



Numerical and Experimental Assessment of Seismic Behavior of Rigid I-Beam to Circular Steel-Box Column Connections

Abdulrahman Kamil Aakool AL-Hureshat¹, Mehrzad TahamouliRoudsari^{1*}, AllahReza Moradi Garoosi², Mohsen Oghabi¹

¹ Department of Civil Engineering, Ker.C., Islamic Azad University, Kermanshah, Iran.

² Department of Civil Engineering, Sa.C., Islamic Azad University, Sanandaj, Iran.

ABSTRACT: In this study, the seismic behavior of an I-beam to hollow circular column connection with a steel box was investigated. In the first phase, three experimental samples with different stiffener configurations were subjected to quasi-static cyclic loading. The first sample, designed with four internal stiffeners to transfer forces from the box to the column (baseline model), was analyzed. The second sample added two internal stiffeners aligned with the beam flanges, while the third sample incorporated external stiffeners at the beam-to-box connection along with an internal arrangement similar to the first sample. After cyclic loading, stiffness, ultimate moment, ductility, and cumulative energy absorption were extracted from the moment-rotation curves. Additionally, the connection's rotation and maximum strain in the main members of each sample were measured. Based on the experimental results, a calibrated finite element model for the second sample (due to better performance) was developed, and the effect of steel box thickness in the range of 4 to 14 mm on these responses and connection stiffness was assessed. The main objective of the numerical studies was to determine the minimum thickness beyond which responses became insensitive to further increases in thickness. Experimental results showed that the use of internal stiffeners aligned with the beam flanges improved the connection's performance, increasing the ultimate moment, elastic stiffness, and ductility. Numerical results indicated that with a steel box thickness at least 2 mm greater than the beam flange thickness, the responses became independent of further thickness increases, and the connection was classified as rigid.

Review History:

Received: Sep. 17, 2025

Revised: Nov. 08, 2025

Accepted: Nov. 25, 2025

Available Online: Dec. 01, 2025

Keywords:

Rigid Connection

Circular Column

Steel Box

Stiffener

Seismic Performance

1- Introduction

In seismic design, the proper detailing of beam-to-column connections is paramount for ensuring the integrity and energy dissipation capacity of steel moment frames [1]. Moment frames dissipate seismic energy primarily through the formation of plastic hinges in the beam or connection zone. However, historical earthquakes, such as Northridge, highlighted the vulnerability of poorly designed connections, leading to brittle failures. Consequently, the development of robust, ductile, and easily constructible rigid connections, especially for structures incorporating hollow circular steel columns (HCSCs), remains a key research priority [2].

Existing rigid connection details for HCSCs often suffer from geometrical complexity, high manufacturing costs, or requirements for local column cutting (e.g., through-plate or external diaphragm solutions) [3, 4]. This study introduces a novel, practical, and reinforced steel box connection detail that eliminates the need for complex internal plates or column interruption. The box, reinforced with internal and external stiffeners, effectively transfers flexural and shear forces

from the I-beam to the HCSC across four distinct directions, simplifying fabrication and reducing construction time. The research combines experimental testing and numerical analysis to thoroughly evaluate this proposed detail, focusing on the impact of various stiffener configurations and steel box thickness on seismic performance indicators. The configuration of the proposed model in this study is illustrated in Fig. 1.

2- Experimental Program and Specimen Details

Three full-scale beam-to-column connection specimens were fabricated to evaluate the effect of different stiffener configurations on the seismic performance of the proposed I-beam to hollow circular column (HCSC) steel box connection. All specimens shared identical components: an IPE180 beam ($L=1500$ mm), an HCSC ($\text{Ø}220$ mm, $t=8$ mm, $L=2000$ mm), and an 8 mm thick steel box (300×300 mm). The design rigorously followed the strong-column/weak-beam criterion, ensuring that plastic action was concentrated in the connection zone or the beam. The column ends were

*Corresponding author's email: mtrfkh@yahoo.com



fixed to the rigid laboratory floor to simulate fixed boundary conditions. The key variable was the arrangement of stiffeners within the steel box:

- Specimen ES1 (Baseline): Contained four internal stiffeners connecting the steel box to the column wall, serving as the reference configuration.
- Specimen ES2 (Best Performance): Included the four ES1 stiffeners plus two additional internal stiffeners aligned with the beam flanges, functioning similarly to continuity plates and providing a direct force-transfer path.
- Specimen ES3 (External Stiffeners): Maintained ES1's internal layout and added two external stiffener plates at the beam-to-box interface to locally strengthen the box plate.
- All samples were subjected to quasi-static cyclic loading based on the ATC-24 protocol [5], and testing continued until a noticeable drop in load capacity or clear failure signs such as buckling or fracture appeared. Key performance indicators—including ultimate moment (M_u), elastic stiffness (K_e), ductility (μ), and cumulative energy dissipation (CED)—were obtained from the hysteretic moment-rotation curves. The three specimens exhibited distinctly different behaviors, emphasizing the importance of stiffener configuration.
- Specimen ES1 performed weakly, failing early due to substantial plastic deformation in the box plate and mobilizing only 7.24 kN·m (17%) of the beam's plastic moment ($M_p = 43.8$ kN·m). This showed that four internal stiffeners were insufficient to transfer the full moment.
- Specimen ES2 showed the best seismic response, forming the desired plastic hinge in the beam and reaching 43.22 kN·m (99% of M_p), fully utilizing beam capacity. Specimen ES3 improved over ES1, achieving 32.56 kN·m (74% of M_p), but failure was still controlled by box plate yielding and weld fracture at 0.05 rad.
- Performance comparisons clearly highlight the superiority of ES2: its ultimate moment was about six times that of ES1 and 1.3 times that of ES3; its elastic stiffness ($K_e = 3450$ kN·m/rad) was roughly twelve times ES1; and its ductility ($\mu=6.0$) and energy dissipation (CED = 38.22 kN·m) were far greater, with CED about 9.5 times higher than ES1.

Overall, the results confirm that internal stiffeners aligned with the beam flanges (ES2) provide the most effective force transfer, ensuring full beam capacity mobilization and the intended plastic hinge mechanism, making ES2 the optimal rigid connection configuration.

3- Numerical Analysis and Discussion

Following the identification of Specimen ES2 as the best-performing configuration, a finite element (FE) model was developed and validated in Abaqus using the same geometry and material properties as the test. The four-node shell model accurately reproduced the experimental hysteretic response and captured the intended plastic hinge, as confirmed by the Von Mises stress concentration in the beam flange and web.

The validated model was then used to study the effect of

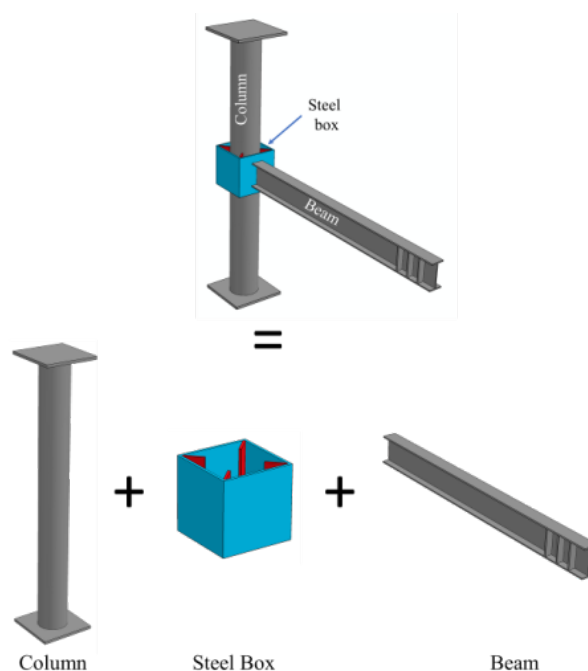


Fig. 1. Configuration of the proposed connection model.

steel box plate thickness, varied from 4 to 14 mm, to identify the minimum required for stable performance and rigid behavior.

Results showed a strong dependence of ultimate moment, stiffness, and energy dissipation on plate thickness, with all performance gains leveling off at 10 mm, where indicators exceeded 95% of their maximum values. Stress patterns also revealed that thin plates localized stresses in the box, preventing hinge formation, while plates of 10 mm or more shifted stresses into the beam, enabling the desired energy-dissipation mechanism.

4- Connection Rigidity Classification

The influence of t_{box} on the connection's rigidity was evaluated according to the AISC 360-16 specification, which classifies connections based on the ratio of their initial stiffness (K) to the beam stiffness (EI/L). The analysis showed that connections with $t_{\text{box}} = 4$ mm, 6 mm, and 8 mm were classified as semi-rigid, falling within the specified $2EI/L$ to $20EI/L$ range. Importantly, the connection achieved full rigid classification (exceeding $20EI/L$) when the thickness reached 10 mm ($t_{\text{box}}/t_f = 1.25$). This transition point is critical for design, confirming that t_{box} acts structurally similar to increasing the depth of a cantilever beam supported by column stiffeners; increasing its thickness substantially enhances flexural resistance and rotational stiffness, shifting the connection behavior from semi-rigid to rigid. This finding establishes a key design requirement directly linked to the thickness ratio, highlighting that the minimum effective box thickness must be carefully considered during the design process.

5- Conclusions

The combined numerical and experimental investigations into the seismic performance of the I-beam to circular column connection with a stiffened steel box lead to the following key conclusions:

The use of internal stiffeners aligned with the beam flanges (ES2) proved to be the most effective configuration. This detail enabled the connection to mobilize 99% of the beam's flexural capacity and enforce the desired plastic hinge formation in the beam. This superior configuration resulted in an ultimate moment approximately six times greater and an elastic stiffness nearly twelve times greater than the baseline model (ES1). Ductility and energy absorption: The best-performing model (ES2) demonstrated high resilience and energy dissipation capacity, achieving a ductility index of 6.0 and a cumulative energy dissipation capacity approximately 9.5 times greater than the reference model (ES1).

The connection performance is highly sensitive to the steel box thickness. Performance saturation and the transition to rigid classification occur when the steel box thickness (t_{box}) is at least 2 mm greater than the beam flange thickness (t_f), that is, $t_{\text{box}} / t_f \geq 1.25$. For the tested IPE180 beam ($t_f = 8$ mm), the minimum effective thickness is 10 mm.

