مطالعه آزمایشگاهی روی رفتار سازه‌های اتصالات پیچی-اصطکاکی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده

میلاد شاکرمی^{*}، مهران زینلیان^۲، عبدالرضا عطایی^۳

گروه مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۱۳

بازنگری: ۱۴۰۵/۰۳/۱۶

پذیرش: ۱۴۰۵/۰۳/۲۲

ارائه آنلاین: ۱۴۰۵/۰۴/۰۵

کلمات کلیدی:

مقاطع فولادی سرد نورد شده

اتصالات برشی قابل باز شدن

سقف‌های مرکب

اتصالات پیچی-اصطکاکی

تست پوش اوت

خلاصه: امروزه تیرهای مرکب متشکل از مقطع فولادی و دال بتنی در صنعت ساختمان‌سازی استفاده می‌شوند. در این پژوهش، مطالعه آزمایشگاهی به منظور بررسی عملکرد اتصالات برشی پیچ-اصطکاکی در تیرهای مرکب با مقاطع فولادی سرد نورد شده انجام شد. ۱۷ نمونه پوش اوت در مقیاس واقعی بر اساس پروتکل تعریف شده در آیین‌نامه اروپا (EC4) به منظور بررسی عملکرد این اتصال مورد آزمایش قرار گرفت. هدف اصلی این پژوهش بررسی نمودارهای بار-لغزش، حداکثر ظرفیت برشی، لغزش نهایی (شکل‌پذیری)، مودهای شکست و تأثیر پارامترهای مختلف بر آنها است. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که قطر و مقاومت پیچ و ضخامت مقطع فولادی سرد نورد شده به ترتیب با حداکثر افزایش ۶۷/۸٪، ۳۲/۸۷٪ و ۲۶۳/۶٪ درصد بیشترین تأثیر را بر ظرفیت برشی اتصال دارند. این پارامترها بیشترین تأثیر را بر شکل‌پذیری اتصال نیز دارند بنابراین مهم‌ترین پارامترها بر رفتار مکانیکی این اتصالات شناخته می‌شوند. در بین مودهای خرابی، لهیدگی مود غالب شکست در همه نمونه‌ها بوده و پارامتر تعیین‌کننده ظرفیت نهایی اتصال می‌باشد. لغزش نهایی بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی با میانگین ۱۱/۳۶ میلی‌متر در همه نمونه‌ها نیز نشان می‌دهد که این اتصالات لغزش مشخصه مورد نظر آیین‌نامه EC4 (۶ میلی‌متر) را داشته بنابراین در شمار اتصالات شکل‌پذیر تلقی می‌شوند. نتایج نشان داد که رفتار و ماهیت اتصالات پیچی-اصطکاکی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده، متفاوت از رفتار اتصالات برشی ثابت می‌باشد و باربری اتصال در سه مرحله انجام می‌شود.

۱- مقدمه

ساز رایج شده است. این قاب‌ها برای سازه‌های کم ارتفاع مناسب هستند و برای سازه‌های بلند توصیه نمی‌شوند [۱۰ و ۹]. در این قاب‌ها از مقاطع CFS برای ساخت المان‌های سازه‌ای شامل تیرها، ستون‌ها، بادبندها و کف استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که استفاده از مقطع CFS در صنعت ساختمان‌سازی به عنوان المان سازه‌ای به دلیل مزایای منحصر به فرد آن از جمله سبک بودن، مقرون به صرفه بودن و کار آسان مورد توجه محققین قرار گرفته است. استفاده از مقطع CFS وزن سازه را به طور متوسط ۵۰ درصد در مقایسه با مقاطع فولادی گرم نورد شده کاهش می‌دهد که در نهایت منجر به کاهش قابل توجه هزینه ساخت می‌شود. همچنین استفاده از سازه‌های CFS دارای مزایایی از جمله کاهش هزینه حمل و نقل و استفاده از بالابر به دلیل سبکی قطعات سازه‌ای، کاهش هزینه گالوانیزه کردن المان‌های سازه‌ای، سرعت تولید بالا، ضد زنگ بودن، امکان تولید مقاطع با انواع اشکال مختلف و استفاده مجدد از مصالح می‌باشد [۱۱ و ۱۲].

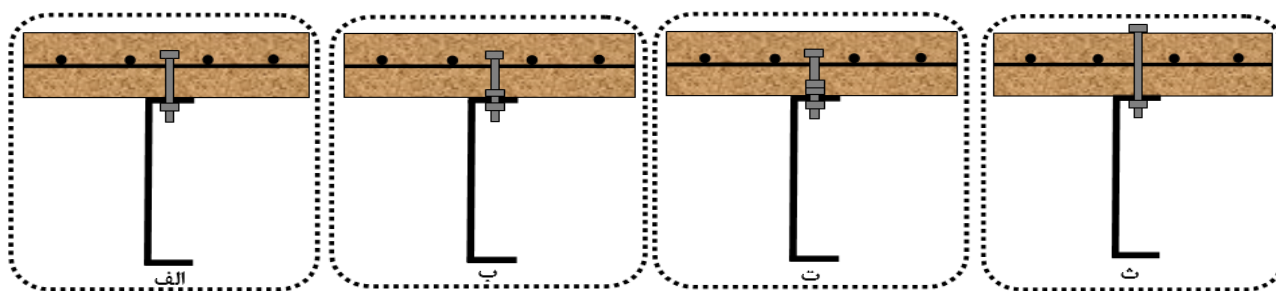
قابل توجه است که در تیرهای فولادی گرم نورد شده به دلیل ضخامت

تیرهای مرکب که شامل مقطع فولادی و دال‌های بتنی هستند، به صورت گسترده در صنعت ساختمان‌سازی استفاده می‌شوند. سختی و مقاومت بالای این تیرها در مقایسه با سایر تیرهای فولادی و بتنی باعث استفاده گسترده از آنها شده است [۱]. در تیرهای مرکب، اتصال بین فولاد و بتن توسط اتصالات برشی مناسب که معمولاً از اتصالات برشی ثابت جوشی هستند فراهم می‌شود [۲-۴]. در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی و مدل‌سازی اجزاء محدود [۵-۸]، رفتار اتصالات برشی ثابت از نوع گل‌میخ در تیرهای مرکب بررسی شده است. در اتصالات برشی ثابت به دلیل جوشکاری برشگیر روی بال مقطع فولادی، امکان جداسازی و استفاده مجدد از اجزای اتصال وجود ندارد. به همین دلیل در سال‌های گذشته ایده استفاده از اتصالات پیچی قابل باز شدن مطرح شده است.

از سال ۱۹۹۰ استفاده از قاب‌های فولادی سبک در صنعت ساخت و

^{*} نویسنده عهده‌دار مکاتبات: milad.shakarami114@gmail.com





شکل ۱. انواع اتصالات برشی پیچی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده (الف) اتصال پیچی بدون مهره مدفون در بتن (ب) اتصال پیچی با یک مهره مدفون در بتن (پ) اتصال پیچی با دو مهره مدفون در بتن (ت) اتصال پیچی-اصطکاکی.

Fig. 1. Bolted shear connectors: (a) Shear connector without embedded nut (b) shear connector with single embedded nut (c) shear connector with double embedded nut (d) Friction-grip bolted shear connector.

از فولاد و بتن و اتصالات تیر به ستون با استفاده از دال بتنی پیش‌ساخته با انواع اتصالات برشی پیچی-اصطکاکی (FGB) توسط عطایی و همکاران انجام شد [۱۷-۲۳]. نتیجه‌گیری شد که اجزای اتصال قابل جداسازی بوده و این اتصالات دارای شکل‌پذیری قابل توجهی هستند. ۱۱ نمونه پوش اوت توسط ژانگ^۲ و همکاران [۲۴] برای ارزیابی رفتار برشی اتصالات برشی پیچی آزمایش شدند. مشخص شد که ظرفیت برشی این اتصالات به قطر و مقاومت پیچ و مقاومت فشاری بتن بستگی دارد. برای برآورد دقیق ظرفیت برشی نهایی پیچ بر اساس نتایج مدل‌های عددی و آزمایشگاهی، روابط طراحی را پیشنهاد کردند. لی^۳ و همکاران [۲۵] همچنین عطایی و همکاران [۲۶]، از آزمایش پوش اوت برای بررسی تأثیر قطر و مقاومت پیچ، فاصله بین سطح سوراخ بتن و پیچ و مقاومت فشاری بتن بر عملکرد اتصالات برشی FGB استفاده کردند. در این مطالعات، نتایج تجربی و مدل‌سازی FE نشان می‌دهد که رفتار اتصالات برشی FGB با رفتار اتصالات برشی گل‌میخ متفاوت است. همچنین تأثیر پارامترهایی مانند قطر و مقاومت پیچ، مقاومت فشاری بتن و فاصله بین پیچ و سطح سوراخ بتن مورد بحث قرار گرفت. فنگ^۴ و همکاران [۲۷، ۲۸] رفتار اتصالات پیچی با استحکام بالا (HS-) FGB را در تیرهای مرکب متشکل از فولاد و بتن از طریق آزمایش‌های تجربی و مدل‌سازی FE ارزیابی کردند. نوع بتن دال، قطر و مقاومت پیچ، ضخامت دال بتنی، نیروی پیش‌تندگی و آرایش پیچ به عنوان متغیرها در نظر گرفته شد. آنها گزارش دادند که ظرفیت برشی اتصال به قطر و رده

بالای مقطع تیر معمولاً کماتش در نظر گرفته نمی‌شود. اما تیرهای CFS که معمولاً از ورق‌های جدار نازک تشکیل شده‌اند، مستعد کماتش هستند. کماتش موضعی، اعوجاجی و جانبی مودهای کماتش رایج در این مقاطع هستند [۱۰، ۱۳-۱۵] که به شرایط مرزی، ابعاد مقطع، شرایط بارگذاری و طول موثر تیر مرکب بستگی دارد. یکی از مزایای تیرهای مرکب حذف کماتش بال تیر فولادی است. بنابراین، یک دال بتنی که بر روی تیر فولادی قرار می‌گیرد، باعث مهار جانبی قسمت فشاری مقطع فولادی می‌شود و از کماتش آن جلوگیری می‌نماید. در تیرهای CFS به دلیل ضخامت کم مقاطع، جوشکاری برای نصب برشگیر امکان‌پذیر نیست. برای حل این مشکل، اتصالات برشی پیچی-اصطکاکی برای ایجاد عمل مرکب در این تیرها پیشنهاد می‌شود. این نوع اتصالات مقاومت خستگی بالایی داشته و به راحتی جدا می‌شوند. تیرهای مرکب با اتصالات برشی پیچی-اصطکاکی را می‌توان در پایان عمر مفید سازه‌ها باز نمود و از مصالح آنها مجدداً استفاده نمود. استفاده از قطعات پیش‌ساخته در این نوع اتصالات باعث افزایش سرعت ساخت شده در نهایت باعث کاهش زمان و هزینه ساخت سازه می‌شود. این اتصالات ممکن است در تیرهای مرکب با یا بدون نیروی پیش‌تندگی استفاده شوند (انواع اتصالات برشی را در شکل ۱ ببینید).

EC4 [۱۶] روش تست پوش اوت^۱ را برای تعیین ظرفیت و شکل‌پذیری اتصالات برشی معرفی می‌کند. از دیرباز استفاده از اتصالات برشی ثابت در تیرهای مرکب متشکل از دال‌های بتنی و مقاطع فولادی رایج بوده است. مطالعات آزمایشگاهی گسترده و مدل‌سازی FE روی تیرهای مرکب متشکل

2. Zhang
3. Liu
4. Fang

1. Push-out test

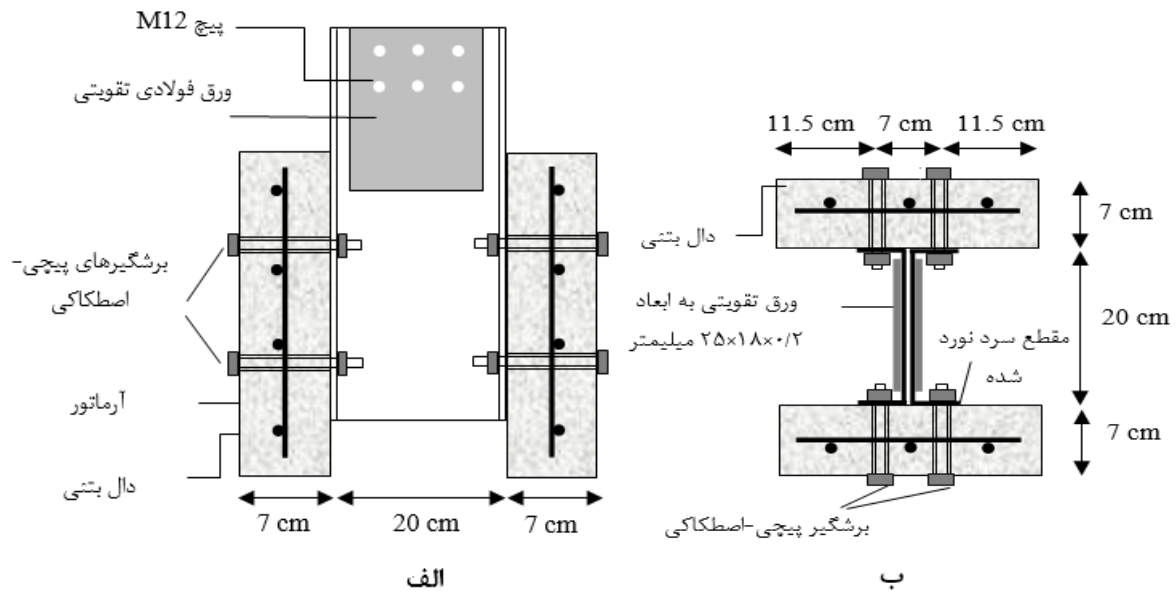
مقاومتی پیچ بستگی دارد. نتایج مطالعه تجربی و مدل سازی FE نشان داد که این اتصالات برشی از نظر ظرفیت برشی نهایی، شکل پذیری و سختی برشی اولیه عملکرد بهتری دارند. مشخص شد که روابط پیشنهادی توسط EC4 قادر به تعیین ظرفیت برشی اتصال است. چینی فروش و همکاران [۲۹] رفتار ساختاری اتصالات برشی FGB را تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی کردند. ۱۲ نمونه پوش اوت طراحی و تحت آزمایش قرار گرفته و تأثیر قطر و مقاومت پیچ، مقاومت فشاری بتن و فاصله بین پیچ و سوراخ بتن با استفاده از منحنی‌های بار-لغزش ارزیابی شد. علاوه بر این، ویژگی‌های اصلی عملکرد چرخه‌ای اتصالات برشی، از جمله شکل پذیری و جذب انرژی، استخراج شد. نتایج نشان داد که ظرفیت برشی این اتصالات تحت بارگذاری چرخه‌ای کمتر از بارگذاری یکنواخت است.