References

- [1] A. Solhmirzaei, m. TahamouliRoudsari, B. Hosseini Hashemi, Proposing a New Detailing Scheme for Rigid Connection with Endplate without the Need for Welding in Column, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(Special Issue 4) (2022) 411-438.
- [2] M. Gerami, A. Zarei, M. Ghaderi, Effect of low cycle fatigue on steel moment frames with prequalified rigid connections (bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections), *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 3) (2019) 149-162.
- [3] M.M. Ahmadi, S.R. Mirghaderi, N. Bakhshayesh Eghbali, Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column, *Engineering Structures*, 267 (2022) 114695.
- [4] M. Tahamouli Roudsari, S. Sohaei, M. Torkaman, S.A. Safaee, S. Tahmasebi, S. Mohammadi, M.M. Ghiasvand, Presenting a New Detail for the Rigid Connection Between I-Shaped Beam and Concrete-Filled Steel Tube Column with Stiffened Channel Link, *International Journal of Steel Structures*, 20(2) (2020) 655-667.
- [5] H. Krawinkler, Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, Applied Technology Council, 1992.



ارزیابی عددی و آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای اتصال صلب تیر به ستون دایره‌ای با جعبه فولادی

عبدالرحمن کامل عاکول الپه‌ریشات^۱، مه‌رزاد تحملی رودسری^{۱*}، الله رضا مرادی گروسی^۲، محسن عقابی^۱

۱- دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران.
۲- دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، واحد سنندج، دانشگاه آزاد اسلامی، سنندج، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۴/۰۶/۲۶
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۸/۱۷
پذیرش: ۱۴۰۴/۰۹/۰۴
ارائه آنلاین: ۱۴۰۴/۰۹/۱۰

کلمات کلیدی:

اتصال صلب
ستون دایره‌ای
جعبه فولادی
سخت‌کننده
عملکرد لرزه‌ای

خلاصه: در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای اتصال تیر I به ستون دایره‌ای توخالی با استفاده از جعبه فولادی بررسی شد. در گام نخست، سه نمونه آزمایشگاهی با پیکربندی‌های مختلف سخت‌کننده تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مورد بررسی قرار گرفتند. نمونه اول با چهار سخت‌کننده داخلی برای انتقال نیرو از جعبه به ستون (مدل مینا) طراحی شد. نمونه دوم با افزودن دو سخت‌کننده داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر و نمونه سوم با سخت‌کننده‌های خارجی در محل اتصال تیر به جعبه همراه با آرایش داخلی مشابه نمونه اول ساخته شدند. پس از اعمال بارگذاری چرخه‌ای، شاخص‌های سختی، لنگر نهایی، شکل‌پذیری و جذب انرژی تجمعی از منحنی‌های لنگر-دوران استخراج شدند. همچنین، دوران چشمه اتصال و حداکثر کرنش در اعضای اصلی هر نمونه اندازه‌گیری گردید. در ادامه، با اتکا به نتایج آزمایشگاهی، مدل المان محدود کالیبره شده برای نمونه دوم (به دلیل عملکرد بهتر) توسعه یافت و اثر ضخامت جعبه فولادی در بازه ۴ تا ۱۴ میلی‌متر بر پاسخ‌های مذکور و نیز بر صلبیت اتصال ارزیابی شد. هدف اصلی از مطالعات عددی، تعیین حداقل ضخامتی بود که پس از آن، پاسخ‌ها نسبت به افزایش ضخامت حساسیت ناچیزی داشته باشند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که استفاده از سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر، عملکرد اتصال را بهبود بخشید و موجب افزایش لنگر نهایی، سختی الاستیک و شکل‌پذیری شد. نتایج عددی حاکی از آن بود که با انتخاب ضخامت جعبه فولادی حداقل ۲ میلی‌متر بیشتر از ضخامت بال تیر، پاسخ‌ها نسبت به افزایش ضخامت مستقل می‌شوند و اتصال در رده صلب قرار می‌گیرد.

۱- مقدمه

است که طراحی نادرست اتصال می‌تواند به شکست ترد منجر به شکست ترد و کاهش قابل توجه ظرفیت سازه شود [۵]. از این‌رو، توسعه و بهسازی اتصال‌های صلب و نیمه‌صلب، به‌ویژه طرح‌های دارای تمهیدات ویژه در مهندسی زلزله، همواره در اولویت بوده است تا سازه بتواند ضمن حفظ یکپارچگی، تغییرشکل‌های بزرگ را بدون گسیختگی تحمل کند [۶].

به دلیل جایگاه محوری اتصال‌های خمشی در عملکرد قاب‌های فولادی، پژوهش‌های گسترده‌ای طی دهه‌های اخیر انجام شده است. در ادامه، چند نمونه از مطالعات آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی این حوزه ارائه شده است. پژوهش‌های انجام‌شده درباره اتصال‌های صلب تیرهای اشکل به ستون‌های دایره‌ای فولادی با یا بدون پرشدگی بتن نشان می‌دهد که هم جزئیات اجرایی متنوع و هم شاخص‌های رفتار چرخه‌ای به‌طور منظم بررسی شده‌اند. احمدی و همکاران [۷] با به‌کارگیری ورق قائم عبوری در ناحیه اتصال، فرایند ساخت، مسیرهای انتقال نیرو و شکل‌پذیری در تغییرشکل‌های

در طراحی و اجرای سازه‌های فولادی، به‌ویژه در مناطق لرزه‌خیز، انتخاب سیستم مناسب مقاومت جانبی و دقت در جزئیات اتصال‌ها عامل اصلی ارتقای کیفیت پاسخ و عملکرد کل سازه است [۱]. سازه‌هایی که توانایی بالاتری در جذب و اتلاف انرژی دارند، در برابر زلزله‌های شدید رفتار کنترل‌شده‌تری از خود نشان می‌دهند و از گسترش خرابی جلوگیری می‌کنند [۲]. در این میان، قاب‌های خمشی به سبب شکل‌پذیری قابل توجه و ظرفیت اتلاف انرژی، همواره کانون توجه طراحان و آیین‌نامه‌های مرجع بوده‌اند [۳]. این قاب‌ها بارهای جانبی را عمدتاً از طریق لنگرهای خمشی ایجادشده در ناحیه اتصال‌ها تحمل می‌کنند و با شکل‌گیری مفصل‌های پلاستیک، انرژی زمین‌لرزه را مستهلک می‌سازند [۴]. با این حال، عملکرد مطلوب این سیستم‌ها به‌طور مستقیم به کیفیت و نوع اتصال تیر به ستون بستگی دارد. تجربه‌های پس از زلزله، به‌ویژه در زلزله نورث‌ریج، نشان داده

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mtrfkfkh@yahoo.com



طول صفحه اتصال ظرفیت‌های تسلیم و نهایی را تقویت می‌کند؛ یافته‌های مگاهد^۵ و همکاران و نیز ژانگ و همکاران این روند را نشان می‌دهد [۱۹]، [۲۰]. با وجود این، بسیاری از جزئیات تازه اگرچه از نظر مقاومت و شکل‌پذیری مناسب‌اند، به سبب پیچیدگی هندسی با چالش‌های اجرایی روبه‌رو می‌شوند؛ نمونه‌هایی از این دست در کارهای دنبات^۶ و چن بر اتصالات پیچی یک‌طرفه و نیز جدی^۷ و همکاران بر اتصالات پیچ غلاف‌دار لوله‌ای دیده می‌شود [۱۳]، [۲۱]. در پاسخ به این چالش‌ها، پاغله و همکاران با حذف ورق‌های پیوستگی داخلی و به‌کارگیری اتصال تیر عبوری همراه با سخت‌کننده‌های دوزنقه‌ای و قوسی، پایداری چرخه‌ای مناسبی را گزارش کردند [۱۲]. پراتیبا^۸ و نیکیل^۹ نشان دادند که پیکربندی‌های قابل‌تنظیم در اتصالات عبوری ستون‌های قوطی و استفاده از سخت‌کننده‌ها می‌تواند جذب انرژی را افزایش دهد [۲۲]. ضایبی‌فر و همکاران با مقایسه حالت‌های با و بدون سخت‌کننده، به‌ویژه در آرایش‌های پیرامونی ستون، نشان دادند که سختی و مقاومت اتصال به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش یافته است [۲۳].

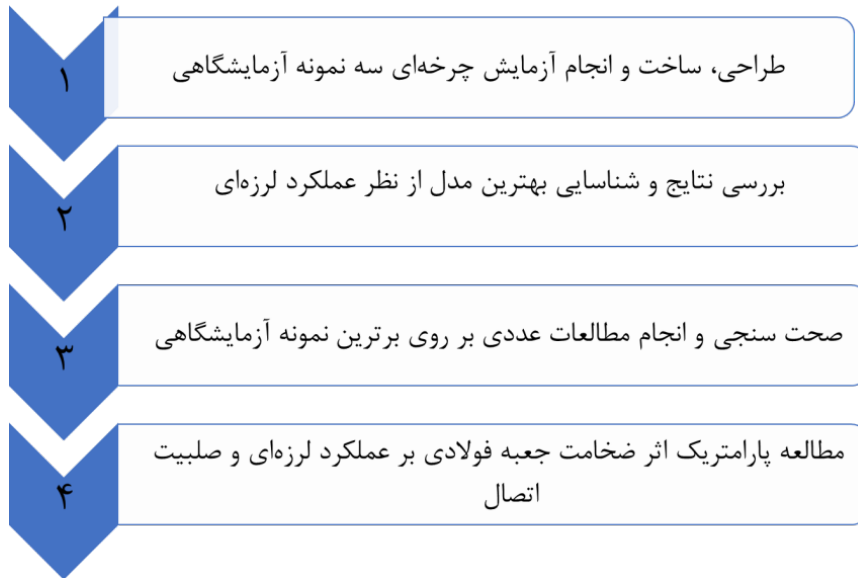
با وجود مطالعات جامع در حوزه اتصالات فولادی، همچنان خلاء پژوهشی مهمی در ارائه جزئیات اتصالات صلب با قابلیت اجرایی بالا برای ستون‌های دایره‌ای فولادی توخالی وجود دارد. اتصالات متداول با چالش‌هایی چون پیچیدگی‌های هندسی، هزینه‌های ساخت بالا و یا نیاز به قطع موضعی ستون در محل اتصال مواجه‌اند که کارایی آن‌ها را در پروژه‌ها محدود می‌سازد. نوآوری این تحقیق، معرفی جزئیات اتصال جدید بر پایه جعبه فولادی تقویت‌شده با سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی جعبه فولادی است. به‌منظور پر کردن این خلاء علمی و ارزیابی جامع طرح پیشنهادی، در گام نخست سه نمونه آزمایشگاهی با پیکربندی‌های متفاوت سخت‌کننده تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفتند. در ادامه، پس از شناسایی مدل آزمایشگاهی برتر، تحلیل‌های عددی بیشتر روی آن انجام شد تا حساسیت و رفتار پارامترهای لرزه‌ای شامل لنگر نهایی، سختی الاستیک، جذب انرژی و صلیبیت اتصال در برابر تغییرات ضخامت جعبه فولادی ارزیابی شود. شکل ۱، فلوجارت گام‌های اصلی تحقیق شامل طراحی، ساخت و انجام آزمایشات، صحت‌سنجی مدل‌های عددی و مطالعات پارامتریک را برای ارزیابی عملکرد اتصال‌های تیر به ستون ارائه می‌دهد

بزرگ را گزارش کردند. الرمیلی^۱ و عزیزینامینی^۲ [۶] جزئیات تیر عبوری به‌عنوان راه‌حل موثر برای اتصالات با ستون‌های پر شده با بتن ارائه شد و مدل برآورد مقاومت همراه با نمونه طراحی ارائه گردید. تحملی‌رودسری و همکاران [۸] در شش نمونه آزمایشگاهی مقیاس کامل نشان دادند ناودانی سخت‌شده نسبت به گزینه‌های مستقیم و ناودانی ساده، مقاومت را تا دو برابر و شکل‌پذیری را حدود ۵۰٪ بهبود می‌بخشد. دینگ^۳ و همکاران [۹] با استفاده از سخت‌کننده‌های داخلی و پیچ‌های رزوه‌شده پرمقاومت برای اتصال تیر به ستون لوله فولادی پر شده با بتن، سختی و ظرفیت کافی را در نتایج آزمایش و تحلیل تأیید کردند. شیت و همکاران [۱۰] دو جزئیات صفحه‌انتهایی با میل‌محور عبوری و تیر عبوری با نگهدارنده‌های پیچی را تحت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی کردند و رفتار شکل‌پذیر بدون گسیختگی موضعی و عملکرد هم‌تراز ستون‌های دایره‌ای و مربعی را گزارش دادند. در مطالعات عددی، سهایی و همکاران [۱۱] با مدل‌سازی در آباکوس و انجام بیش از ۲۰۰ تحلیل، رابطه‌ای برای حداقل ضخامت ناودانی سخت‌شده برحسب هندسه و اندازه تیر استخراج و صلیبیت اتصال را مطابق معیارهای آیین‌نامه‌ای ارزیابی کردند. در نهایت، پاغله^۴ و همکاران [۱۲] برای ستون‌های قوطی، با حذف ورق‌های پیوستگی داخلی و به‌کارگیری اتصال تیر عبوری و نسخه‌های تقویت‌شده دوزنقه‌ای و قوسی، حلقه‌های هیستریزس پایدار و کارایی مناسب لرزه‌ای را در نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان دادند.

علاوه‌بر این، پژوهش‌ها نشان می‌دهند که حذف ورق‌های پیوستگی یا سخت‌کننده‌های بیرونی در ناحیه اتصال تیر فولادی به ستون‌های دایره‌ای و مربعی پر شده با بتن، جوش میان بال تیر و ستون را تحت بارهای چرخه‌ای آسیب‌پذیر می‌کند. این آسیب‌پذیری موجب افت زود هنگام منحنی هیستریزس و کاهش عملکرد اتصال می‌شود [۱۳-۱۶]. برای بهبود شکل‌پذیری و افزایش اتلاف انرژی، به‌کارگیری سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی در محل اتصال تیر به ستون توصیه شده است. این موضوع در مطالعات آزمایشگاهی و عددی تأیید شده است، از جمله گزارش‌های جیبی و همکاران درباره سخت‌کننده‌های درون‌لوله‌ای در اتصالات تیر به ستون پر شده با بتن [۱۷]. همچنین، رونگ و همکاران رفتار هیستریزس ستون‌های فولادی پر شده با بتن را با جزئیات دیافراگم عبوری بررسی کرده‌اند [۱۸]. حضور بتن در ستون لوله فولادی ظرفیت نهایی را افزایش می‌دهد و افزایش

5. Megahed
6. Debnath
7. Jeddi
8. Prathiba
9. Nikhil

1. Elremaily
2. Azizinamini
3. Ding
4. Paghaleh



شکل ۱. فلوچارت مراحل تحقیق شامل طراحی، انجام آزمایشات و صحت‌سنجی مدل‌های عددی.

Fig. 1. Flowchart of the research steps including design, testing, and numerical model validation.

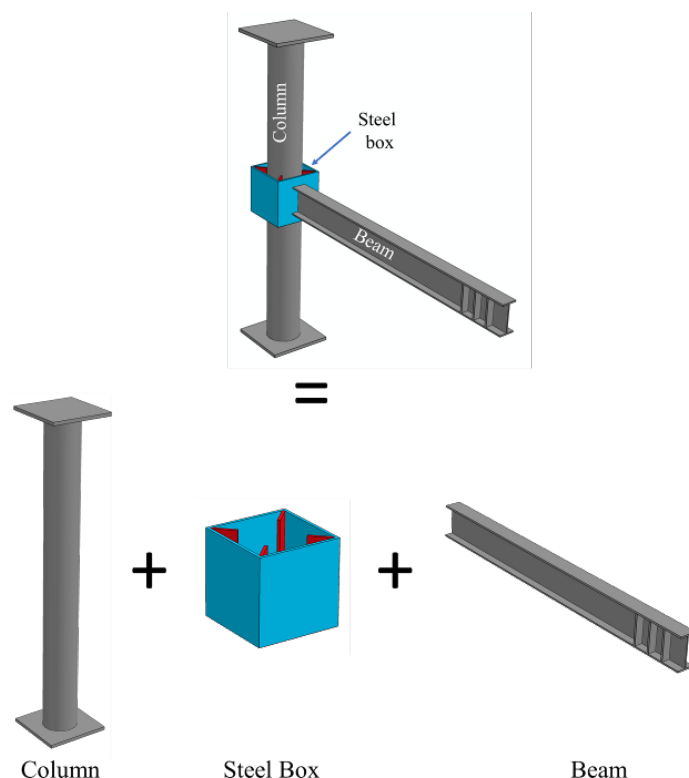
۲- پیکربندی مدل پیشنهادی

با توجه به پیچیدگی‌های ذاتی در طراحی و اجرای اتصالات صلب تیرهای I شکل به ستون‌های دایره‌ای، این پژوهش یک رویکرد نوآورانه با استفاده از جعبه فولادی تقویت‌شده با سخت‌کننده‌های داخلی را در محل اتصال معرفی می‌کند. این مدل پیشنهادی، برای غلبه بر چالش‌های هندسی و اجرایی طراحی شده و نیاز به جزئیات پیچیده و پرهزینه مانند ورق‌های پیوستگی یا ورق‌های مضاعف را به کلی از بین می‌برد. مزیت کلیدی این پیکربندی، در مکانیزم انتقال نیروی آن نهفته است؛ به‌گونه‌ای که نیروهای خمشی و برشی از تیر به‌واسطه جعبه فولادی و سخت‌کننده‌های داخلی، به‌صورت مؤثر به مقطع دایره‌ای ستون منتقل می‌شوند. این سخت‌کننده‌ها به توزیع نیروها در سطحی گسترده‌تر و از چهار جهت به مقطع ستون کمک می‌کنند، که خود ویژگی طراحی بسیار مهم محسوب می‌شود. این رویکرد نه‌تنها فرآیند ساخت و نصب را به طرز چشمگیری تسهیل می‌کند، بلکه به دلیل کاهش جزئیات و پیچیدگی قطعات، منجر به کاهش قابل ملاحظه در هزینه‌ها و زمان اجرا می‌گردد. جزئیات این مدل در شکل ۲ نمایش داده شده است.

۳- مطالعات آزمایشگاهی و جزئیات نمونه‌ها

در این پژوهش، سه نمونه اتصال با پیکربندی‌های متفاوت سخت‌کننده، به‌صورت آزمایشگاهی طراحی و مورد بررسی قرار گرفتند تا تأثیر آرایش‌های گوناگون بر رفتار لرزه‌ای اتصال تیر به ستون دایره‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد. تمامی نمونه‌ها با هدف حفظ شرایط یکسان برای مقایسه دقیق نتایج، از ابعاد و مقاطع هندسی مشابهی ساخته شدند. این اتصال به عنوان یک نوع جدید از اتصالات تیرهای I شکل به ستون‌های دایره‌ای شناخته می‌شود که تاکنون ضوابط طراحی مشخصی برای آن در آیین‌نامه‌ها ارائه نشده است. بنابراین، طراحی این اتصالات با در نظر گرفتن مقاطع تیر و ستون به‌گونه‌ای انجام شد که شرط ستون قوی-تیر ضعیف به طور کامل تأمین گردد. همچنین، محدودیت‌های فیزیکی آزمایشگاه در ابعاد نهایی نمونه‌ها نیز مد نظر قرار گرفت. اجزای اصلی هر مدل شامل تیر، ستون و عضو اتصال بود که جزئیات آن‌ها به شرح زیر است:

- تیر: از مقطع فولادی IPE180 با طول ۱۵۰۰ میلی‌متر استفاده شد. در محل اعمال بار، شش سخت‌کننده جانبی در جان تیر تعبیه گردید تا از بروز کماتش موضعی در این ناحیه و تأثیر آن بر نتایج آزمایش جلوگیری شود.



شکل ۲. مدل پیشنهادی در این مطالعه برای اتصال مقاطع I شکل به ستون دایره‌ای.

Fig. 2. Proposed model for I-section to circular column connection in this study.