برخی از تحقیقات انجام شده برای بررسی عملکرد اتصالات برشی به ویژه اتصالات برشی پیچی در تیرهای مرکب با مقاطع فولادی گرم نورد شده ارائه شد. از طرفی در سال‌های اخیر چندین نوع اتصال برشی برای استفاده در تیرهای مرکب با مقطع CFS توسط محققین ارائه شده که به چند مورد از آنها پرداخته می‌شود. شی^۱ و همکاران [۳۰] برای تعیین ظرفیت خمشی تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده، اقدام به ساخت ۶ نمونه آزمایشگاهی در مقیاس واقعی نمودند. در این نمونه‌ها از سه روش انتقال برش، شامل: استفاده از اپوکسی بین بتن و مقطع فولادی، استفاده از پیچ‌های خودکار و استفاده از ورق‌های Z شکل بهره گرفته شد. پس از تست نمونه‌ها مشخص شد وجود روش‌های متفاوت انتقال برش موجب بهبود چشمگیر ظرفیت خمشی تیر مرکب نسبت به تیرهای غیر مرکب می‌شود. مودهای شکست اولیه این تیرها، کمانش جان مقطع فولادی سرد نورد بود که جداسازی پیچ‌های خودکار و خرد شدگی بتن نیز در برخی از محل‌ها در تیرها دیده می‌شد. باماگا^۲ و همکاران [۳۱] از اتصالات برشی براکتی جدید برای ایجاد عمل مرکب بین بخش CFS و بتن استفاده نمودند. آنها ثابت کردند که استفاده از این نوع اتصالات ظرفیت نهایی و سختی تیر را در مقایسه با تیرهای غیر مرکب بهبود می‌بخشد. آمو^۳ و همکاران [۳۲] استفاده از یک اتصال برشی با استفاده از میلگرد برای ایجاد عمل مرکب در تیرهای مرکب با مقطع CFS پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد که افزایش اندازه میلگردها و کاهش فاصله آنها باعث افزایش ظرفیت برشی اتصال می‌شود. الهجری^۴

1. Shi
2. Bamaga
3. Armo
4. Alhajri

و همکاران [۳۳] به بررسی عملکرد تیرهای مرکب متشکل از دال بتنی با شبکه سیمی فولادی، و مقاطع فولادی سرد نورد شده پرداختند. ۹ نمونه تیر مرکب که در آنها برشگیرهای پیچی M12 با رده مقاومتی ۸/۸ به کار رفته بود، ساخته و آزمایش شد. تأثیر ضخامت مقطع فولادی سرد نورد شده و تعداد لایه‌های سیمی به کار رفته در دال بتنی، بررسی شد. در این راستا از مقطع فولادی سرد نورد شده با ضخامت‌های ۲، ۳، و ۴ میلیمتر و دال بتنی با ضخامت ورق ۲ میلیمتر گسترش ترک‌ها در زیر نواحی بارگذاری آغاز شد. اما کمانش زود هنگام مقطع سرد نورد شده موجب نرسیدن نمونه به ظرفیت نهایی خود شد. در نمونه‌های با ضخامت ۳ و ۴ میلیمتر، دال بتنی در زیر محل بارگذاری دچار ترک‌های ریز شده که با گسترش ترک‌ها، دال بتنی دچار خرد شدگی و تیر به ظرفیت نهایی خود رسید. حسین پور و همکاران [۳۴] رفتار اتصالات برشی U شکل در تیرهای مرکب با مقاطع CFS را بررسی کردند. چهار نوع اتصال U شکل با قطر پیچ‌های مختلف برای اتصال به بخش فولادی مورد بررسی قرار گرفت ضمناً از مقاطع با ضخامت‌های ۱ و ۲ میلیمتر استفاده شد. افزایش قطر پیچ از ۴/۸ به ۶/۳ میلیمتر ظرفیت برشی نهایی اتصال را افزایش می‌دهد. لاوان^۵ و همکاران [۳۵، ۳۶] ۱۸ آزمایش پوش اوت برای ارزیابی عملکرد اتصالات برشی پیچی قابل باز شدن در تیر فولادی مرکب با مقطع CFS انجام دادند. نتیجه‌گیری شد که قطر پیچ‌ها و فاصله آن‌ها تأثیر قابل توجهی بر عملکرد این اتصالات دارد. علاوه بر این، آنها گزارش دادند که این اتصال دارای شکل پذیری مورد تایید EC4 است. ۱۵ نمونه آزمایشگاهی توسط حسین پور و همکاران [۳۷] برای ارزیابی تأثیر ضخامت، قطر و استحکام پیچ بر عملکرد تیرهای CFS مرکب انجام شد. ظرفیت نهایی، شکل پذیری، سختی و مودهای شکست نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. آنها گزارش دادند که ظرفیت نهایی در هر اتصال برشی بسته به قطر و مقاومت پیچ ۶/۲ تا ۸/۶ کیلونیوتن برای مقطع CFS با ضخامت ۱ میلی‌متر و ۱۵/۶ تا ۲۶/۸ کیلونیوتن برای مقاطع با ضخامت ۲ میلیمتر است. در پژوهشی دیگر، حسین پور و همکاران [۳۸] مدل سازی FE و مطالعه پارامتریک برای بررسی رفتار اتصالات برشی پیچی در تیرهای مرکب با مقطع CFS انجام دادند. ۲۱۶ نمونه با استفاده از پیچ رده مقاومتی ۸/۸ مدل سازی شد. تأثیر ضخامت و مقاومت نهایی مقطع CFS، قطر و ارتفاع پیچ و مقاومت فشاری بتن بر عملکرد اتصال برشی بررسی شد.

از تحقیقات فوق می‌توان نتیجه گرفت که در تیرهای مرکب با مقاطع



شکل ۲. جزئیات نمونه‌های پوش اوت (الف) نمای کنار (ب) نمای بالا.

Fig. 2. Details of specimens: (a) Side view (b) Top view.

دال بتنی پیش‌ساخته، هشت پیچ و دو مقطع CFS ساخته شده است. ابعاد صفحات بتنی $70 \times 30 \times 40$ میلیمتر بوده و میلگرد $\Phi 8$ با مقاومت تسلیم $(F_y = 420 \text{ MPa})$ و مقاومت نهایی $(F_u = 610 \text{ MPa})$ به منظور تقویت دال‌ها به صورت افقی و عمودی در دال‌های بتنی قرار داده شد. هر دال دارای چهار سوراخ بود که با قرار دادن چهار لوله پی وی سی در بتن مطابق شکل ۴ ایجاد شده است. لازم به ذکر است که این لوله‌های پی وی سی روغن کاری شده تا پس از بتن‌ریزی به راحتی از داخل بتن بیرون کشیده شوند. علاوه بر این، دال‌ها تا ۲۸ روز با دقت عمل‌آوری شده و به مقاومت فشاری نهایی خود برسند. برای آماده‌سازی نمونه‌های مرکب، بال‌های CFS ابتدا با استفاده از یک مته الکترومغناطیسی با خلاصی ۱ میلیمتر پیشنهاد شده توسط مشخصات AISI [۳۹] حفاری شدند. همانطور که قبلاً ذکر شد، تأثیر چهار متغیر شامل قطر (d_b) و مقاومت (F_{ub}) پیچ، ضخامت CFS (t) و فاصله (C) بین سطح سوراخ بتن و پیچ بر عملکرد برشی FGB اتصالات برشی، مورد بررسی قرار گرفت. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول ۱ نشان داده شده است. دو ضخامت ۱ و ۲ میلیمتر برای ضخامت CFS، چهار قطر ۸، ۱۰ و ۱۲ میلیمتر و دو رده مقاومتی $5/6$ $(F_y, F_u = 500 \text{ MPa})$ و $3/4$ $(F_y = 300 \text{ MPa}, F_u = 450 \text{ MPa})$ و $8/8$ $(F_y = 370 \text{ MPa}, F_u = 550 \text{ MPa})$ برای پیچ و

فولادی گرم نورد شده، رفتار اتصالات برشی پیچی نسبتاً بررسی شده است. در حالی که در تیرهای مرکب با مقاطع CFS، رفتار اتصالات پیچی قابل باز شدن دقیقاً مورد بررسی قرار نگرفته است. از این رو، در این تحقیق به بررسی عملکرد اتصالات برشی FGB^۱ در تیرهای مرکب با مقطع CFS تحت بارگذاری استاتیکی پرداخته شده است. فرم عمومی این نوع اتصالات در شکل ۱ ث نشان داده شده است. ۱۷ نمونه در مقیاس کامل طبق آیین نامه EC4^۲ انجام شد. اثرات قطر (d_b) و مقاومت (F_{ub}) پیچ، ضخامت CFS (t) و فاصله بین (C) سطح سوراخ بتن و پیچ بر عملکرد برشی این اتصالات بررسی شد. در بخش‌های بعدی، مراحل ساخت نمونه‌های پوش اوت همچنین روش انجام تست پوش اوت مورد بحث قرار گرفته و نتایج به تفصیل تفسیر می‌شوند. در شکل ۲ جزئیات نمونه‌های پوش اوت نشان داده شده همچنین در شکل ۳ نیز مراحل انجام پژوهش نمایش داده شده است.

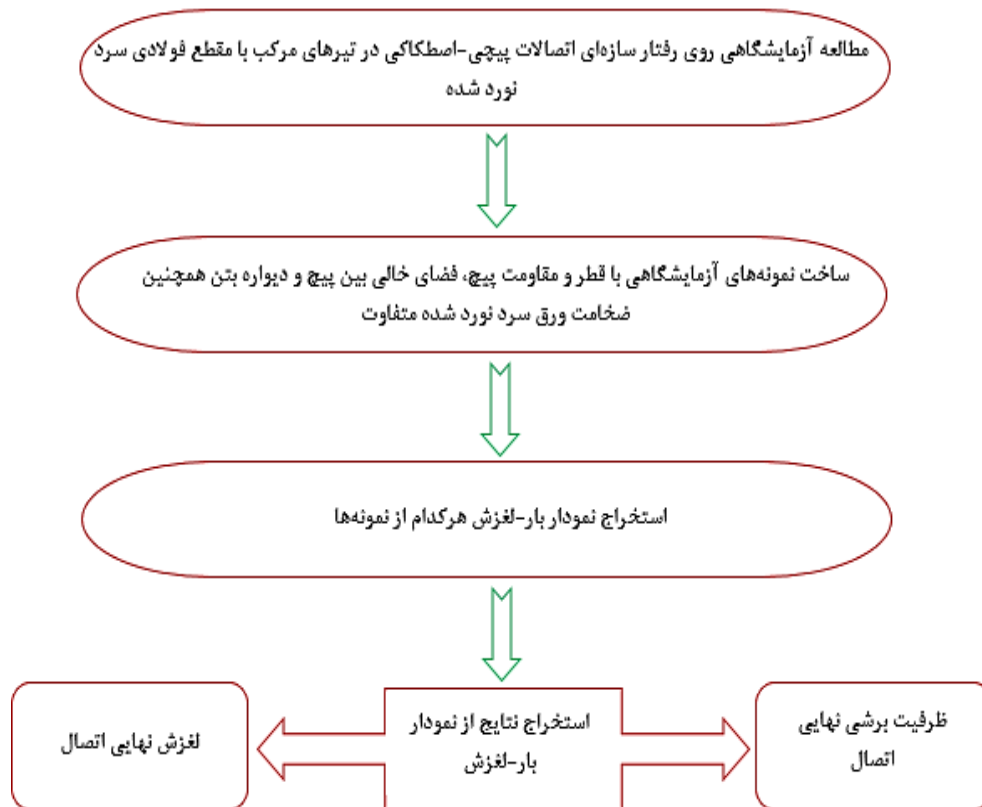
۲- روش تحقیق آزمایشگاهی

۲-۱- نمونه‌های آزمایشگاهی

همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، هر نمونه پوش اوت از دو

1. Friction-grip bolted shear connector
2. Eurocode4: Design of composite steel and concrete structures

3. American Iron and Steel Institute Standard



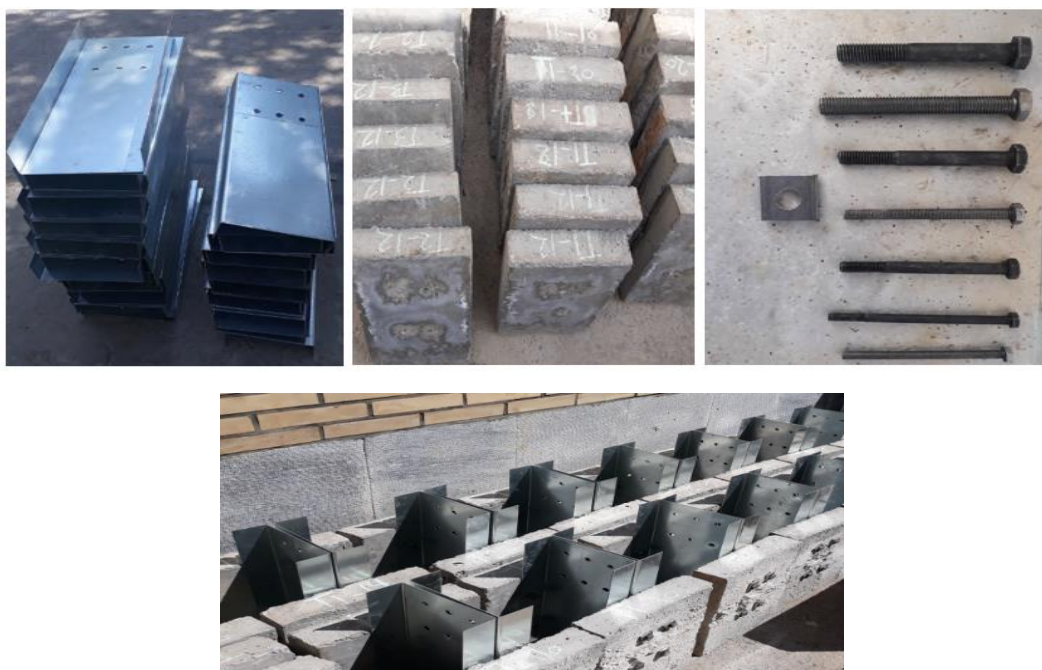
شکل ۳. مراحل انجام پژوهش.