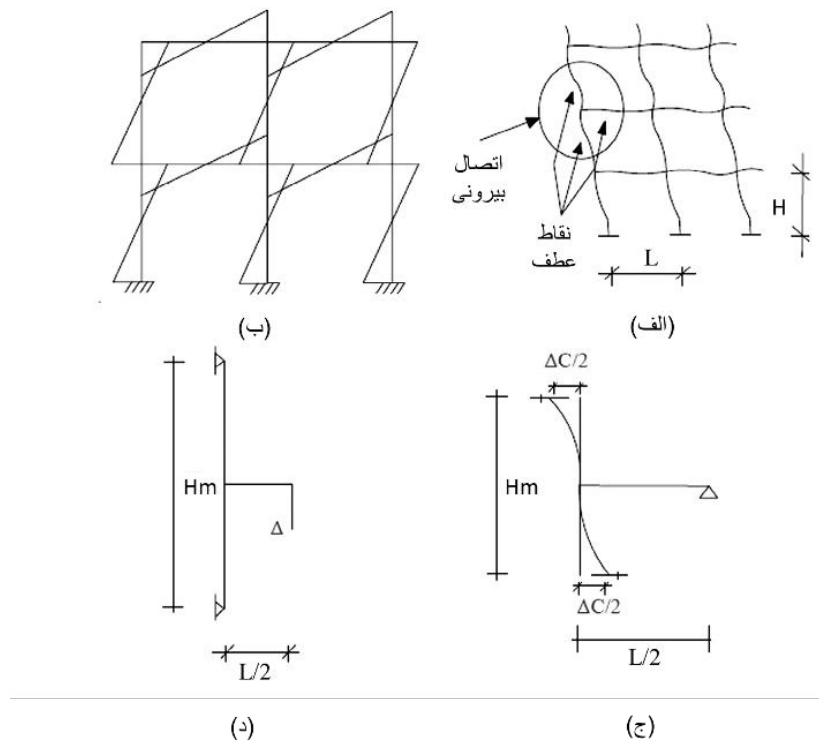
صفحه بیرونی جعبه فولادی با جوشکاری پیرامونی انجام گردید. این آرایش با هدف تقویت موضعی صفحه جعبه فولادی در ناحیه اتصال تیر و ایجاد یک مسیر ثانویه انتقال نیرو، طراحی شد.

ابعاد نمونه‌ها با لحاظ محدودیت‌های دستگاه آزمایشگاهی (که ستون در آن به صورت افقی شبیه‌سازی شد) انتخاب گردیدند. مقطع ستون طوری طراحی شد که شرط ستون قوی-تیر ضعیف را ارضا نموده و رفتار کاملاً الاستیک داشته باشد تا تمرکز کامل تحقیق بر رفتار غیرخطی المان اتصال و تیر معطوف گردد.

در مطالعاتی که در خصوص اتصالات انجام شده است، فلسفه انتخاب ابعاد تیر و ستون بر اساس نقاط عطف قاب خمشی است. در این راستا، شکل ۳ ارائه شده است. این شکل، نحوه تغییر شکل (۳-الف) و توزیع لنگر خمشی (۳-ب) یک قاب خمشی تحت بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این قاب ارتفاع طبقات H و طول دهانه قاب برابر L فرض شده است. همان‌طور که مشخص است، نقاطی با لنگر خمشی صفر، که به آن‌ها نقاط عطف گفته می‌شود، در وسط دهانه‌ی تیر و وسط ارتفاع ستون ایجاد می‌گردند. مطالعات روی اتصالات، با هدف تمرکز بر رفتار غیرخطی ناحیه‌ی اتصال و جلوگیری

- ستون: ستون‌ها از نوع دایره‌ای توخالی با ضخامت ۸ میلی‌متر، قطر متوسط ۲۲۰ میلی‌متر و طول ۲۰۰۰ میلی‌متر انتخاب شدند.
- جعبه فولادی: برای ساخت جعبه فولادی، از چهار ورق فولادی با ابعاد $۸ \times ۳۰۰ \times ۳۰۰$ میلی‌متر استفاده شد که با جوشکاری به یکدیگر متصل شدند.

اتصال تیر I شکل به جعبه فولادی در کلیه نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از جوشکاری نفوذی کامل بال‌ها و جان تیر به صفحه جعبه فولادی انجام گرفت. این استراتژی طراحی، با هدف تأمین ظرفیت نهایی جوش‌ها در برابر بارهای چرخه‌ای صورت گرفت. سخت‌کننده‌های داخلی تعبیه‌شده در جعبه فولادی، که در تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی چهار عدد از آن‌ها به‌طور مستقیم به جداره ستون متصل شده بودند، از طریق جوشکاری پیرامونی به سطح داخلی جداره ستون دایره‌ای متصل شدند. این جزئیات، حداکثر کارایی در انتقال نیروهای خمشی و برشی از جعبه به مقطع دایره‌ای ستون را تضمین کرده و از نیاز به جزئیات پیچیده جلوگیری می‌نماید. سخت‌کننده خارجی (در نمونه ES3) به صورت یک صفحه تقویتی به کار گرفته شد. اتصال این سخت‌کننده به بال‌های تیر با استفاده از جوشکاری گوشه و اتصال آن به



شکل ۳. شماتیک برش نمونه اتصال از قاب خمشی؛ شامل: (الف) نمودار تغییر شکل جانبی قاب خمشی، (ب) نمودار توزیع لنگر خمشی در قاب، (ج) نمونه اتصال جداشده با برش در نقاط عطف (لنگر صفر)، و (د) مدل نمونه اعمال شده.

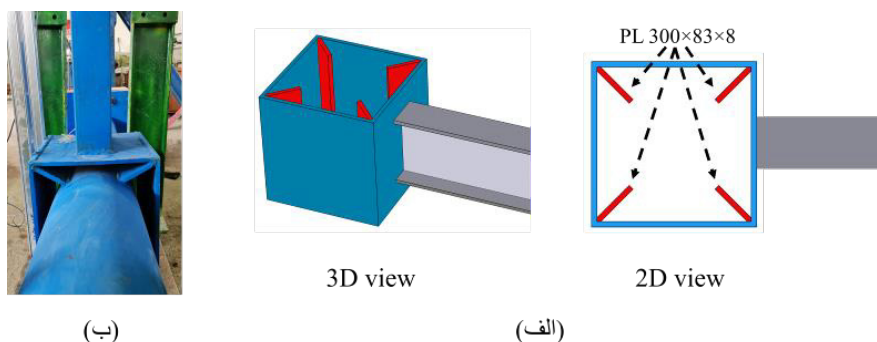
Fig. 3. Schematic of the connection specimen cut from a moment frame; including: (a) Lateral deformation diagram of the moment frame, (b) Moment distribution diagram in the frame, (c) Connection specimen cut at inflection points (zero moment), and (d) Implemented specimen model

تیر، از مدل‌سازی کامل ستون صرف‌نظر نمود و آن را حذف کرد [۲۵]. در این راستا، طول تیر ۱۵۰۰ میلی‌متر انتخاب شد که متناظر با نصف دهانه‌ی قاب است (یعنی طول L در شکل ۳ برابر ۳ متر است). طول ستون نیز ۲۰۰۰ میلی‌متر انتخاب و تکیه‌گاه‌های انتهایی آن به‌صورت گیردار اجرا شدند. جزئیات پیکربندی عضو اتصال برای هر یک از نمونه‌های مورد مطالعه در ادامه به‌صورت مجزا شرح داده شده است.

۳-۱- نمونه آزمایشگاهی اول (ES1)

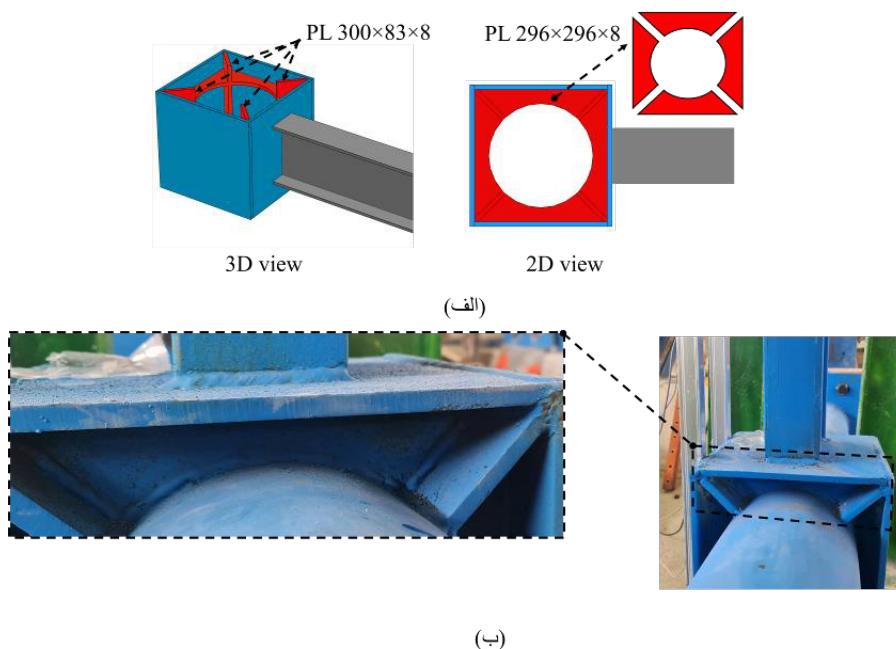
این نمونه به‌عنوان مدل مینا، با یک پیکربندی ساده از سخت‌کننده‌های داخلی طراحی شد. در این مدل، چهار سخت‌کننده برای اتصال جعبه فولادی به ستون و انتقال نیروهای خمشی از تیر به ستون مورد استفاده قرار گرفت. هدف از طراحی این مدل، ایجاد یک معیار عملکردی برای مقایسه با سایر مدل‌های تقویت‌شده بود. جزئیات کامل این مدل شامل ابعاد و آرایش سخت‌کننده‌ها به همراه نمونه واقعی آن در شکل ۴ نمایش داده شده است.

از پیچیدگی مدل‌سازی قاب کامل، معمولاً با برش نمونه از نقاط عطف انجام می‌پذیرد. بنابراین، نمونه آزمایشگاهی، زیرمجموعه‌ای از اتصال است که در شکل ۳-ج (اتصال جداشده از نقاط عطف) و ۳-د نمایش داده شده است. در این نقاط می‌توان از تکیه‌گاه‌های ساده (مفصلی یا غلتکی) برای تحمل نیروی برشی استفاده کرد. در این مطالعه تمرکز اصلی بر ارزیابی عملکرد لرزه‌ای المان رابط (جعبه فولادی و سخت‌کننده‌ها) معطوف بود. بنابراین، مقطع ستون به نحوی طراحی شد که رفتار کاملاً کشسان داشته باشد و هیچ آسیبی در آن ایجاد نشود؛ در نتیجه، طول و شرایط مرزی ستون (تکیه‌گاه‌های انتهایی) به‌عنوان پارامترهای ثانویه در نظر گرفته شدند. این رویکرد که تأثیر طول ستون و نوع تکیه‌گاه‌های انتهایی آن را بر نتایج عملکردی نهایی اتصال ناچیز می‌داند، در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی گذشته در حوزه اتصالات نیز به‌کار گرفته شده است [۲۴]. شایان ذکر است که در مطالعاتی که هدف نهایی، صرفاً بررسی رفتار غیرخطی تیر و اجزای رابط است، می‌توان با ساده‌سازی مدل و تأمین تکیه‌گاه‌های صلب برای



شکل ۴. (الف) جزئیات نمونه آزمایشگاهی ES1 (واحد میلی‌متر) (ب) نمونه ساخته شده در آزمایشگاه.

Fig. 4. (a) Details of experimental specimen ES1 (dimensions in mm), (b) Fabricated specimen in the laboratory.



شکل ۵. (الف) جزئیات عضو اتصال در نمونه آزمایشگاهی ES2 (واحد میلی‌متر) (ب) نمونه ساخته شده در آزمایشگاه

Fig. 5. (a) Connection member details for experimental specimen ES2 (dimensions in mm), (b) Fabricated specimen in the laboratory

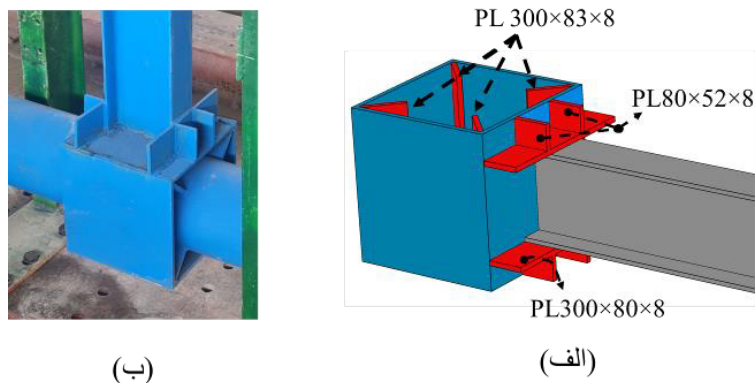
فولادی جلوگیری می‌کنند. جزئیات این پیکربندی در شکل ۵ قابل مشاهده است. در شکل ۵(ب)، نمای نزدیک از نحوه اتصال سخت‌کننده‌های داخلی به جداره ستون دایره‌ای نیز نشان داده شده است.

۳-۳- نمونه آزمایشگاهی سوم (ES3)

این مدل به منظور بررسی تأثیر تقویت موضعی اتصال تیر به جعبه فولادی، طراحی شد. در این مدل، پیکربندی سخت‌کننده‌های داخلی بین

۳-۲- نمونه آزمایشگاهی دوم (ES2)

این نمونه با هدف ایجاد یک مسیر انتقال نیروی مستقیم از تیر به ستون طراحی شد. در این پیکربندی، علاوه بر سخت‌کننده‌های مدل ES1، دو سخت‌کننده داخلی دیگر نیز به صورت هم‌راستا با بال‌های تیر در داخل جعبه فولادی قرار گرفتند. این سخت‌کننده‌ها با عملکردی مشابه ورق‌های پیوستگی در اتصالات مرسوم، نیروهای خمشی را مستقیماً از بال‌های تیر به مقطع ستون منتقل کرده و از تغییر شکل‌های غیرمطلوب در ورق‌های جعبه



شکل ۶. (الف) جزئیات عضو اتصال در نمونه آزمایشگاهی ES3 (واحد میلی‌متر) (ب) نمونه ساخته شده در آزمایشگاه.

Fig. 6. (a) Connection member details for experimental specimen ES3 (dimensions in mm), (b) Fabricated specimen in the laboratory

جدول ۱. خواص مکانیکی فولادهای مصرفی در نمونه‌های آزمایشگاهی.

Table 1. Mechanical properties of steel materials used in the experimental specimens

افزایش طول (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	جزء سازه‌ای
۲۶/۲۹	۴۴۹/۶۷	۲۶۶/۵	۱۸۷/۲۵	بال تیر (۸ میلی‌متر)
۲۴/۱۴	۴۳۰/۸۳	۲۶۲/۳۸	۱۹۸/۲۹	جان تیر (۵،۳ میلی‌متر)
۲۱/۵۷	۴۲۲/۷۲	۲۶۵/۴۶	۲۱۰/۹۱	جعبه فولادی (۸ میلی‌متر)
۱۹/۵	۴۴۱/۶۳	۲۷۷/۰۶	۱۹۸/۴	ستون (۸ میلی‌متر)
۱۹/۶۴	۴۳۹/۱۷	۲۶۵/۳۸	۱۹۶/۲۸	سخت‌کننده (۸ میلی‌متر)

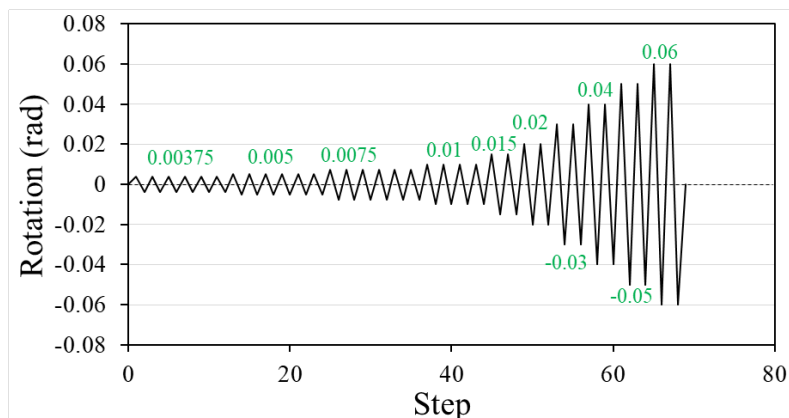
۳-۵- چیدمان آزمایشگاهی و نحوه بارگذاری

انجام تمامی آزمایش‌ها در آزمایشگاه سازه دانشگاه آزاد اسلامی، واحد کرمانشاه صورت گرفت. به دلیل محدودیت‌های اجرایی و فضایی آزمایشگاه، چیدمان نمونه‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که ستون در وضعیت افقی و تیر در راستای عمودی قرار گیرد. در مطالعات گذشته نیز همین چیدمان به کار گرفته شده و نتایج قابل قبولی گزارش شده است [۲۶، ۲۷]. برای ایجاد یک تکیه‌گاه گیردار، دو سر ستون با استفاده از یک ورق فولادی ضخیم و ۲۴ عدد پیچ با گرید ۱۰/۹ و قطر ۲۴ میلی‌متر مطابق با استاندارد ISO [۲۸] به شاسی صلب آزمایشگاه متصل شدند. برای اعمال بار به انتهای تیر، از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلو نیوتن و محدوده جابجایی ۶۰۰ میلی‌متر استفاده شد. نیروهای اعمال شده در طول فرآیند آزمایش به طور پیوسته توسط یک لودسل با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلو نیوتن و دقت ± 200 نیوتن اندازه‌گیری و ثبت گردیدند. علاوه بر این، برای ثبت دقیق جابجایی در محل

جعبه فولادی و ستون مشابه نمونه ES1 بود، اما دو سخت‌کننده خارجی اضافی در محل اتصال تیر به جعبه فولادی اضافه شد. این سخت‌کننده با هدف جلوگیری از تغییر شکل موضعی در ورق جعبه فولادی، و افزایش ظرفیت تحمل نیرو در این ناحیه، به کار گرفته شد. جزئیات دقیق آرایش سخت‌کننده‌ها در بخش عضو اتصال و نمونه ساخته شده ES3 در شکل ۶ نشان داده شده است.

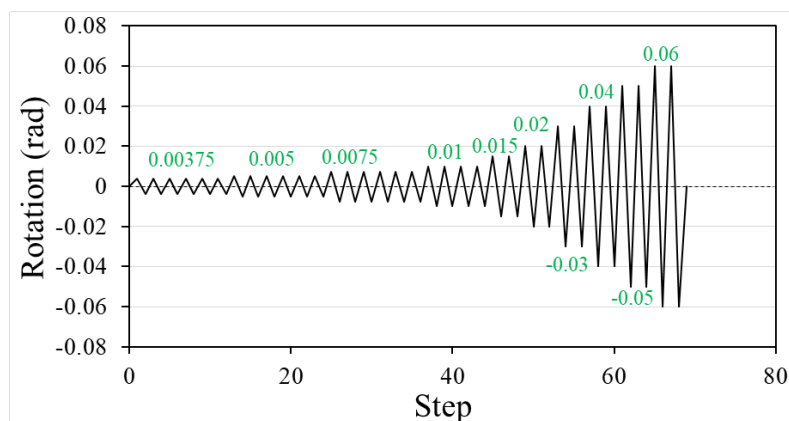
۳-۴- مشخصات مکانیکی مصالح

مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول ۱ نشان داده شده است. این جدول شامل مقادیر دقیق مدول الاستیسیته، تنش تسلیم، تنش نهایی و درصد افزایش طول برای هر یک از اجزای اصلی سازه، شامل بال و جان تیر، جعبه فولادی، ستون و سخت‌کننده‌ها است.



شکل ۷. الگوی بارگذاری ATC-24 [۲۹].

Fig. 7. ATC-24 loading protocol [29].



شکل ۸. چیدمان آزمایشگاهی.