Fig. 3. Research stages.



شکل ۴. نحوه ساخت دال بتنی پیش ساخته.

Fig. 4. Precast concrete slab construction.



شکل ۵. مراحل ساخت نمونه‌های پوش اوت.

Fig. 5. Assembling push-out specimens.

جدول ۱. جزئیات نمونه‌های پوش اوت.

Table 1. The characteristics of specimens.

ردیف	نمونه	t (mm)	Bolt grade	d_b (mm)	D (mm)	f'_c (MPa)
۱	PT1-5-6-4	۱	۵/۶	۶	۱۰	۳۰
۲	PT1-5-8-4	۱	۵/۶	۸	۱۲	۳۰
۳	PT1-5-10-4	۱	۵/۶	۱۰	۱۴	۳۰
۴	PT1-5-12-4	۱	۵/۶	۱۲	۱۶	۳۰
۵	PT1-8-6-4	۱	۸/۸	۶	۱۰	۳۰
۶	PT1-8-8-4	۱	۸/۸	۸	۱۲	۳۰
۷	PT1-8-10-4	۱	۸/۸	۱۰	۱۴	۳۰
۸	PT1-5-6-8	۱	۵/۶	۶	۱۴	۳۰
۹	PT1-5-8-8	۱	۵/۶	۸	۱۶	۳۰
۱۰	PT1-5-12-8	۱	۵/۶	۱۲	۲۰	۳۰
۱۱	PT2-5-8-4	۲	۸/۸	۸	۱۲	۳۰
۱۲	PT2-5-10-4	۲	۸/۸	۱۰	۱۴	۳۰
۱۳	PT2-5-12-4	۲	۸/۸	۱۲	۱۶	۳۰
۱۴	PT2-8-8-4	۲	۸/۸	۸	۱۲	۳۰
۱۵	PT2-8-10-4	۲	۸/۸	۱۰	۱۴	۳۰
۱۶	PT2-8-12-4	۲	۸/۸	۱۲	۱۶	۳۰
۱۷	PT2-8-12-8	۲	۸/۸	۱۲	۲۰	۳۰

جدول ۲. مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی.

Table 2. Compressive strength of concrete specimens.

سن بتن (روز)	مقاومت فشاری نمونه مکعبی (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (مگاپاسکال)	میانگین ماکزیمم نیرو (کیلونیوتن)
۷	۲۸/۲	۲۲/۸	۶۰۰
۲۸	۳۷/۹	۳۰/۳	۷۶۱/۶

جدول ۳. نتایج تست نمونه‌های کششی.

Table 3. Compressive strength of concrete specimens.

تنش نهایی (مگاپاسکال)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	مقطع سرد نورد شده
۳۹۸/۶۶	۳۳۸/۷۲	۲۰۱۰۰۰	۱ میلیمتر
۴۲۰	۳۶۶	۲۰۸۰۰۰	۲ میلیمتر

۱۵۰ میلیمتر مکعبی برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن استفاده شد. این نمونه‌ها متعاقباً مطابق با ASTM C39 عمل‌آوری شدند [۴۰، ۴۱]. مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از ۲۸ روز اندازه‌گیری شد و نتایج قابل قبولی به دست آمد. آزمایش‌ها بر اساس مشخصات ASTM انجام شده و نتایج در جدول ۲ ارائه شده است. برای تعیین خصوصیات رفتاری مقطع CFS، دو نمونه استخوانی شکل از هر $t = 1$ و ۲ میلیمتر گرفته شد. مقادیر متوسط در جدول ۳ ارائه شده است. نتایج آزمایش‌های کششی و ابعاد نمونه‌های استخوانی شکل به ترتیب در جدول ۳ ارائه شده است.

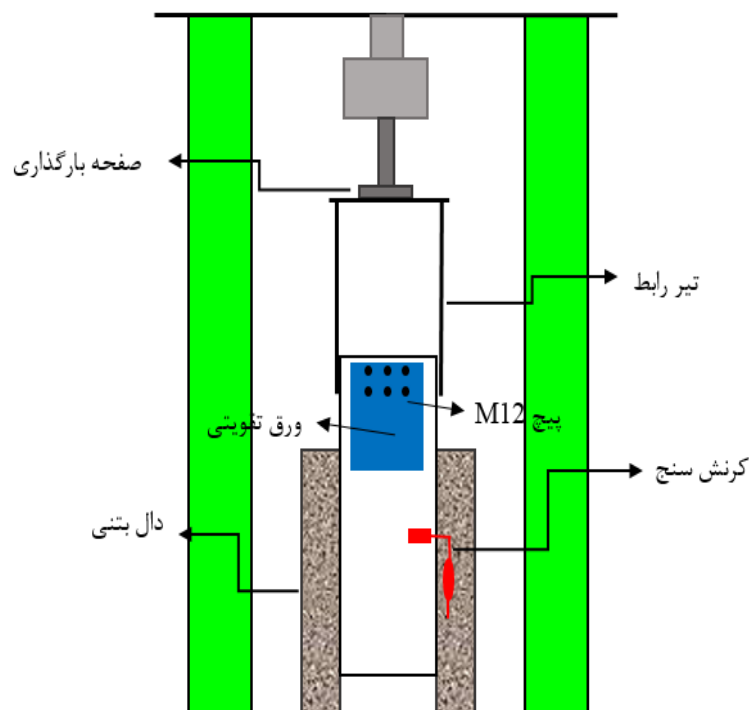
۲-۳- تنظیمات آزمایش و پروتکل بارگذاری

در این پژوهش از جک هیدرولیک با حداکثر ظرفیت بار ۱۰۰۰ کیلونیوتن برای انجام تست‌های پوش اوت استفاده شد. همانطور که در شکل ۶ نشان داده شده است، یک تیر IPE بین صفحه بارگذاری و مقطع CFS وظیفه انتقال بار را بر عهده دارد. در محل اتصال این تیر به مقاطع CFS دو صفحه تقویت کننده به ضخامت ۲ میلیمتر و ابعاد ۱۸×۲۵ میلیمتر در دو طرف

مهره در نظر گرفته شد. همچنین با توجه به اینکه در اتصالات FGB نیروی پیش‌تنیدگی زیاد وارد شده به پیچ و مهره‌ها باعث کاهش شکل‌پذیری اتصال می‌شود، استفاده از فضای خالی زیاد بین پیچ و دیواره سوراخ بتن باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال می‌شود. بنابراین، فاصله‌های ۴ و ۸ میلیمتر در نظر گرفته شد. نام گذاری نمونه‌ها بر این اساس بوده که قسمت اول (PT) معادل تست پوش اوت است، قسمت دوم ضخامت بخش (1) CFS $1 = 2$ میلیمتر و $(2 = 2)$ میلیمتر است. قسمت سوم رده مقاومتی پیچ $(5) = 5/6$ و $8/8$ و قسمت چهارم قطر اسمی پیچ است. و قسمت آخر نشان دهنده فاصله بین دیوار سوراخ بتنی و پیچ است. در شکل ۵ مراحل ساخت نمونه‌های پوش اوت نشان داده شده است.

۲-۲- جزئیات مواد

برای تمامی نمونه‌ها از بتن ۳۰ مگاپاسکال استفاده شد که با طرح اختلاط بتن مناسب ساخته شد. همزمان با ساخت دال‌های بتنی، از ۹ نمونه



شکل ۶. ساختار نمونه‌های پوش اوت روی جک هیدرولیکی ۱۰۰۰ کیلونیوتنی.

Fig. 6. Set up of specimens.

بار نهایی تخمین زده شده برای اجرای پروتکل بارگذاری تا حدودی بیشتر از بار نهایی واقعی اتصال برشی بوده که در نتیجه آزمایش تأثیری نداشت. لازم به ذکر است جک مورد استفاده در این آزمایش به همراه وسایل مورد نیاز از جمله کرنش سنج قبل از استفاده به صورت دقیق کالیبره شدند.

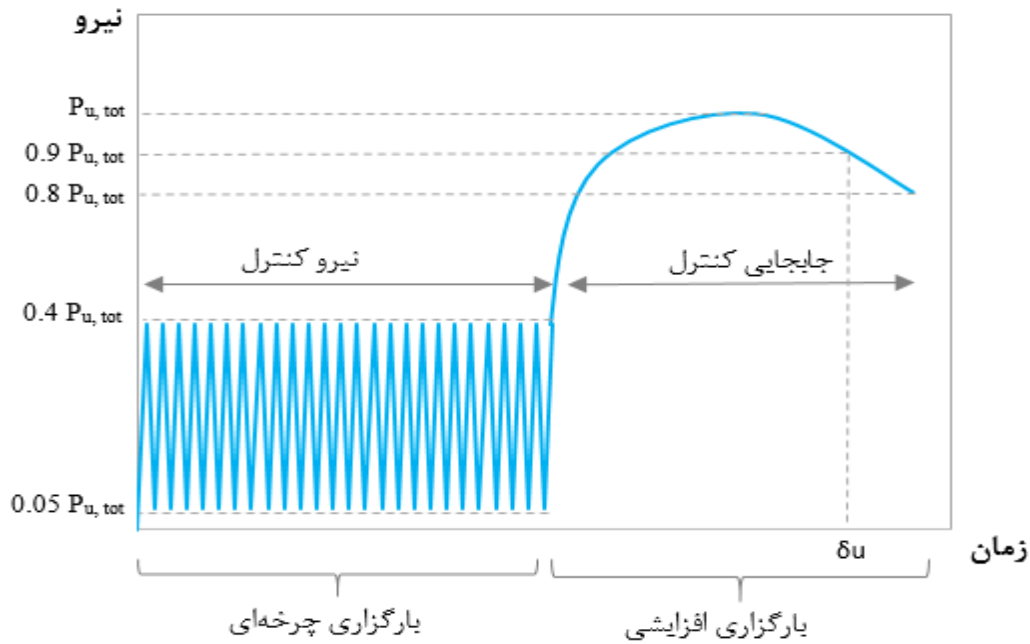
۳- خلاصه نتایج تست‌های آزمایشگاهی

۳-۱- تایج بدست آمده از آزمایش‌های پوش اوت

در این بخش، نتایج مشاهده شده از آزمایش‌های پوش اوت روی ۱۷ نمونه در مقیاس کامل به منظور ارزیابی عملکرد اتصالات برشی FGB ارائه و مورد بحث قرار گرفته و نتایج تفسیر می‌شوند. نمودارهای بار-لغزش، حداکثر نیرو در هر اتصال برشی (P_m) و لغزش نهایی (δ_u) بین دال بتنی پیش ساخته و مقطع CFS، شکل‌پذیری و مودهای شکست می‌باشد. لازم به ذکر است که میانگین لغزش حاصل از دو LVDT برای ارزیابی‌های بعدی در نظر گرفته شده است. در نمودارهای بار لغزش به دست آمده از آزمایش‌ها، محور عمودی، نیروی برشی نمونه را نشان داده که توسط هشت پیچ پشتیبانی می‌شود. بنابراین، نیروی هر برشگیر یک هشتم این مقادیر

مقاطع CFS جهت جلوگیری از کماتش مقاطع CFS تعبیه شده است. همچنین برای اتصال مقاطع CFS، تیر انتقال بار و صفحات تقویت کننده از شش پیچ CFS با رده مقاومتی ۸/۸ استفاده شده است. لازم به ذکر است لغزش بین دال‌های بتنی پیش‌ساخته و مقاطع CFS با استفاده از دو LVDT که در بالا به تیر انتقال و در قسمت پایین به بدنه دال بتنی و دقیقاً در مرکز پیچ‌ها در دو طرف متصل شده بودند ثبت شد.

در این مطالعه از روش پیشنهادی ذکر شده در پیوست ب آیین‌نامه EC4 [۱۶] برای اعمال بار بر روی نمونه‌ها استفاده شد (شکل ۷). EC4 آزمایش پوش اوت را برای ارزیابی عملکرد اتصالات برشی تجویز می‌کند به طوری که در مرحله اول بارگذاری، نمونه تا ۴۰ درصد بار شکست بارگذاری می‌شود. در مرحله دوم بارگذاری در ۲۵ سیکل بین ۵ تا ۴۰ درصد بار شکست ادامه می‌یابد و در مرحله آخر بارگذاری به صورت تدریجی تا شکست نهایی اعمال می‌شود. لازم به ذکر است که با تنظیم سرعت بارگذاری، نمونه باید در مدت بیش از ۱۵ دقیقه شکسته شود. برای تخمین بار شکست هر نمونه، روابط ذکر شده در EC4 و AISI به ترتیب در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که با توجه به رفتار متفاوت CFS نسبت به مقاطع نورد گرم،



شکل ۷. پروتکل بارگذاری مطابق آیین نامه EC4

Fig. 7. Loading regime.

مقاومت فشاری استوانه‌ای، α ضریب ابعادی، E_{cm} مدول بتن و H_{sc} ارتفاع برشگیر است.

$$P_{Rd} = \min\left(\frac{0.8f_u\pi d^4/4}{\gamma_v} \text{ and } \frac{0.29\alpha d^2\sqrt{f_cE}}{\gamma_v}\right)$$

Where:

$$\alpha = 0.2\left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad \text{for } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

جدول ۴ ظرفیت پیش‌بینی شده اتصالات برشی مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشی را بر اساس EC4 نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که این مقادیر بسیار بیشتر از مقادیر به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی است که طراحی را غیراقتصادی می‌کند. عمده‌ترین دلیل آنست که معادلات ارائه

است. طبق EC4، δ_u برابر با لغزش متناظر $0.9 P_{u,tot}$ است. اگر δ_u بیشتر از ۶ میلیمتر باشد، به عنوان یک اتصال شکل‌پذیر شناخته می‌شود. نتایج و نمودارهای بار-لغزش به دست آمده برای همه نمونه‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. در بخش ۴، نتایج به دست آمده از آزمایش‌های تجربی شامل ظرفیت برشی، شکل‌پذیری و مودهای شکست به طور مفصل ارائه شده است.

۳-۲- تخمین ظرفیت برشی نهایی مطابق EC4

آیین‌نامه‌های حال حاضر در تحلیل و طراحی سازه CFS معادلات مورد نیاز برای تعیین ظرفیت اتصالات برشی را ارائه نمی‌دهند. در این بخش، به منظور امکان‌سنجی استفاده از روش پیشنهادی EC4 برای تیرهای مرکب با مقطع CFS، ظرفیت اتصالات برشی FGB مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشی بر اساس EC4 تخمین زده شده و در مقابل نتایج تجربی صحت‌سنجی می‌شود. لازم به ذکر است که EC4 تنها معادلاتی را برای تعیین ظرفیت برشی اتصالات برشی ثابت از نوع گل‌میخ ارائه کرده که در روابط ۱ مشاهده می‌شود. در این روابط P_{Rd} مقاومت طراحی اتصال برشی، f_{cd} مقاومت کششی نهایی، d قطر ساق، γ_v ضریب ایمنی (۱/۲۵)،

جدول ۴. نتایج تست نمونه‌های پوش اوت.

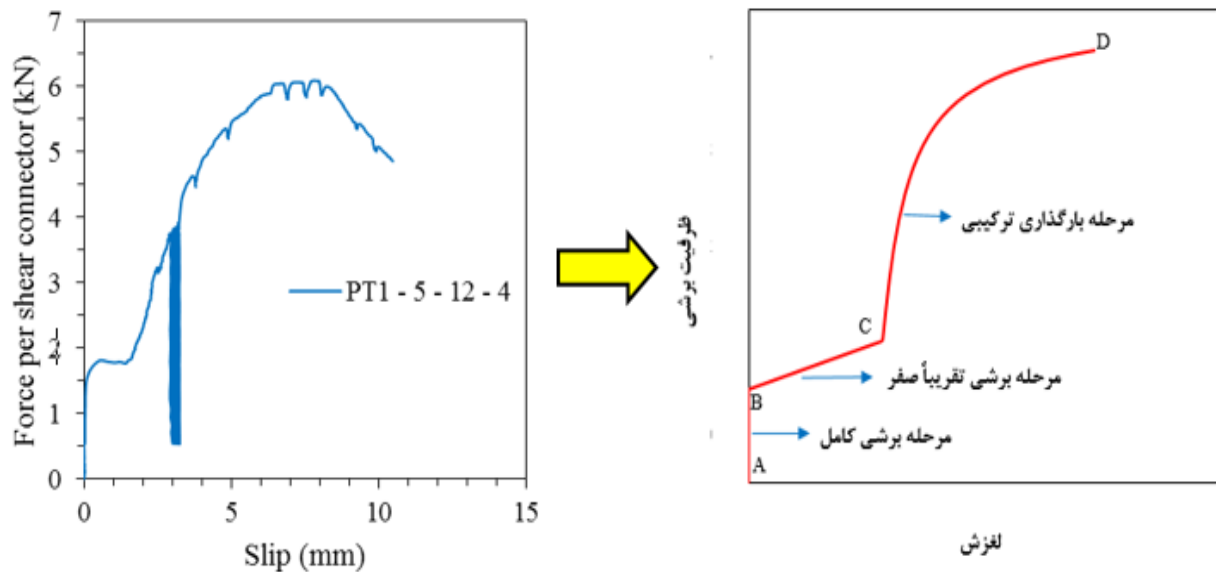
Table 4. Details of push-out tests of specimens.

نمونه	C (mm)	$P_{u, tot}$ (kN)	P_m (kN)	EC4 (kN)	δ_u (mm)	$(0.9 \delta_u)$	F.m
PT1-5-6-4	۴	۴۷/۴	۵/۹۲	۷/۳۳	۹/۴۷	۸/۵۲	DS-BS-SB
PT1-5-8-4	۴	۴۹/۱	۶/۱۳	۱۳/۰۴	۹/۵۸	۸/۶۲	DS-BS
PT1-5-10-4	۴	۴۸/۷	۶/۰۸	۲۰/۳۸	۱۰/۱۸	۹/۱۶	DS-BS
PT1-5-12-4	۴	۴۸/۷	۶/۰۸	۲۹/۳۲	۹/۱۲	۸/۲	DS-BS
PT1-8-6-4	۴	۴۹/۷	۶/۲۱	۷/۳۲	۱۰/۱۶	۹/۱۴	DS-BS
PT1-8-8-4	۴	۵۲/۶	۶/۵۷	۱۳/۰۴	۸/۲۶	۷/۴۲	DS-BS
PT1-8-10-4	۴	۵۲/۷	۶/۵۸	۲۰/۳۸	۷	۶/۳۰	DS-BS
PT1-5-6-8	۸	۴۵/۸	۵/۷۲	۷/۳۳	۱۳/۱۷	۱۱/۸۵	DS-BS
PT1-5-8-8	۸	۵۱/۲	۶/۴۰	۱۳/۰۴	۷/۲۳	۶/۵۰	DS-BS
PT1-5-12-8	۸	۵۰/۰	۶/۲۵	۲۹/۳۲	۴/۶۶	۴/۱۹	DS-BS
PT2-5-8-4	۴	۱۰۵/۴	۱۳/۱۷	۱۳/۰۴	۹/۳	۸/۳۷	BS-SB
PT2-5-10-4	۴	۱۷۴/۶	۲۱/۸۲	۲۰/۳۸	۱۲/۷۲	۱۱/۴۴	DS-BS- SB
PT2-5-12-4	۴	۱۷۶/۹	۲۲/۱۱	۲۹/۳۲	۱۴/۵۳	۱۳/۰۰	DS-BS
PT2-8-8-4	۴	۱۴۰/۰	۱۷/۵۰	۱۳/۰۴	۱۷/۵۷	۱۵/۸۱	DS-BS
PT2-8-10-4	۴	۱۷۷/۵	۲۲/۱۸	۲۰/۳۸	۲۲/۱۶	۱۹/۹۴	DS-BS
PT2-8-12-4	۴	۱۸۷/۸	۲۳/۴۷	۲۹/۳۲	۱۶/۱۲	۱۴/۵۱	DS-BS
PT2-8-12-8	۸	۱۷۹/۱	۲۲/۳۸	۲۹/۳۲	۱۲/۰۱	۱۰/۸۰	DS-BS

توجه: F.m = مودهای شکست BS = لهیدگی در مقطع فولادی DS = کمانش اعوجاجی در مقطع فولادی SB = شکست برشی پیچ P_u , total = ظرفیت نهایی P_m = حداکثر نیرو در هر اتصال برشی EC4 = حداکثر نیروی پیش‌بینی شده در هر اتصال برشی طبق EC4 δ_u = لغزش نهایی و $0.9\delta_u$ = شکل‌پذیری

برای محاسبه ظرفیت اتصالات برشی FGB منطقی نیست. میانگین نسبت P_m/P_{EC4} در نمونه‌های PT2-5-8-4، PT2-8-8-4، PT2-5-10-4 و PT2-8-10-4 به ترتیب ۱، ۱/۳۴، ۱/۰۷ و ۱/۰۸ است. بنابراین، معادلات پیشنهادی EC4 را می‌توان برای تعیین ظرفیت برشی نهایی اتصالات برشی FGB در مقاطع $t = ۲$ میلیمتر و پیچ‌های ۸ و ۱۰ میلیمتر استفاده کرد. برای پیچ و بتن با قطر و مقاومت فشاری بالا، ظرفیت برشی تخمین زده شده توسط EC4 بسیار بالا است زیرا مود شکست لهیدگی در روابط EC4 در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین، استفاده از روابط EC4 منجر به طراحی بسیار محافظه کارانه شده و استفاده از آنها برای تخمین ظرفیت اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقطع CFS توصیه نمی‌شود.

شده در EC4 تخمین ظرفیت اتصالات برشی در تیرهای فولادی مرکب گرم‌نورد شده باشد که در آن پدیده‌هایی مانند لهیدگی و کمانش اعوجاجی مشاهده نشده است. در تیرهای مرکب با مقاطع CFS مودهای خرابی ذکر شده باعث کاهش ظرفیت باربری شده و از ظرفیت مصالح به درستی استفاده نمی‌شود. شایان ذکر است در مقاطع CFS با ضخامت ۲ میلیمتر، تفاوت کمتری بین ظرفیت‌های بدست آمده از EC4 و آزمایشات نسبت به ظرفیت‌های ۱ میلیمتر وجود دارد. به طوری که در نمونه‌هایی با قطر پیچ ۸ و ۱۰ میلیمتر می‌توان از روابط EC4 برای تعیین ظرفیت اتصالات برشی FGB استفاده کرد. در نمونه‌های $t = 1\text{mm}$ مودهای شکست اولیه مانع از رسیدن اتصال به ظرفیت برشی نهایی می‌شود. استفاده از معادلات EC4



شکل ۸. فرم عمومی نمودار بار-لغزش در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده.

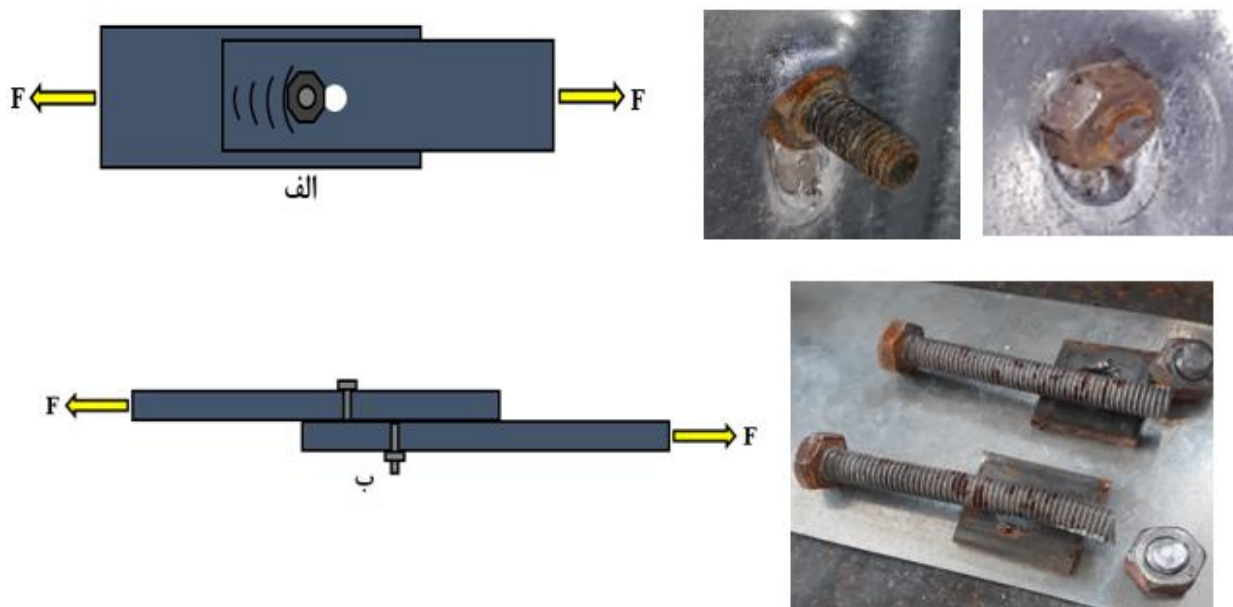
Fig. 8. General behavior of load-slip curves for specimens with FGB shear connectors.

هستند، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که این اتصالات انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شوند. بر خلاف اتصالات برشی گل‌میخ که معمولاً شکل‌پذیری قابل قبول EC4 را ندارند، استفاده از اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS شکل‌پذیری اتصال را بهبود و از ترک خوردگی و خرد شدن صفحات بتنی جلوگیری می‌کند. همین نتایج توسط عطایی و همکاران به دست آمده است [۲۶].

۳-۴- مودهای شکست مقاطع فولادی سرد نورد شده با اتصالات پیچی
به طور کلی احتمال چهار حالت خرابی در اتصالات CFS پیچی وجود دارد که عبارتند از: شکست برشی پیچ، پارگی ورق CFS، برش قالبی و لهیدگی [۹، ۴۲]. بسته به محل پیچ در محل اتصال و نحوه بارگذاری آن، هر یک از مودها ممکن است رخ دهد. زمانی که نیروی برشی اعمال شده به اتصال بیشتر از مقاومت برشی پیچ باشد، شکست برشی پیچ معمولاً در پیچ با رده مقاومتی پایین رخ می‌دهد. در این مطالعه، این حالت شکست در سه نمونه که از پیچ با رده مقاومتی ۵/۶ استفاده شده بودند، رخ داد. شکست برشی ورق اغلب در ورق‌های نازک در قسمت‌هایی که دارای پیچ‌های زیادی در فواصل کوتاه هستند، رخ می‌دهد. لازم به ذکر است که این مود خرابی در اتصالات پیچی معمولی کمتر دیده می‌شود. در هیچ یک از نمونه‌های آزمایش شده در این مطالعه، این حالت شکست رخ نمی‌دهد.