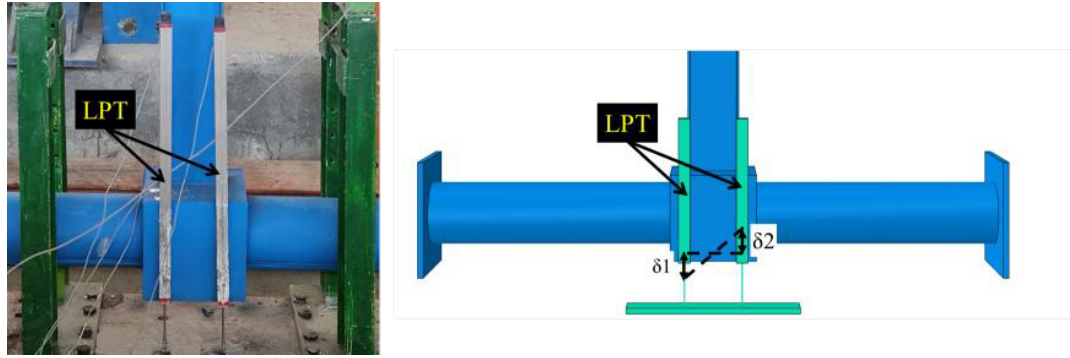
Fig. 8. Experimental setup.

چیدمان کامل آزمایشگاهی به صورت شماتیک در شکل ۸ نمایش داده شده است.

۳-۶- اندازه‌گیری کرنش و دوران چشمه اتصال

برای تحلیل دقیق رفتار اتصال در حین بارگذاری، اندازه‌گیری کرنش‌ها در نقاط کلیدی و همچنین دوران چشمه اتصال از اهمیت بالایی برخوردار بود. به این منظور، سه کرنش‌سنج در نواحی مهم اتصال تعبیه شدند: یکی بر روی بال تیر، دیگری بر روی صفحه جعبه فولادی در محل اتصال تیر، و سومی بر روی ستون. این کرنش‌سنج‌ها در طول بارگذاری، تغییرات کرنش

بارگذاری، از یک پتانسیومتر خطی (LPT) با دقت ± 0.05 میلی‌متر استفاده شد. برای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه تیر در حین بارگذاری، یک قاب فولادی قوی در طرفین تیر تعبیه شد که حرکت جانبی آن را در تمامی مراحل آزمایش محدود کند. کل فرآیند تحت بارگذاری شبه‌استاتیک و با سرعت کنترل‌شده‌ای انجام شد تا از بروز اثرات دینامیکی جلوگیری به عمل آید. فرآیند بارگذاری بر اساس الگوی چرخه‌ای استاندارد ATC-24 [۲۹] صورت گرفت که جزئیات آن در شکل ۷ نمایش داده شده است. آزمایش هر نمونه تا لحظه کاهش محسوس در ظرفیت باربری یا مشاهده علائم آشکار خرابی مانند کمانش یا گسیختگی در اجزای اصلی اتصال ادامه یافت.



شکل ۹. چیدمان LPTها در اتصال برای محاسبه دوران چشمه اتصال.

Fig. 9. LPT arrangement in the connection for panel zone rotation calculation.

مقاومت پیش رفت، اما پس از آن، به دلیل تغییرشکل‌های قابل توجه ورق جعبه فولادی و رسیدن آن به مرحله تسلیم، ظرفیت باربری مدل کاهش یافت و بارگذاری متوقف شد (شکل ۱۰-ج). این مود شکست نشان می‌دهد که ظرفیت باربری اتصال توسط ضعف ورق جعبه فولادی کنترل شده است و نه ظرفیت خمشی تیر. به عبارت دیگر، اتصال پیش از آنکه بتواند ظرفیت کامل مقطع تیر را بسیج کند، دچار خرابی شد. حداکثر لنگر تحمل شده در این نمونه برابر با $7/24$ کیلونیوتن متر بود که با توجه به لنگر پلاستیک مقطع تیر (43.8 کیلونیوتن متر)، تنها حدود ۱۷ درصد از ظرفیت نهایی آن را فعال کرده است. لازم به ذکر است که لنگر پلاستیک مقطع از ضرب اساس مقطع پلاستیک (166000 mm^3) تیر در 264 مگاپاسگال (میانگین تنش تسلیم بال و جان تیر) حاصل شد. این نتیجه نشان می‌دهد که پیکربندی سخت‌کننده‌ها در این مدل، ناکافی بوده و اتصال نتوانسته از ظرفیت کامل تیر استفاده کند.

۴-۲- نمونه دوم آزمایشگاهی (ES2)

رفتار این نمونه در فاز الاستیک بارگذاری تا دوران 0.075 رادیان به صورت خطی بود به طوری که در شکل ۱۱-الف وضعیت مدل در انتهای فاز الاستیک نشان داده شده است. پس از این مرحله، با افزایش نیرو، مدل وارد فاز غیرخطی گردید و تغییرشکل‌های پلاستیک به صورت موضعی در ناحیه تیر و در مجاورت اتصال آغاز شد. با ادامه بارگذاری، نمودار لنگر-دوران تا دوران 0.06 رادیان بدون هیچ‌گونه افت مقاومت پیش رفت و در نهایت، با افزایش کماتش‌های موضعی در جان و بال تیر در نزدیکی محل اتصال مطابق شکل ۱۱-ب، نمودار کاهش یافت. این الگوی شکست یعنی

در هر یک از این اجزا را ثبت کردند.

علاوه بر کرنش، دوران چشمه اتصال به عنوان یک پارامتر کلیدی برای ارزیابی صلبیت اتصال مورد سنجش قرار گرفت. برای اندازه‌گیری این پارامتر، دو LPT در دو سر جعبه فولادی مطابق شکل ۹ نصب شدند که فاصله بین مراکز آن‌ها 180 میلی‌متر بود. با ثبت جابجایی‌های این دو سنسور (δ_1 و δ_2) در طول بارگذاری، دوران چشمه اتصال (θ_{pz}) با استفاده از معادله (۱) محاسبه گردید:

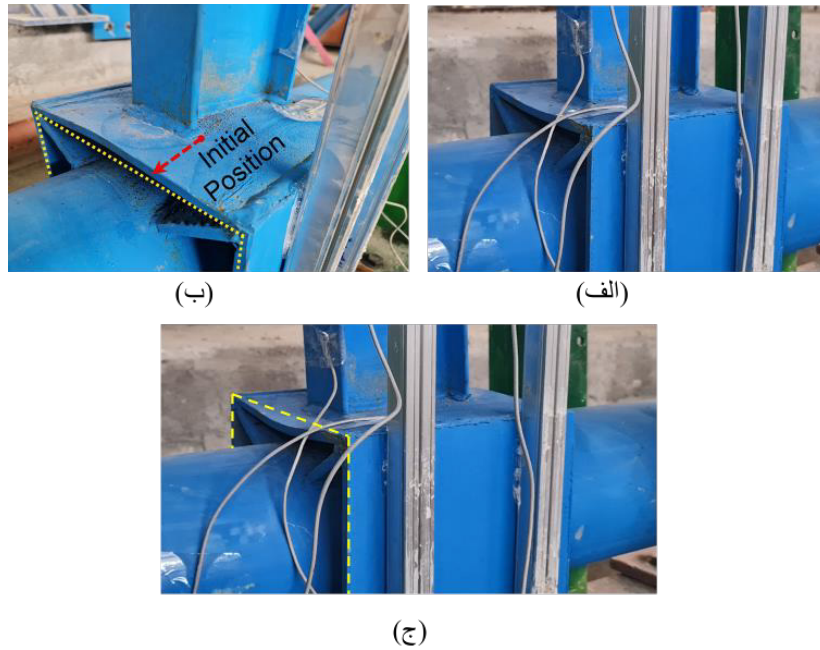
$$\theta_{pz} = \frac{\delta_1 \text{ (mm)} + \delta_2 \text{ (mm)}}{180} \quad (1)$$

۴-۳ گزارش آزمایشگاهی

در این بخش، رفتار هر یک از نمونه‌های آزمایشگاهی در طول بارگذاری چرخه‌ای تحلیل و بررسی شده است. پس از اعمال بار، نحوه عملکرد هر نمونه، الگوهای تغییرشکل و مودهای گسیختگی آن ثبت شد تا معیاری برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصالات فراهم آید.

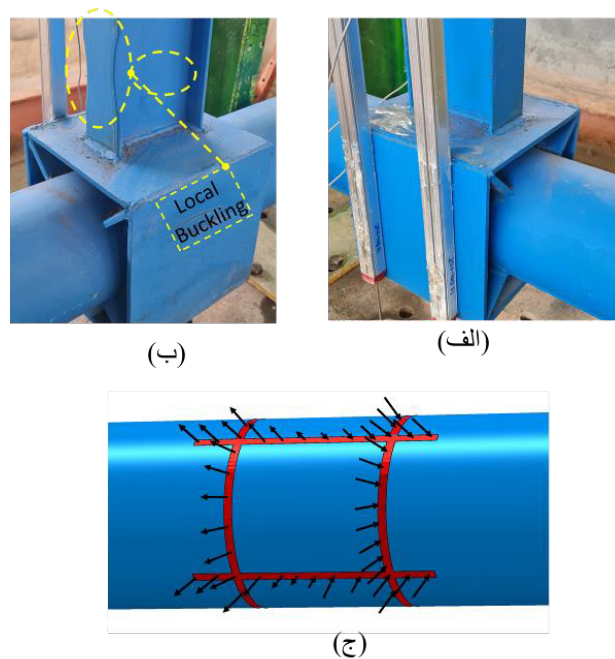
۴-۱- نمونه اول آزمایشگاهی (ES1)

عملکرد این نمونه در فاز اولیه بارگذاری، تا رسیدن به دوران 0.15 رادیان، خطی و الاستیک بود (شکل ۱۰-الف). در این مرحله، نمودار لنگر نسبت به دوران شیب ثابتی را نشان می‌داد. با افزایش تدریجی نیرو، تغییرشکل‌های غیرخطی به صورت موضعی در صفحه‌ای از جعبه فولادی که تیر به آن متصل بود، آغاز شد و مدل وارد فاز پلاستیک گردید. با ادامه روند بارگذاری، نمودار لنگر-دوران تا مقدار 0.04 رادیان (شکل ۱۰-ب) بدون افت محسوس



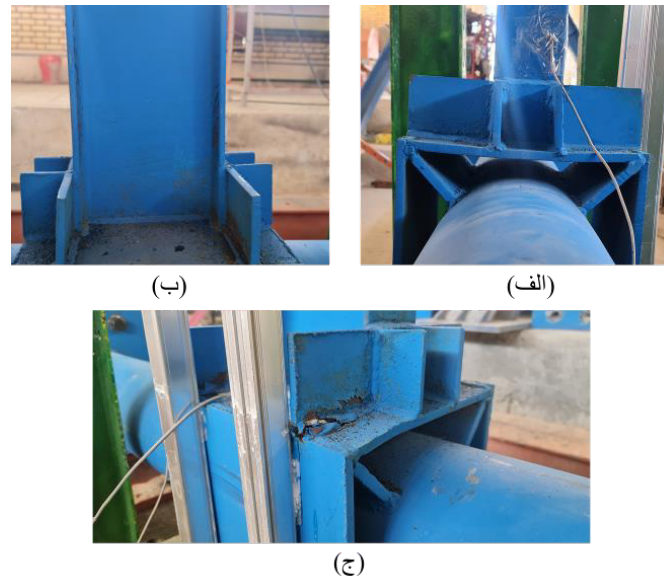
شکل ۱۰. (الف) تغییر شکل در ورق جعبه فولادی محل اتصال تیر، (ب) نمای نزدیک از تغییر شکل‌ها و (ج) وضعیت نهایی نمونه ES1.