۳-۳- شکل عمومی نمودار بار-لغزش اتصالات پیچی-اصطکاکی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده

از نمودارهای بار-لغزش ارائه شده در پیوست الف مشخص است که نمونه‌ها تقریباً مشابه رفتار می‌کنند. با بررسی دقیق نمودارها، مشاهده می‌شود که عملکرد اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقطع CFS تحت بارگذاری یکنواخت تقریباً مشابه رفتار این اتصالات در تیرهای فولادی گرم نورد شده است. نمودارهای بار-لغزش از سه ناحیه تشکیل شده که در شکل ۸ نشان داده شده است. در ناحیه اول (قسمت AB)، که اندرکنش برشی کامل نامیده می‌شود، نیروی برشی به سرعت افزایش می‌یابد، اما لغزش تقریباً صفر است. در این ناحیه تحت نیروی پیش‌تنیدگی، مکانیزم اصطکاک بین بال CFS و سطح بتن ایجاد که باعث سختی بسیار بالایی می‌شود. این ناحیه زمانی که نیروی برشی اعمال شده به اتصال بر نیروهای اصطکاک غلبه کند از بین می‌رود. پس از غلبه بر نیروی اصطکاک، قسمت دوم تشکیل (قسمت BC) و لغزش قابل توجهی در اتصال ایجاد می‌شود. در انتهای لغزش ایجاد شده در مرحله دوم، با برخورد پیچ به سطح سوراخ بتن (قسمت CD) یک عمل ترکیبی ایجاد و ظرفیت پیچ و بتن به طور همزمان در نظر گرفته می‌شود. این مرحله باربری ترکیبی نامیده شده که رفتار اتصال شبیه به اتصالات برشی ثابت (مثلاً گل‌میخ) است. منحنی‌های به دست آمده نشان می‌دهند که همه نمونه‌ها دارای حداقل لغزش EC4 ($\epsilon = 6$ میلی‌متر)



شکل ۹. مودهای شکست در مقاطع فولادی سرد نورد شده (الف) لهیدگی (نمونه‌های PT1-8-6-4 و PT2-8-8-4) (ب) شکست برشی پیچ (نمونه PT2-5-10-4).

Fig. 9. Type of failure modes in CFS sections: (a) bearing in sheet holes (PT1-8-6-4 and PT2-8-8-4 specimens); (b) shear of bolt (PT2-5-10-4 specimen)

۴- بحث

در این بخش با بررسی دقیق نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها، سه پارامتر موثر در عملکرد اتصالات برشی FGB شامل ظرفیت نهایی شکست، شکل‌پذیری و مود شکست در نظر گرفته شده است.

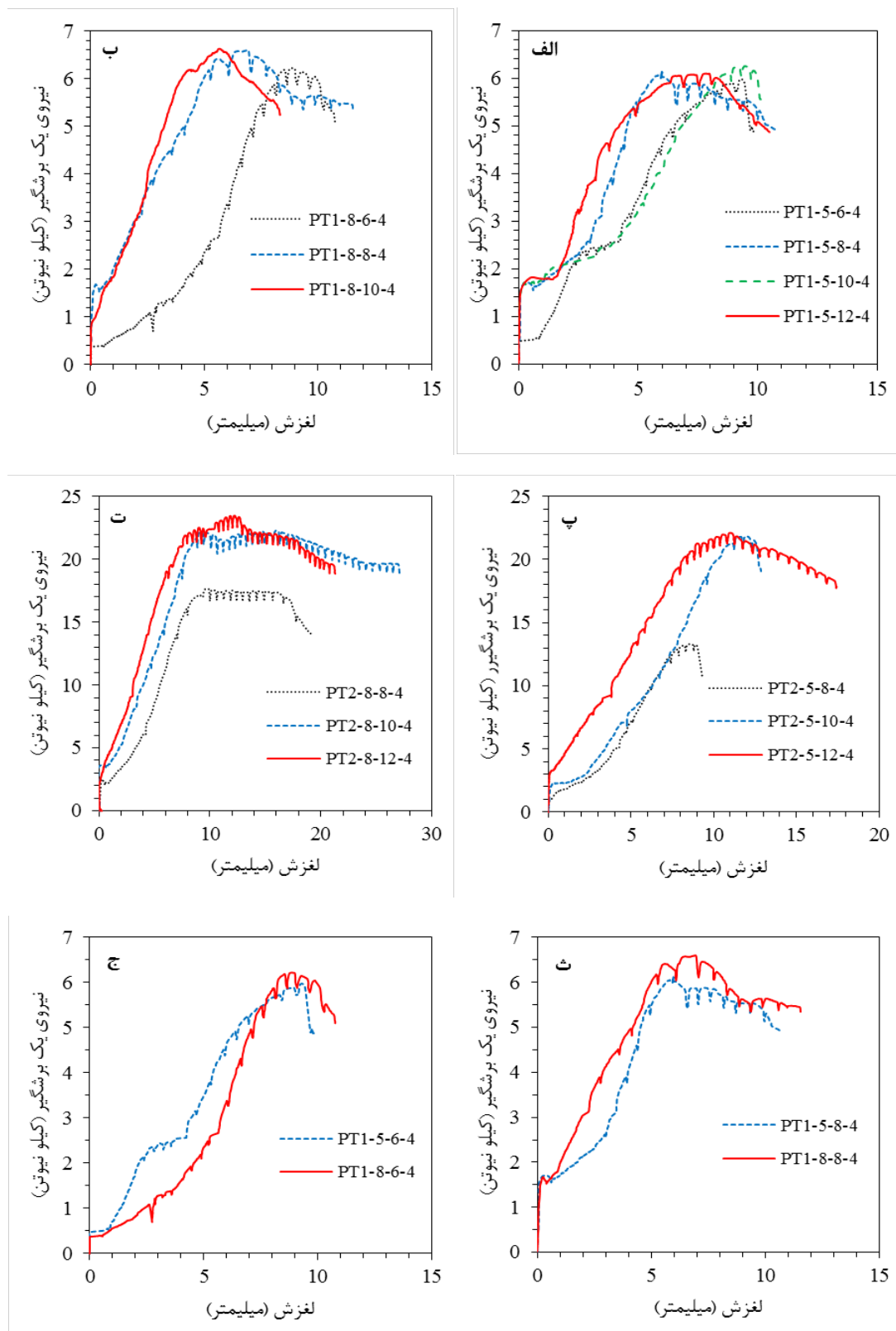
۴-۱- نمونه‌ها با ضخامت مقطع سرد نورد شده ۱ میلی‌متر

۴-۱-۱- ظرفیت باربری نهایی

این بخش بررسی می‌کند که با تغییر d_b و F_{ub} و C چه تغییری در P_m در نمونه‌ها با $t = 1$ میلی‌متر رخ می‌دهد. از جدول ۴ مشاهده می‌شود که در نمونه‌های با $F_{ub} = 500$ MPa (رده مقاومتی ۵/۶)، حداقل و حداکثر P_m به ترتیب ۵/۷۲ و ۶/۴ کیلونیوتن بوده که مربوط به نمونه‌های PT1-5-6-8 و PT1-5-8-8 است. همچنین در نمونه‌های با $F_{ub} = 800$ مگاپاسکال (رده مقاومتی ۸/۸) حداقل و حداکثر P_m به ترتیب ۶/۲۱ و ۶/۵۸ کیلونیوتن می‌باشد. علاوه بر این، در نمونه‌های با رده مقاومتی ۵/۶ و $C = 4$ mm، هنگامی که d_b از ۶ به ۸ میلی‌متر افزایش می‌یابد، P_m ۳/۵٪ افزایش می‌یابد. با این حال، استفاده از پیچ‌های ۱۰ و ۱۲ میلی‌متری حداکثر P_m را ۲/۷٪ افزایش می‌دهد (شکل ۱۰ الف). در نمونه‌های با $C = 8$ میلی‌متر،

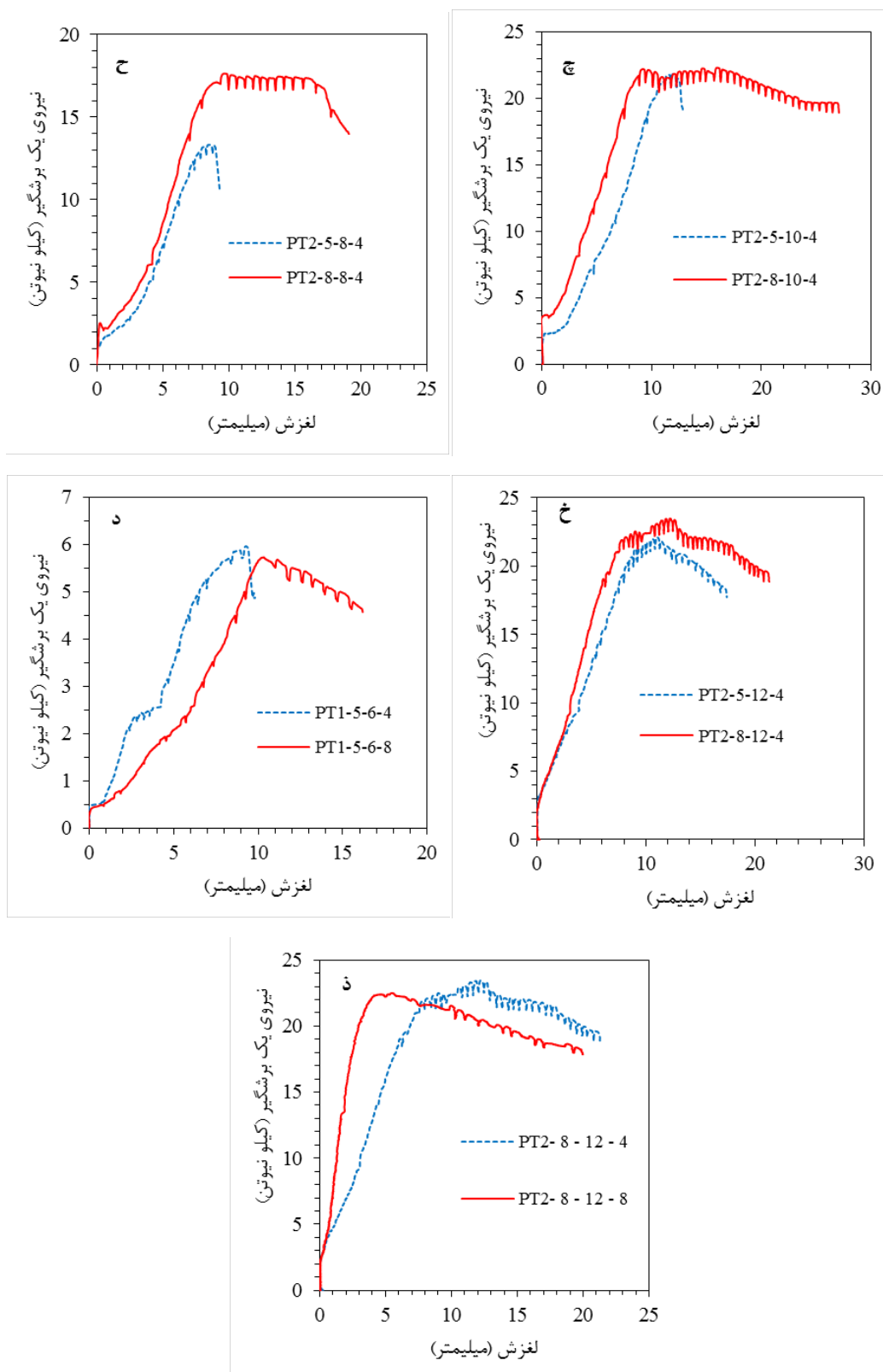
هنگامی که فاصله مرکز پیچ تا لبه ورق خیلی کوتاه باشد، برش قالبی رخ می‌دهد. برای جلوگیری از این شکست، باید حداقل فاصله بین مرکز پیچ و لبه ورق را در نظر گرفت. در غیر این صورت، حالت برش قالبی ممکن است رخ دهد. مود خرابی لهیدگی معمولاً بیشتر از مودهای دیگر در اتصالات پیچی رخ می‌دهد.

در این مطالعه، مودهای شکست مشاهده‌شده، کماتش اعوجاجی مقاطع CFS، لهیدگی در مقاطع CFS و شکست برشی پیچ بودند، اگرچه مود خرابی لهیدگی مود غالب در همه نمونه‌ها است. با این حال، بسته به نیروی برشی اعمال شده به اتصال برشی، شکست برشی پیچ نیز در بسیاری از نمونه‌ها رخ می‌دهد. در شکل ۹ نحوه وقوع مودهای خرابی لهیدگی و شکست برشی پیچ نشان داده شده‌اند. در شکل ۹ الف، با توجه به اینکه ظرفیت برشی پیچ‌ها بیشتر از ظرفیت لهیدگی ورق‌های سرد نورد شده می‌باشد، ورق فولادی سریع‌تر از پیچ دچار خرابی می‌شود این درحالیست در نمونه‌هایی که ظرفیت برشی پیچ‌ها کمتر از ظرفیت ورق سرد نورد شده می‌باشد، پیچ‌ها دچار شکست برشی می‌شوند که معمولاً در نمونه‌ها با ضخامت ورق بالا و قطر پیچ کم رخ می‌دهند.



شکل ۱۰. مقایسه نمودار بار-لغزش در نمونه‌ها با پارامترهای یکسان. (ادامه دارد)

Fig. 10. Comparison of load – slip curves for specimens with different parameters. (Continued)



شکل ۱۰. مقایسه نمودار بار-لغزش در نمونه‌ها با پارامترهای یکسان.

Fig. 10. Comparison of load – slip curves for specimens with different parameters.

۴-۱-۳- مود کمانش

بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش ارائه شده در جدول ۴، نتیجه گیری می شود که کمانش اعوجاجی و لهیدگی، مودهای شکست غالب هستند. پس از غلبه بر نیروی اصطکاک و لغزش قابل توجه در اتصال، پیچ به سطح سوراخ CSF برخورد می کند. با افزایش بار، باربری در سوراخ ها و به دنبال آن کمانش اعوجاجی در بال بخش CSF رخ می دهد. این تغییر شکل ها با افزایش بار تا شکست نهایی ادامه می یابد. شکل ۱۱ نشان می دهد که در نمونه با $t = 1$ میلیمتر، کمانش اعوجاجی و به دنبال آن تغییر شکل ماندگار رخ داده است.

در نمونه های $d_b = 6$ و ۸ میلیمتر، لهیدگی قابل توجهی در مقاطع CSF مشاهده شد. به دلیل قطر کم پیچ ها، تنش بالایی در محل اتصال پیچ ها به قسمت CSF ایجاد شده است. علاوه بر این، به دلیل نیروهای پیش تنیدگی کم، اتصالات با نیروی کمتری می لغزند. این امر باعث می شود که پیچ ها به راحتی به سطح سوراخ های مقاطع CSF برخورد کنند و پدیده لهیدگی و کشیدگی طول ورق ها در محیط سوراخ ها ظاهر شود. در این نمونه ها، مهره ها معمولاً در سوراخ ها قرار گرفته و یک لهیدگی وسیع ایجاد می شود. همچنین در نمونه هایی که $d_b = 10$ و ۱۲ میلیمتر داشتند، مهره بزرگ از تمرکز تنش جلوگیری می کند. نیروهای پیش تنیدگی بالا باعث لغزش اتصال با نیروی بیشتر شده که منجر به کمانش زود هنگام اعوجاجی می شود. در نهایت، در این نمونه ها، پیچ به سطح سوراخ های بخش CFS برخورد نمی کند. از این رو، با افزایش بار، تغییر شکل کمانش بزرگ تر در مقاطع CSF که نزدیک به ظرفیت بار نهایی بخش های CSF بوده رخ داده و لهیدگی قابل توجهی در سوراخ ها دیده نمی شود. (شکل ۱۲ را ببینید). در نمونه PT1-5-6-4 علاوه بر مودهای شکست ذکر شده، حالت شکست برشی پیچ نیز مشاهده می شود. این نمونه به منظور بررسی اثر رده مقاومتی پیچ مورد آزمایش قرار گرفت. شکل ۱۰ (ث) نشان می دهد که با افزایش F_{ub} از ۵۰۰ به ۸۰۰ مگاپاسکال، شکست برشی پیچ ها از بین می رود. نتیجه گیری می شود که رده مقاومتی پیچ تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت شکست نهایی دارد.

لازم به ذکر است که کمانش اعوجاجی در تیرهای مرکب با مقاطع CSF زمانی رخ می دهد که تیر در ناحیه فشاری باشد. اگر این تیرها به نحوی طراحی شوند که بال تیرها در ناحیه فشار قرار نگیرند، تیر کمانش نمی کند. بنابراین ظرفیت اتصال به طور قابل توجهی بهبود می یابد. از سوی دیگر، در نمونه های $t=1\text{mm}$ ، ظرفیت برشی پیچ ها به درستی استفاده نشده

با افزایش d_b از ۶ به ۸ میلیمتر، P_m ۱۱/۸٪ افزایش می یابد. همچنین با افزایش قطر از ۶ به ۱۲ میلی متر، P_m ۹/۲٪ درصد افزایش می یابد. از سوی دیگر، در نمونه هایی با رده مقاومتی ۸/۸ و $C=4\text{mm}$ با افزایش $d_b = 6$ تا ۱۰ میلیمتر ۵/۹٪ افزایش می یابد (شکل ۱۰ (ب)). شایان ذکر است در نمونه هایی با قطر پیچ و فاصله یکسان، با افزایش رده مقاومتی پیچ از 5.6 به ۸/۸، P_m به ترتیب از ۴/۸٪ به ۸/۲٪ افزایش می یابد. به عنوان مثال، شکل ۱۰ (ج) نشان می دهد که افزایش درجه پیچ از ۵/۶ به ۸/۸، P_m را به ۸/۲٪ افزایش می دهد.

علاوه بر این، در نمونه های PT1-5-6-4، PT1-5-8-4 و PT1-5-12-4 با $d_b = 6$ و 8 و ۱۲ میلیمتر، با افزایش C از ۴ به ۸ میلی متر، P_m به ترتیب ۳/۳٪، ۴/۴٪ و ۲/۷٪ افزایش می یابد. به دلیل مقاومت کم لهیدگی، افزایش هر یک از d_b ، F_{ub} و C نتوانست ظرفیت برشی اتصال را به درستی افزایش دهد اما به طور قابل توجهی به ضخامت ورق CFS بستگی دارد. همانطور که در قسمت های بعدی مشاهده می شود زمانی که ضخامت از ۱ به ۲ میلیمتر افزایش می یابد، ظرفیت اتصال به طور قابل توجهی افزایش می یابد.

۴-۱-۲- شکل پذیری

در نمونه های $F_{ub} = 500\text{ MPa}$ حداکثر لغزش ۱۳/۱۷ میلیمتر که مربوط به نمونه PT1-5-6-8 است. همچنین نمونه های PT1-5-10-4 و PT1-8-6-4 به ترتیب با لغزش نهایی ۱۰/۱۸ و ۱۰/۱۶ در رتبه های دوم و سوم قرار دارند. همچنین مشخص است که در نمونه های با $d_b = 6\text{mm}$ افزایش F_{ub} از ۵۰۰ به ۸۰۰ مگاپاسکال منجر به افزایش δ_u می شود، در حالی که این مقدار در نمونه های با $d_b = 8$ و ۱۲ میلیمتر کاهش می یابد. همانطور که قبلاً ذکر شد، یکی از پارامترهای مورد مطالعه، فاصله بین پیچ و سطح سوراخ بتن بود. از شکل ۱۰ (د)، می توان مشاهده کرد که در نمونه PT1-5-6-4، با افزایش C از ۴ به ۸ میلیمتر، δ_u تا ۳۹ درصد افزایش یافته است، در حالی که در PT1-5-12-4 و PT1-5-8-4 کاهش یافته است. به دلیل قطر زیاد سوراخ بتن، در نمونه های با $C=8$ میلیمتر و $d_b=8$ و ۱۲ میلیمتر فضای آزاد نسبتاً زیادی بین سوراخ بتن و بال مقطع CSF ایجاد می شود که باعث می شود مقطع فولادی به درستی روی بدنه بتنی نچسبد. به دلیل ضخامت کم مقاطع CSF، افزایش نیروی کششی در پیچ باعث کشیده شدن بال به داخل سوراخ بتن شده که منجر به کمانش زود هنگام بال CSF و کاهش لغزش نهایی می شود.



شکل ۱۱. انواع مودهای کمانش پیچشی-اعوجاجی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده به ضخامت ۱ میلیمتر (الف) نمونه PT1-5-12-4 (ب) نمونه PT1-8-6-4 (پ) نمونه PT1-5-12-4.

Fig. 11. Different forms of distortional buckling in specimen by 1 mm thickness of CFS section (a) PT1-5-12-4 specimens; (b) PT1-8-6-4 specimen (c) PT1-5-12-4 specimen



شکل ۱۲. انواع مودهای لهیدگی در مقاطع سرد نورد شده به ضخامت ۱ میلیمتر (الف) لهیدگی با وسعت کم در نمونه PT1-5-12-4 (ب) لهیدگی با وسعت زیاد در نمونه PT1-8-6-4.

Fig. 12. Different forms of bearing failure modes in specimen by 1 mm thickness of CFS section (a) PT1-5-12-4 specimens; (b) PT1-8-6-4 specimen.

که به دلیل کماتش زود هنگام اعوجاجی است و با جلوگیری از آن، ظرفیت برشی کل اتصال افزایش می‌یابد.

۴-۲- نمونه‌ها با ضخامت مقطع سرد نورد شده ۲ میلیمتر

۴-۲-۱- ظرفیت باربری نهایی

ضخامت مقطع CSF یکی از مهمترین متغیرهایی است که بر عملکرد اتصال پیچی-اصطکاکی تأثیر می‌گذارد. همانطور که در جدول ۴ تصریح شده در نمونه های $t = 2\text{mm}$ ، حداقل و حداکثر P_m به ترتیب ۱۳،۱۷ و ۲۳،۴۷ کیلونیوتن است که مربوط به نمونه‌های PT2-5-8-4 و PT2-5-10-4 است. در نمونه‌های PT2-5-8-4، PT2-5-10-4 و PT2-5-12-4 توسط $F_{ub} = 500\text{MPa}$ (رده مقاومتی ۵/۶)، با افزایش قطر از ۸ به ۱۲ میلیمتر، P_m ۶۷/۸ درصد افزایش می‌یابد. (شکل ۱۰ (پ) را ببینید). همچنین، در نمونه‌هایی با $F_{ub} = 800\text{MPa}$ (رده مقاومتی ۸/۸)، زمانی که d_b از ۸ به ۱۲ میلی متر تغییر می کند، P_m ۳۴/۱ افزایش می‌یابد (شکل ۱۰ (ت) را ببینید). در نمونه‌هایی که d_b مشابه دارند، با افزایش رده مقاومتی پیچ از ۵/۶ به ۸/۸، P_m به ترتیب به ۱/۶ و ۳۲/۸۷ درصد افزایش می‌یابد.

با مقایسه نتایج بدست آمده برای نمونه با $t=1$ و ۲ میلیمتر، مشخص می‌شود که در نمونه‌های $t=2\text{mm}$ ، P_m در نمونه‌هایی با متغیرهای یکسان، با افزایش t از ۱ به ۲ میلیمتر در نمونه‌های PT1-5-10-4، PT1-5-12-4، PT1-8-10-4 و PT1-8-8-4، ظرفیت برشی اتصال به ترتیب ۱۱۴/۸٪، ۲۵۸/۸٪، ۲۶۳/۶٪، ۱۶۶/۳٪ و ۲۳۷٪ افزایش می‌یابد. کمترین افزایش مربوط به نمونه PT1-5-8-4 با ۱۱۴/۸ درصد به دلیل شکست برشی پیچ می‌باشد. همانطور که در قسمت قبل توضیح داده شد، در نمونه‌ها با $t = 1$ میلیمتر، به دلیل کماتش زود هنگام مقاطع CFS، ظرفیت بتن و پیچ به درستی استفاده نشده، اما در نمونه‌ها با $t = 2$ میلی‌متر، کماتش زود هنگام در بخش‌های CFS رخ نداده از این رو، ظرفیت برشی اتصال بهبود می‌یابد.

۴-۲-۲- شکل پذیری

در نمونه‌های با $t = 2$ میلیمتر، در PT2-5-8-4 و PT2-8-10-4 با کمترین و بیشترین لغزش نهایی، مقادیر δ_u به ترتیب ۹/۳ و ۲۲/۱۶ میلیمتر است. در نمونه PT2-5-8-4 به دلیل شکست برشی پیچ‌ها، با کاهش لغزش، شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. علاوه بر این، در نمونه‌های با $F_{ub} = 500\text{MPa}$ (رده مقاومتی ۵/۶)، δ_u با تغییر d_b از ۸ تا ۱۲ میلیمتر به ۵۶/۲۳٪ افزایش می‌یابد. همچنین در نمونه‌هایی که $F_{ub} = 800\text{MPa}$

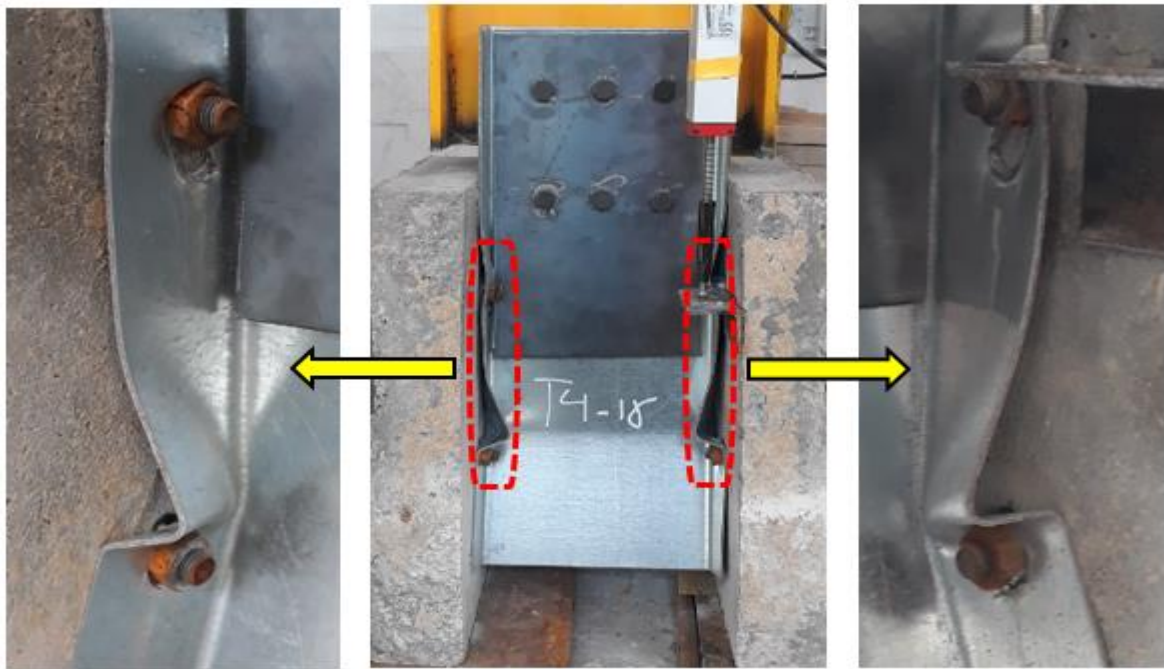
دارند، δ_u زمانی رخ داده که اندازه پیچ از ۸ به ۱۰ میلیمتر افزایش یافته است. بررسی دقیق نمونه‌هایی که اندازه پیچ یکسان اما رده مقاومتی پیچ متفاوت دارند، با افزایش از ۵/۶ به ۸/۸، δ_u افزایش می‌یابد، که در نهایت شکل‌پذیری اتصال را افزایش می‌دهد (شکل ۱۰ (خ)). به عنوان مثال، شکل ۱۰ (چ) افزایش درجه پیچ از ۵/۶ به ۸/۸ را نشان می‌دهد که نه تنها از شکست برشی پیچ جلوگیری می‌کند، بلکه ظرفیت برشی نهایی و شکل‌پذیری را نیز بهبود می‌بخشد.