Fig. 10. (a) Deformation in the steel box plate at the beam connection, (b) Close-up view of deformations, and (c) Final state of specimen ES1.



شکل ۱۱. (الف) رفتار الاستیک مدل در دوران ۰/۰۰۷۵ رادیان، (ب) کمانش موضعی در جان و بال تیر و (ج) توزیع نیروها در ستون.

Fig. 11. (a) Elastic behavior of the model at 0.0075 rad rotation, (b) Local buckling in the beam web and flange, and (c) Force distribution in the column.



شکل ۱۲. (الف) وضعیت مدل در دوران ۰/۰۱، (ب) تغییرشکل‌های ورق جعبه فولادی در دوران ۰/۰۵ و (ج) گسیختگی در جوش‌ها در دوران ۰/۰۶

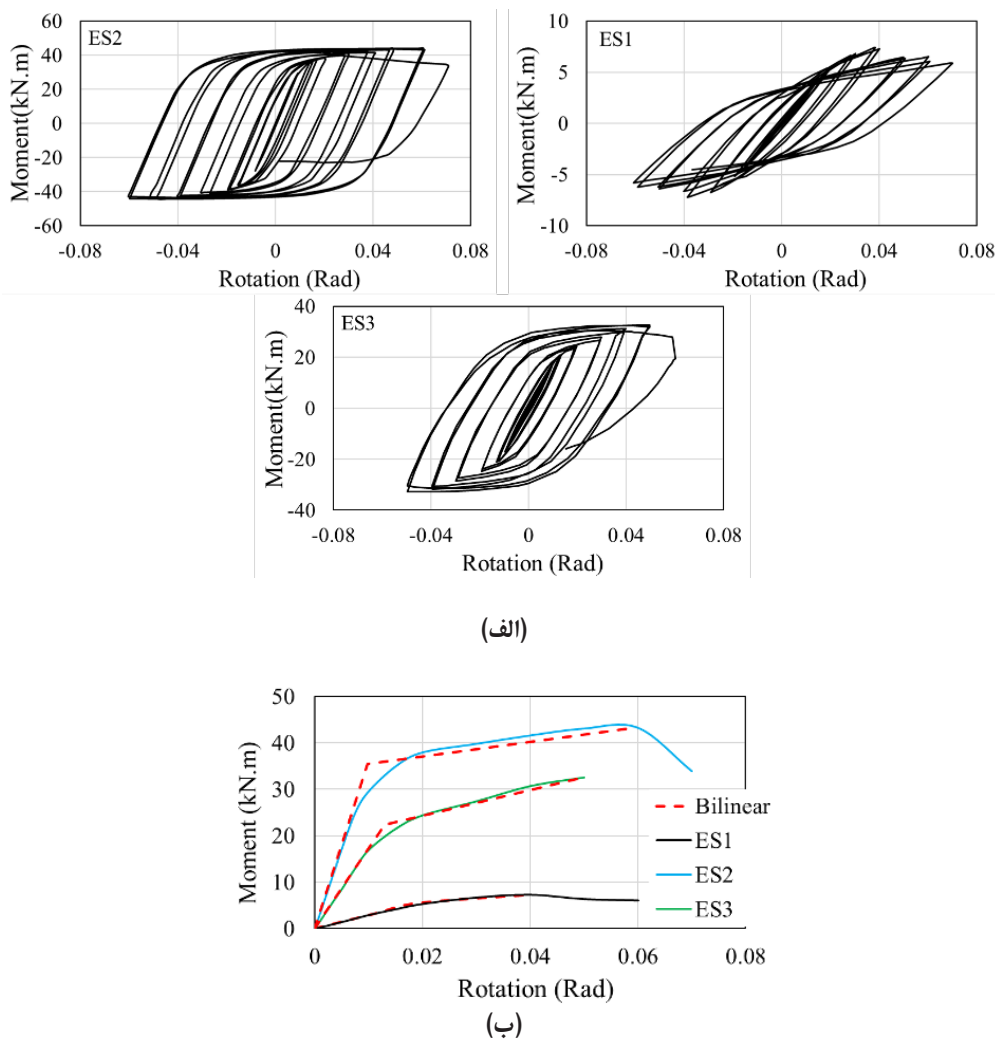
Fig. 12. (a) Model status at 0.01 rad rotation, (b) Steel box plate deformations at 0.05 rad, and (c) Weld fracture at 0.06 rad.

الف)، موقعیت مدل در انتهای فاز الاستیک نشان داده شده است. همچنین، در مقایسه با نمونه دوم، این مدل دوران تسلیم بیشتری را تجربه کرد. پس از ورود به فاز غیرخطی، مدل تا دوران ۰/۰۵ رادیان بدون کاهش ظرفیت مقاومت پیش رفت که این نتیجه نشان‌دهنده عملکرد بهبودیافته نسبت به نمونه اول است. اما در این مرحله، تغییرشکل‌های قابل‌توجهی در ورق جعبه فولادی به دلیل نیروهای متمرکز وارد شده از سخت‌کننده‌ها مشاهده شد که منجر به افت مقاومت در نمودار هیستریزس گردید. این امر نشان می‌دهد که علی‌رغم وجود یک سخت‌کننده خارجی برای تقویت اتصال تیر به جعبه فولادی، این تقویت به تنهایی برای جلوگیری از تسلیم و تغییرشکل‌های پلاستیک در ورق جعبه فولادی کافی نبوده است. در این مرحله هیچگونه کممانش موضعی در تیر مشاهده نشد (شکل ۱۲-ب). در اولین سیکل بارگذاری با دوران ۰/۰۶ رادیان، گسیختگی در جوش‌های اتصال نیز مشاهده شد که این مود شکست، پایان آزمایش را رقم زد (شکل ۱۲-ج). حداکثر لنگر نهایی تحمل شده در این نمونه برابر با ۳۲/۵۶ کیلونیوتن‌متر بود که از لنگر نهایی نمونه اول بیشتر، اما از نمونه دوم کمتر است. این نتیجه نشان می‌دهد که تقویت اتصال تیر به جعبه فولادی با سخت‌کننده خارجی تأثیر مثبتی بر عملکرد اتصال داشته، اما نتوانسته به اندازه سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر در مدل دوم، در انتقال کامل نیروها از تیر به ستون موفق عمل کند.

تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، مطابق رویکرد طراحی بر مبنای ظرفیت، به‌عنوان مکانیزم گسیختگی مطلوب در سیستم‌های قاب خمشی شناخته می‌شود. این رفتار نشان می‌دهد که عضو اتصال دارای سختی و مقاومت کافی بوده و توانسته نیروهای خمشی و برشی را به‌صورت کارآمد از تیر به ستون انتقال دهد، بدون آنکه خود دچار تسلیم یا خرابی شود. حداکثر لنگر تحمل‌شده توسط این نمونه برابر با ۴۳/۲۲ کیلونیوتن‌متر بود که به‌صورت تقریبی با لنگر پلاستیک مقطع تیر (۴۳/۸ کیلونیوتن‌متر) برابری می‌کند و نشان‌دهنده بهره‌برداری کامل از ظرفیت خمشی تیر است. این عملکرد برتر به دلیل وجود سخت‌کننده‌های داخلی است که در امتداد بال‌های تیر قرار داشتند و عملکردی مشابه ورق‌های پیوستگی در اتصالات مرسوم ایجاد کردند. این سخت‌کننده‌ها با توزیع یکنواخت نیروها در سطح گسترده‌تری از ستون، از تمرکز تنش در ناحیه اتصال جلوگیری کرده و امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را فراهم آوردند. نحوه توزیع نیرو از سخت‌کننده‌ها به ستون در این مدل به‌صورت شکل ۱۱-ج می‌باشد.

۳-۴- نمونه سوم آزمایشگاهی (ES3)

عملکرد اولیه این نمونه تا دوران ۰/۰۱ رادیان به‌صورت خطی بود، با این حال سختی آن از نمونه دوم کمتر و از نمونه اول بیشتر بود. در شکل (۱۲-



شکل ۱۳. الف) نمودارهای هیستریزیس مدل‌ها و ب) نتایج پوش منحنی مدل‌ها.

Fig. 13. (a) Hysteretic curves of the specimens and (b) Envelop curves of the specimens.

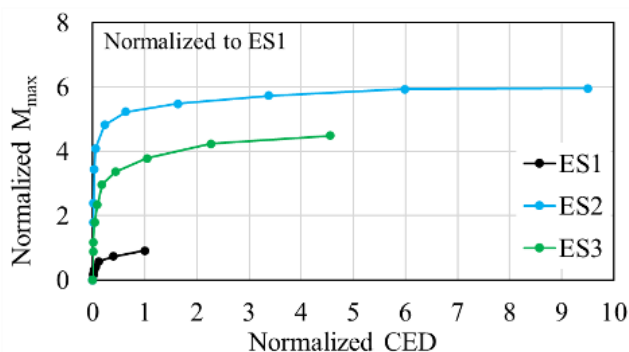
حلقه‌ها است که بیانگر توانایی بالاتر آن در جذب و استهلاک انرژی لرزه‌ای است.