شایان ذکر است که نمونه با $t = 2$ میلیمتر شکل‌پذیری بیشتری دارند. با افزایش t در نمونه‌های PT1-5-10-4، PT1-5-12-4، PT1-8-10-4 و PT1-8-8-4، شکل‌پذیری ۲۴/۹۵٪، ۵۹/۳۲٪، ۱۱۲/۷۱٪ و ۲۰۶/۵٪ افزایش می‌یابد. همچنین، در نمونه‌هایی با ضخامت $t = 2$ میلیمتر، تأثیر C مورد بحث قرار می‌گیرد. مشابه نمونه‌ها با $t = 1$ میلیمتر، در نمونه PT2-5-12-4، افزایش C از ۴ به ۸ میلیمتر δ_u ۲۵/۴۹٪ کاهش می‌یابد (شکل ۱۰ (ذ)) اگرچه لغزش مشخصه (۶ میلی‌متر) پیشنهاد شده در EC4 به دست آمده است. بنابراین، نتیجه‌گیری می‌شود که این اتصالات در تیرهای مرکب به ضخامت ۱ و ۲ میلیمتر مقاطع CFS شکل‌پذیر هستند.

۴-۲-۳- مودهای شکست

در نمونه‌های $t=2\text{mm}$ ، مشابه نمونه‌های $t=1\text{mm}$ ، مودهای کماتش اعوجاجی و لهیدگی حالت شکست غالب هستند. بسته به رده مقاومتی پیچ، شکست برشی پیچ‌ها در برخی از نمونه‌ها رخ می‌دهد (شکل ۱۵ را ببینید). در نمونه‌های با $F_{ub} = 500$ مگاپاسکال (رده مقاومتی ۵/۶)، نمونه PT2-5-8-4 شامل شکست برش پیچ‌ها و مودهای شکست لهیدگی است، در حالی که در PT2-5-10-4 و PT2-5-12-4، مودهای خرابی، لهیدگی و کماتش اعوجاجی بودند. همچنین شکست برشی پیچ‌ها مانع از رسیدن نمونه به لغزش نهایی می‌شد که از لغزش کم نمونه‌های PT2-5-8-4 و PT2-5-10-4 نسبت به سایر نمونه‌ها مشهود بود.

با افزایش F_{ub} از ۵/۶ به ۸/۸ هیچ شکست برش در پیچ‌ها در دو نمونه PT2-8-10-4، PT2-8-8-4 رخ نداده است. واضح است که افزایش رده مقاومتی پیچ از شکست برشی پیچ‌ها جلوگیری می‌کند که به نوبه خود باعث بهبود عملکرد اتصال می‌شود. به عنوان مثال در نمونه PT2-5-8-4 با افزایش رده مقاومتی پیچ، نه تنها ظرفیت برشی نهایی و لغزش نهایی به ترتیب به ۳۲/۸ و ۸۸/۹۲ درصد افزایش یافته، از شکست برشی پیچ‌ها جلوگیری شده است. به شکل ۱۰ (ح) مراجعه کنید.



شکل ۱۳. مودهای کمانش اعوجاجی و لهیدگی در نمونه PT2-8-12-4.

Fig. 13. Distortion buckling and bearing modes in specimen PT2-8-12-4.

۵- نتیجه‌گیری

عملکرد اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS با استفاده از تست پوش اوت مطابق با EC4 مورد بررسی قرار گرفت. تأثیر چهار متغیر شامل قطر (d_b) و مقاومت پیچ (F_{ub})، ضخامت مقطع (CFS) و فاصله (t) بین سطح پیچ و سوراخ بتن، بررسی شد. از این رو برای بررسی قطر و مقاومت پیچ، پیچ با $d_b = 6$ و $d_b = 8$ ، ۱۰ و ۱۲ میلیمتر با رده‌های مقاومتی ۵/۶ و ۸/۸ در نظر گرفته شد. همچنین از دو نوع مقطع CFS با $t = 1$ و ۲ میلیمتر و $C = 4$ و ۸ میلیمتر استفاده شد. ۱۷ نمونه در مقیاس کامل با مونتاژ دال‌های بتنی پیش‌ساخته، مقاطع CFS و پیچ و مهره‌ها ساخته شد. با انجام تست پوش اوت، در نهایت تأثیر متغیرهای مذکور بر ظرفیت برشی نهایی (P_m)، لغزش نهایی (δ_u)، شکل‌پذیری و مودهای شکست بررسی شد. با این حال، مطالعات آزمایشگاهی و عددی بیشتری برای شناسایی متغیرهای دیگری که بر عملکرد این اتصالات تأثیر می‌گذارند و توسعه فرمول‌هایی برای طراحی تیرهای مقطع CFS مرکب با اتصالات برشی FGB مورد نیاز است. به صورت کلی رفتار این اتصالات متفاوت از رفتار اتصالات برشی ثابت بوده امکان باز شدن اتصال و استفاده از اجزای اتصال پس از بهره‌برداری از سازه، همسو با ماهیت صنعتی شدن سازه‌ها بوده و موجب کاهش زمان و

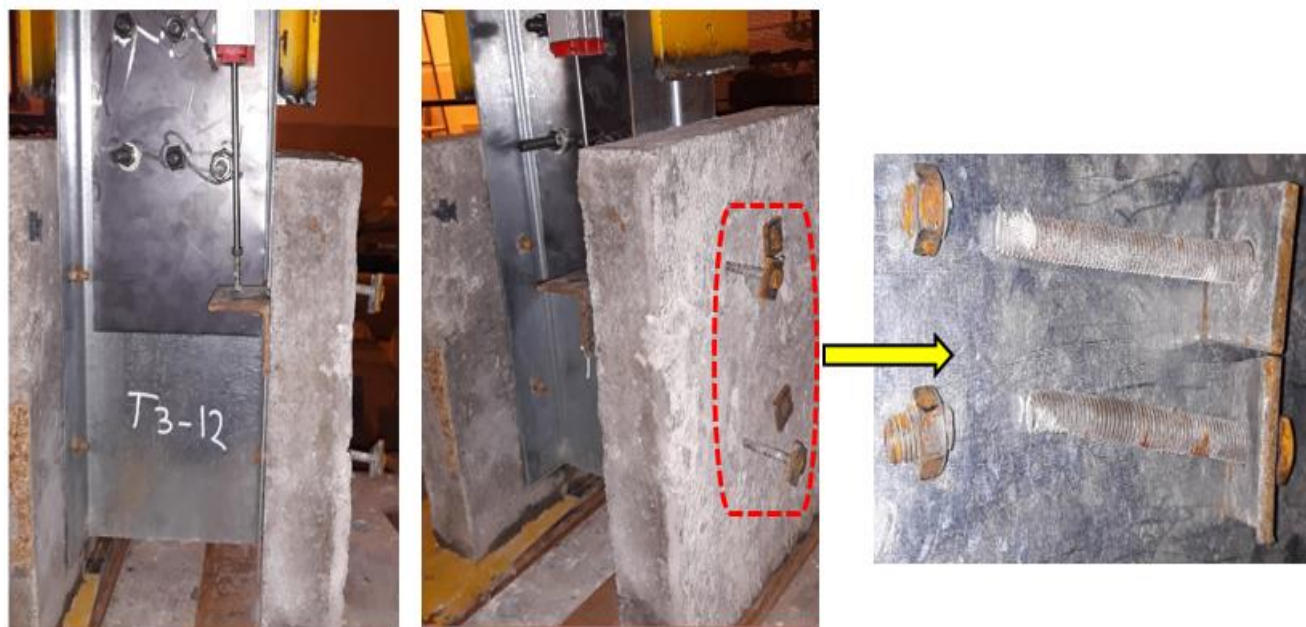
قابل توجه است که در نمونه‌های $t = 2$ میلیمتر، شدت حالت لهیدگی با نمونه‌های $t = 1$ میلیمتر متفاوت بود. در نمونه‌های $t = 2$ mm، $F_{ub} = 500$ MPa و $d_b = 8$ و ۱۰ میلیمتر به دلیل ظرفیت بالاتر مقاطع CFS و شکست برشی پیچ‌ها، مود لهیدگی قابل توجهی مشاهده نشد. همچنین در این نمونه‌ها مود کمانش اعوجاجی یا رخ نداده و یا بسیار کم بوده است. اما، نمونه PT2-5-12-4 و تمام نمونه‌های با رده مقاومتی پیچ ۸/۸، به دلیل استفاده همزمان از ظرفیت بخش‌های CFS و پیچ‌ها، لهیدگی و کمانش اعوجاجی به وضوح قابل مشاهده بودند (شکل‌های ۱۳ و ۱۴).

لازم به ذکر است که اگرچه تحقیقات گذشته معمولاً مودهای شکست نامطلوب ترک خوردگی و خرد شدن بتن را به عنوان مودهای غالب برای تیرهای مرکب با مقاطع فولادی نورد گرم و اتصالات برشی قابل بازشدن نشان می‌دهد، اما بر اساس مطالعه حاضر، در مقاطع CFS به دلیل ظرفیت کم لهیدگی اتصال، مود خرابی لهیدگی زود هنگام رخ می‌دهد. بنابراین ظرفیت فشاری بتن و ظرفیت برشی پیچ‌ها به درستی برآورد نمی‌شود. بنابراین خرد شدن و ترک خوردگی در صفحات بتنی در هیچ یک از نمونه‌ها مشاهده نشد. این باعث برتری آن نسبت به اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS می‌شود.



شکل ۱۴. مودهای کمانش اعوجاجی و تغییر شکل دهانه سوراخ در نمونه PT2-8-12-8.

Fig. 14. Distortion buckling modes and hole deformation in specimen PT2-8-12-8.



شکل ۱۵. شکست برشی پیچ در نمونه PT2-5-8-4.

Fig. 15. Bolt shear failure in specimen PT2-5-8-4.

مقاومتی پیچ از ۵/۶ به ۸/۸ P_m از ۴/۸ به ۸/۲٪ افزایش می‌یابد، در حالی که این مقدار برای نمونه‌ها با $t = 2\text{mm}$ از ۱/۶ به ۳۲/۸۷٪ افزایش می‌یابد. نتیجه‌گیری می‌شود که استحکام پیچ در نمونه‌هایی با مقطع CFS ضخیم تأثیر بیشتری بر ظرفیت برشی اتصال دارد.

• تأثیر افزایش قطر پیچ: در نمونه‌های با مقطع نازک CFS ($t = 1$ میلیمتر) و پیچ با رده مقاومتی ۵/۶ و ۸/۸ به دلیل ظرفیت باربری پایین در مقطع CFS، افزایش قطر پیچ تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت برشی اتصال ندارد. در نمونه‌های $t = 1$ میلیمتر و $F_{ub} = 500$ مگاپاسکال (رده مقاومتی ۵/۶)، با افزایش d_b از ۶ به ۸ میلیمتر، بیشترین افزایش P_m به ۳/۵ درصد و پیچ‌های با قطرهای ۱۰ و ۱۲ میلیمتر با همان افزایش می‌یابد. مقادیر P_m نسبت به ۸ میلیمتر تأثیر کمتری بر افزایش P_m داشتند، در حالی که رده مقاومتی ۸/۸ P_m با افزایش d_b از ۶ به ۱۰ میلیمتر، ۵/۹ درصد افزایش می‌یابد. در نمونه‌های با مقطع CFS ضخیم ($t = 2$ میلیمتر) و پیچ با رده مقاومتی ۵/۶ و ۸/۸ به دلیل ظرفیت باربری قابل قبول در مقطع CFS، افزایش قطر پیچ تأثیر بسزایی در ظرفیت برشی اتصال داشت. برای نمونه‌ها با $t = 2\text{mm}$ و رده مقاومتی ۵/۶، P_m با افزایش d_b از ۸ به ۱۲ میلیمتر، ۶۷/۸ درصد افزایش می‌یابد در حالی که این مقدار برای پیچ با رده مقاومتی ۸/۸ برابر ۳۴/۱ درصد است.

• تأثیر افزایش ضخامت ورق سرد نورد شده: با توجه به اینکه ظرفیت برشی نهایی اتصال به مود خرابی لهیدگی بستگی دارد، ضخامت مقطع CFS یکی از پارامترهای تأثیرگذار بر ظرفیت برشی اتصال بوده که افزایش و کاهش آن باعث تغییرات قابل توجهی در ظرفیت اتصال می‌شود. در نمونه‌ها با پارامترهای مشابه، با افزایش ضخامت مقطع فولادی از ۱ به ۲ میلیمتر، حداقل و حداکثر افزایش ظرفیت برشی نهایی اتصال به ترتیب ۱۱۴/۸ و ۲۶۳/۶ درصد بوده است. افزایش ضخامت تأثیر زیادی بر ظرفیت برشی اتصال دارد. ضخامت مقطع CFS یکی از پارامترهای موثر بر لغزش و شکل‌پذیری نهایی اتصال است. در نمونه‌ها با مشخصات یکسان، با افزایش ضخامت مقطع CFS از ۱ به ۲ میلیمتر، حداقل و حداکثر افزایش در لغزش نهایی اتصال به ترتیب ۲۴/۹۵ و ۲۰۶/۵ درصد بود.

• تأثیر فاصله بین پیچ و سوراخ دال بتنی: افزایش فاصله بین پیچ و سوراخ بتن از ۴ به ۸ میلیمتر باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال می‌شود و تأثیر زیادی بر ظرفیت برشی اتصال ندارد. شکل‌پذیری اتصال یکی از موارد

هزینه در اجرای سازه‌های سرد نورد شده می‌شود. مهم‌ترین نتایج به شرح زیر دسته‌بندی می‌شوند:

• رفتار مکانیکی اتصال (نمودار بار-لغزش): نمودار بار-لغزش برای اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS از سه ناحیه شامل: ۱- ناحیه اندرکنش برشی کامل، ۲- ناحیه اندرکنش برشی تقریباً صفر و ۳- ناحیه اندرکنش ترکیبی تشکیل شده است. در ناحیه اول اصطکاک سختی بسیار بالایی در اتصال ایجاد می‌کند که از لغزش اتصال جلوگیری می‌کند. در این منطقه نیروها از طریق اصطکاک منتقل می‌شوند. مرحله دوم با غلبه بر اصطکاک آغاز شده و به دلیل وجود فضای خالی در سوراخ دال بتنی، لغزش قابل توجهی در اتصال ایجاد می‌شود. در مرحله سوم، پیچ‌ها در برابر سطوح سوراخ دال بتنی و سوراخ مقطع CFS شروع به تحمل باربری می‌کنند.

• ظرفیت باربری اتصال برای مقاطع با ضخامت ورق سرد نورد شده ۱ و ۲ میلیمتر: برای اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS، بسته به قطر (d_b) و مقاومت (F_{ub}) پیچ و فاصله (C) بین سطح سوراخ بتن و پیچ، P_m در نمونه‌ها با $t = 1$ و ۲ میلیمتر به ترتیب دارای مقادیر ۵/۷۲ تا ۵۸/۶ کیلونیوتن و ۱۳/۱۷ تا ۲۳/۴۷ کیلونیوتن است.

• مودهای شکست: در نمونه‌های با $t = 1$ و ۲ میلیمتر برش پیچ، لهیدگی و کماتش اعوجاجی در ورق سرد نورد شده مودهای شکست غالب بودند. اگرچه کماتش اعوجاجی نیز در مطالعه آزمایشگاهی مشاهده شد، اما تأثیری بر ظرفیت برشی اتصال نداشت. شکست برشی پیچ نیز تنها در برخی از نمونه‌ها مشاهده شد.

• تأثیر مقاومت فشاری بتن: در هیچ یک از نمونه‌ها، به دلیل ظرفیت باربری پایین در مقاطع CFS و شکست برشی پیچ‌ها، ترک خوردگی و خرد شدن در دال‌های بتنی مشاهده نشد. بنابراین این مودهای خرابی از انتقال بار به دال‌های بتنی جلوگیری می‌کند و ظرفیت باربری اتصال را کاهش می‌دهد.

• تأثیر افزایش مقاومت پیچ: در نمونه‌های با مقاطع نازک CFS ($t = 1$ میلیمتر) به دلیل ظرفیت باربری کم، از مقاومت کششی پیچ به درستی استفاده نمی‌شود و مود خرابی لهیدگی باعث کاهش ظرفیت برشی اتصال می‌شود. این در حالی است که در نمونه‌های با مقطع CFS ضخیم ($t = 2$ میلیمتر) به دلیل ظرفیت باربری قابل قبول، از مقاومت کششی پیچ به درستی استفاده می‌شود. بنابراین کاهش زود هنگام ظرفیت باربری اتصال دیده نمی‌شود. برای نمونه‌ها با $t = 1$ میلیمتر، با افزایش رده

- [2] R.P. Johnson, Composite Structures of Steel and Concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings, John Wiley & Sons 2018.
- [3] D. Oehlers, M. Bradford, Composite steel and concrete structural members: fundamental behavior, Eng Struct 18 (1996) 558.
- [4] I.M. Viest, Composite construction design for buildings, (1997).
- [5] Q. Han, Y. Wang, J. Xu, Y. Xing, Static behavior of stud shear connectors in elastic concrete-steel composite beams, Journal of Constructional Steel Research 113 (2015) 115-126.
- [6] Y. Xing, Q. Han, J. Xu, Q. Guo, Y. Wang, Experimental and numerical study on static behavior of elastic concrete-steel composite beams, Journal of Constructional Steel Research 123 (2016) 79-92.
- [7] Q. Han, Y. Wang, J. Xu, Y. Xing, G. Yang, Numerical analysis on shear stud in push-out test with crumb rubber concrete, Journal of Constructional Steel Research 130 (2017) 148-158.
- [8] Q. Han, G. Yang, J. Xu, Y.-H. Wang, Fatigue analysis of crumb rubber concrete-steel composite beams based on XFEM, Steel and Composite Structures, An International Journal 25(1) (2017) 57-65.
- [9] [45] G.J. Hancock, Design of Cold-Formed Steel Structures: to Australian/New Zealand Standard AS/NZS 4600: 2016 Australian Institute of Steel Construction (2016).
- [10] M. Cosut, S.M. Mojtabaei, S. Shakeel and et al. Seismic performance assessment of CFS strap-braced walls using optimised sections. ce/papers, (2025) 1145-1150.
- [11] M. Zeynalian, Numerical study on seismic performance of cold formed steel sheathed shear walls, Advances in Structural Engineering 18(11) (2015) 1819-1829.
- [12] M. Zeynalian, S. Bolkhari, P. Rafeei, Structural performance of cold-formed steel trusses used in electric power substations, Journal of Constructional Steel Research 147 (2018) 53-61.
- [13] G.Y. Matsubara, E.d.M. Batista, G.C. Salles, Lipped channel cold-formed steel columns under local-

در طراحی خمشی تیرهای مرکب است. در اتصالات برشی FGB، شکل پذیری مورد نظر EC4 را می‌توان با افزایش فاصله به دست آورد.

- در همه نمونه‌ها فقط نمونه‌هایی با رده مقاومتی پیچ ۵/۶ دارای شکست برشی بودند به طوری که در نمونه‌ها با $t=1\text{mm}$ و پیچ‌های $d_b=6\text{mm}$ و در نمونه‌های $t=2\text{mm}$ و پیچ‌های $d_b=8$ و 10 میلی‌متر شکست برشی ایجاد می‌شود. در هیچ یک از نمونه‌های با رده مقاومتی پیچ ۸/۸، پیچ‌ها شکست برشی نداشتند.
- شکل‌پذیری اتصال: لغزش مشخصه ($0.9\delta_u$) همه نمونه‌ها به جز PT1-5-12-8 بیش از ۶ میلی‌متر بود، بنابراین اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب با مقاطع CFS بر اساس EC4 به عنوان اتصالات شکل‌پذیر در نظر گرفته می‌شوند.
- استفاده از روابط EC4 (معادله ۱) منجر به طراحی بسیار محافظه کارانه اتصالات برشی می‌شود. این روابط برای تعیین ظرفیت برشی اتصالات برشی ثابت از نوع گل‌میخ در مقاطع فولادی نورد گرم می‌باشد. در این روابط، شکست برشی پیچ و خرد شدن بتن مشاهده شد، در حالی که مودهای شکست لهدگی مقاطع CFS در نظر گرفته نشد. بنابراین استفاده برای طراحی اتصالات برشی FGB در تیرهای مرکب CFS توصیه نمی‌شود.

۶- پیشنهاد

هدف اصلی استفاده از اتصالات پیچی-اصطکاکی در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده، جذب انرژی زلزله و استهلاک آن است. ایجاد اصطکاک در اتصال موجب جذب انرژی شده و نیروی جانبی وارد بر اتصال را خنثی می‌نماید. در این پژوهش به مفاهیم پایه، بنیادی و در نهایت معرفی اتصال و نحوه عملکرد آن در تیرهای مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده پرداخته شد اما در واقعیت شناسایی رفتار دقیق تر این اتصال در سازه‌ها، مستلزم شناسایی عملکرد اتصال تحت بارهای چرخه‌ای می‌باشد که پیشنهاد می‌گردد محققین با تکیه بر نتایج استخراج شده از این مقاله، به بررسی رفتار این اتصالات در تیرهایی مرکب با مقطع فولادی سرد نورد شده تحت بارهای چرخه‌ای بپردازند.

منابع

- [1] N. Jianguo, Y. Zhiwu, Research and practice of composite steel-concrete beams in China, China Civil Engineering Journal 32(2) (1999) 3-8.

- [23] A. Ataei, Modelling of demountable steel-concrete composite connections: Validation of finite element model and parametric study, *Journal of Constructional Steel Research* 198 (2022) 107585.
- [24] Y. Zhang, B. Chen, A. Liu, Y.-I. Pi, J. Zhang, Y. Wang, L. Zhong, Experimental study on shear behavior of high strength bolt connection in prefabricated steel-concrete composite beam, *Composites Part B: Engineering* 159 (2019) 481-489.
- [25] X. Liu, M.A. Bradford, M.S. Lee, Behavior of high-strength friction-grip bolted shear connectors in sustainable composite beams, *Journal of Structural Engineering* 141(6) (2015) 04014149.
- [26] A. Ataei, M. Zeynalian, A study on structural performance of deconstructable bolted shear connectors in composite beams, *Structures*, Elsevier, (2021) 519-533.
- [27] Z. Fang, W. Liang, H. Fang, H. Jiang, S. Wang, Experimental investigation on shear behavior of high-strength friction-grip bolt shear connectors in steel-precast UHPC composite structures subjected to static loading, *Engineering Structures* 244 (2021) 112777.
- [28] Z. Fang, L. Hu, H. Jiang, S. Fang, G. Zhao, Y. Ma, Shear performance of high-strength friction-grip bolted shear connector in prefabricated steel-UHPC composite beams: Finite element modelling and parametric study, *Case Studies in Construction Materials* (2023) e01860.
- [29] A.A. Chiniforush, A. Ataei, M.A. Bradford, Experimental study of deconstructable bolt shear connectors subjected to cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research* 183 (2021) 106741.
- [30] Y. Shi, K. Yang, Y. Guan, X. Yao, L. Xu, H. Zhang, The flexural behavior of cold-formed steel composite beams, *Engineering Structures* 218 (2020) 110819.
- [31] S. Bamaga, M.M. Tahir, C. Tan, P. Shek, R. Aghlara, Push-out tests on three innovative shear connectors for composite cold-formed steel concrete beams, *Construction and Building Materials* 223 (2019) 288-298.
- [32] A.A.S. Armo, A. Saggaff, M.M. Tahir, S.P. Ngian, A. distortional buckling mode interaction, *Thin-Walled Structures* 137 (2019) 251-270.
- [14] Y. Xingyou, G. Yanli, L. Yuanqi, Effective width method for distortional buckling design of cold-formed lipped channel sections, *Thin-Walled Structures* 109 (2016) 344-351.
- [15] M. Zeynalian, H.R. Ronagh, Seismic performance of cold formed steel walls sheathed by fibre-cement board panels, *Journal of Constructional Steel Research* 107 (2015) 1-11.
- [16] EN1994-1-1: Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rule for Buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium,, (2004).
- [17] A. Ataei, M.A. Bradford, H.R. Valipour, Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures, *Journal of Structural Engineering* 141(9) (2015) 04014211.
- [18] A. Ataei, A low-carbon deconstructable steel-concrete composite framed system with recyclable beam and slab components, *UNSW Sydney* (2016).
- [19] A. Ataei, M.A. Bradford, X. Liu, Experimental study of composite beams having a precast geopolymer concrete slab and deconstructable bolted shear connectors, *Engineering Structures* 114 (2016) 1-13.
- [20] A. Ataei, M.A. Bradford, X. Liu, Experimental study of flush end plate beam-to-column composite joints with precast slabs and deconstructable bolted shear connectors, *Structures*, Elsevier, (2016) 43-58.
- [21] A. Ataei, M.A. Bradford, H.R. Valipour, Finite element analysis of HSS semi-rigid composite joints with precast concrete slabs and demountable bolted shear connectors, *Finite Elements in Analysis and Design* 122 (2016) 16-38.
- [22] A. Ataei, M.A. Bradford, H.R. Valipour, X. Liu, Experimental study of sustainable high strength steel flush end plate beam-to-column composite joints with deconstructable bolted shear connectors, *Engineering Structures* 123 (2016) 124-140.

- Push-out tests on bolted shear connectors in composite cold-formed steel beams, *Thin-Walled Structures* 164 (2021) 107831.
- [38] M. Hosseinpour, M. Zeynalian, M. Daei, A. Ataei, Numerical study on behavior of bolted shear connector used in composite cold-formed steel beams, *Thin-Walled Structures* 177 (2022) 109377.
- [39] American Iron and Steel Institute Standard, north American specification for the design of cold-formed steel structural members, (2016).
- [40] ASTM, standard test methods for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens (C496/C496M11), American society for testing and materials, Philadelphia, Pennsylvania (2017).
- [41] ASTM, standard test Method for compressive strength of cylindrical concrete specimens (C39/C39M-14a), American society for testing and materials, Philadelphia, Pennsylvania (2015).
- [42] M. Zeynalian, A. Shelley, H.R. Ronagh and S. Hatami, Experimental investigation into the capacity of cold-formed screwed steel strap bracing connections, *Advanced Steel Construction*, 14 (2018) 562-588.
- Sulaiman, M.N. Salih, Behaviour of rebar shear connector in a push test for composite beam with cold-formed steel section, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, (2019), p. 012037.
- [33] T. Alhajri, M. Tahir, M. Azimi, J. Mirza, M. Lawan, K. Alenezi, M. Ragaei, Behavior of pre-cast U-Shaped Composite Beam integrating cold-formed steel with ferro-cement slab, *Thin-Walled Structures* 102 (2016) 18-29.
- [34] M. Hosseinpour, M. Zeynalian, A. Ataei, M. Daei, An experimental study on structural performance of U-shaped shear connector in composite cold-formed steel floor joists, *Engineering Structures* 249 (2021) 113379.
- [35] M.M. Lawan, M.M. Tahir, J. Mirza, Bolted Shear connectors performance in self-compacting concrete integrated with cold-formed steel section, *Latin American Journal of Solids and Structures* 13 (2016) 731-749.
- [36] M.M. Tahir, M.M. Lawan, A. Saggaff, J. Mirza, Influence of shear connector size on ultimate strength in composite construction with cold-formed steel channel lipped section, *Review of Industrial Engineering Letters* 3(1) (2016) 1-10.
- [37] M. Hosseinpour, M. Zeynalian, A. Ataei, M. Daei,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Shakarami, M. Zeynalian, A. Ataei, *Experimental Study on Behavior of Friction-grip Bolted Shear Connectors in Composite Beams with Cold-Formed Steel Section*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 58(2) (2026) 171-196.

DOI: [10.22060/ceej.2026.23246.8135](https://doi.org/10.22060/ceej.2026.23246.8135)