علاوه بر این، برای تحلیل کمی و مقایسه عملکرد نمونه‌ها، نمودارهای پوش منحنی هر مدل نیز استخراج و به یک مدل دوخطی ساده شده تبدیل شدند (مطابق شکل ۱۳-ب). این فرآیند مطابق با دستورالعمل‌های استاندارد FEMA [۳۰] انجام شد تا پارامترهای مهمی همچون شکل‌پذیری، لنگر نهایی و سختی الاستیک محاسبه گردند. همان‌طور که در شکل ۱۳-ب مشاهده می‌شود، نمودار پوش منحنی نمونه ES2 دارای بیشترین مقاومت نهایی و بالاترین سختی اولیه است.

نتایج نشان می‌دهد که بیشترین مقاومت خمشی به ترتیب مربوط به

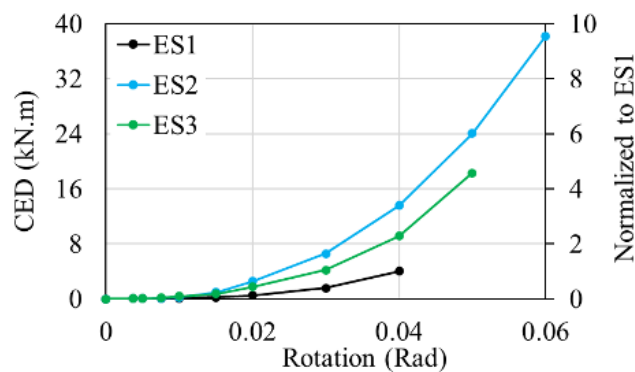
۴-۴ نتایج منحنی‌های هیستریزیس و تحلیل پارامترهای لرزه‌ای

در این بخش، منحنی‌های هیستریزیس برای ارزیابی رفتار چرخه‌ای اتصالات مورد بررسی قرار گرفته‌اند. شکل ۱۳-الف منحنی‌های هیستریزیس مربوط به سه نمونه آزمایشگاهی ES1، ES2 و ES3 را نمایش می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمودارهای هر سه نمونه از پایداری مطلوبی برخوردارند و تا لحظه افت مقاومت، حلقه‌های هیستریزیس نسبتاً متقارن را نشان می‌دهند. این حالت بیانگر توانایی اتصال در تحمل بارهای رفت و برگشتی بدون کاهش قابل‌توجه در ظرفیت باربری است. با این حال، تفاوت‌های چشمگیری در شکل و پهنای حلقه‌ها مشاهده می‌شود که نشان‌دهنده عملکرد متفاوت هر مدل است. نمونه دوم دارای پهن‌ترین



شکل ۱۵. تغییرات لنگر نهایی نرمال شده در برابر انرژی تجمعی جذب شده نرمال شده، با نمونه ES1 به عنوان مرجع.

Fig. 15. Variation of normalized ultimate moment versus normalized cumulative energy absorption, with specimen ES1 as the reference.



شکل ۱۴. مقایسه جذب انرژی.

Fig. 14. Comparison of energy absorption.

قابل توجهی در بهبود ظرفیت انرژی گیری اتصال داشته و موجب ارتقای محسوس عملکرد لرزه ای آن نسبت به نمونه مرجع شده است.

برای مقایسه بهتر، مقادیر انرژی جذب شده در محور عمودی سمت راست نسبت به نمونه مرجع ES1 نرمال سازی شده اند. این رویکرد نشان می دهد که چگونه استفاده از سخت کننده های داخلی هم راستا با بال تیر در نمونه ES2، موجب انتقال مطلوب نیرو و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر شده و در نتیجه ظرفیت انرژی گیری اتصال به طور چشمگیری افزایش یافته است. در مقابل، ضعف در جزئیات سخت کننده در ES1 سبب شده است که تغییر شکل ها عمدتاً در صفحه جعبه فولادی متمرکز شوند و ظرفیت جذب انرژی اتصال به شدت کاهش یابد.

شکل ۱۵ رابطه بین لنگر نهایی و انرژی تجمعی جذب شده را نشان می دهد که کلیه مقادیر نسبت به نمونه مرجع ES1 نرمال سازی شده اند. این نوع نمایش امکان مقایسه هم زمان ظرفیت مقاومت و توانایی جذب انرژی نمونه ها را فراهم می سازد. در شکل ۱۵ مشاهده می شود که با افزایش مقاومت نهایی، شیب منحنی ها به تدریج کاهش یافته است. این رفتار نشان می دهد که بخش عمده جذب انرژی نمونه ها در همان نواحی نزدیک به لنگر حداکثر رخ داده است. به عبارت دیگر، زمانی که اتصال به ظرفیت نهایی خود نزدیک می شود، بیشترین سهم انرژی نیز در همین محدوده جذب می گردد. بنابراین، ناحیه اطراف لنگر حداکثر را می توان به عنوان اصلی ترین بازه شکل پذیری و انرژی گیری اتصال در نظر گرفت. همچنین بر اساس این نمودار می توان با داشتن نسبت مقاومت مدل به نمونه مینا، نسبت جذب

مدل های دوم، سوم و اول است. همچنین، سختی الاستیک (Ke) که شیب اولیه منحنی را نشان می دهد، در مدل دوم با مقدار ۳۴۵۰ کیلو نیوتن متر بیشترین مقدار را داشته و پس از آن، سوم با ۲۰۶۲ کیلو نیوتن متر و ES1 با تنها ۲۸۷ کیلو نیوتن متر قرار دارند. این نتایج به وضوح نشان دهنده تأثیر مستقیم و قابل توجه سخت کننده ها در افزایش سختی و صلبیت اتصال است. علاوه بر این، از نظر شکل پذیری که به صورت نسبت دوران نهایی به دوران تسلیم تعریف می شود، نمونه ES2 با مقدار ۶ بالاترین شکل پذیری را نشان داد که بسیار مطلوب تر از مقادیر ۳۰۹ برای نمونه ES3 و ۲/۱ برای نمونه اول است. این نتایج نشان می دهد که پیکربندی سخت کننده ها در مدل ES2 نه تنها مقاومت و سختی اتصال را افزایش داده، بلکه منجر به بهبود چشمگیر در شکل پذیری آن نیز شده است.

یکی از شاخص های مهم در ارزیابی لرزه ای اتصالات، ظرفیت جذب انرژی است که به صورت مساحت حلقه های هیسترزیس محاسبه می شود. در شکل ۱۴، تغییرات انرژی تجمعی جذب شده (CED) برای سه نمونه آزمایشگاهی بر حسب دوران اتصال ترسیم شده است. همان گونه که در این نمودار مشاهده می شود، نمونه دوم به طور قابل ملاحظه ای بیشترین ظرفیت جذب انرژی را داشته و تا دوران نهایی خود توانسته است بیش از ۹/۵ برابر انرژی بیشتری نسبت به نمونه اول جذب کند. نمونه سوم نیز عملکردی بینابینی از خود نشان داده و مقدار جذب انرژی آن ۳/۸ برابر بیشتر از نمونه اول است. این مقایسه نشان می دهد که افزودن سخت کننده خارجی تأثیر

1. Cumulative Energy Dissipation

جدول ۲. خلاصه‌ای از نتایج کلیدی نمونه‌های آزمایشگاهی (واحدها: کیلونیوتن‌متر، رادیان).

Table 2. Summary of key results for experimental specimens (Units: kN.m, radian).

مشخصه عملکردی	نمونه ES1	نمونه ES2	نمونه ES3
لنگر نهایی	۷/۲۴	۴۳/۲۲	۳۲/۵۶
درصد از ظرفیت Mp تیر	٪۱۷	٪۹۹	٪۷۴
مود شکست	تغییر شکل قابل توجه در ورق جعبه فولادی	تشکیل مفصل پلاستیک در تیر	گسیختگی جوش‌ها و ورق جعبه فولادی
سختی الاستیک	۲۸۷	۳۴۵۰	۲۰۶۲
شکل‌پذیری	۲/۱	۶	۳/۹
جذب انرژی تجمعی	۴/۰۲	۳۸/۲۲	۱۵/۲۷
دوران لحظه افت نمودار	۰/۰۴	۰/۰۶	۰/۰۵

انرژی مدل را تخمین زد.

کیلونیوتن‌متر بود که برابر با ظرفیت خمشی کامل تیر است. این نمونه همچنین بیشترین سختی و شکل‌پذیری را نشان داد، که آن را به گزینه‌ای ایده‌آل برای طراحی‌های لرزه‌ای و مقاوم در برابر بارهای چرخه‌ای تبدیل می‌کند. این نتایج به وضوح نشان می‌دهند که سخت‌کننده‌های داخلی می‌توانند عملکرد اتصالات را به‌طور چشمگیری بهبود بخشند.

نمونه ES3: عملکرد این نمونه که از سخت‌کننده خارجی برای تقویت استفاده کرده بود، نسبت به نمونه اول بهبود یافته، اما کمتر از نمونه دوم بود. حداکثر لنگر تحمل‌شده در این نمونه ۳۲/۵۶ کیلونیوتن‌متر بود که از نمونه اول بیشتر، ولی از نمونه دوم کمتر است. مود شکست در این نمونه، تغییر شکل‌های پلاستیک در ورق جعبه فولادی و سپس گسیختگی در جوش‌ها بود.

به‌طور کلی، نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهند که استفاده از سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر، همانطور که در نمونه ES2 مشاهده شد، بهترین گزینه برای افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اتصالات فولادی با ستون‌های دایره‌ای است. این پیکربندی باعث می‌شود که اتصالات به‌طور مؤثری انرژی را جذب کنند و از خرابی‌های زودرس در ناحیه اتصال جلوگیری نمایند. به‌علاوه، تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به‌عنوان مود شکست مطلوب، عملکرد اتصال را در برابر بارهای چرخه‌ای تقویت می‌کند. در این مدل، کمترین تغییر شکل در صفحه‌ای از باکس ایجاد شد که تیر به آن متصل بود. خلاصه‌ای از نتایج کلیدی مربوط به هر سه نمونه در جدول ۲ آورده شده است.

۴-۵- خلاصه و جمع‌بندی نتایج آزمایشگاهی

در این بخش، نتایج آزمایشگاهی سه نمونه با پیکربندی‌های مختلف از سخت‌کننده‌ها بررسی و تحلیل شدند. هدف از این آزمایش‌ها، ارزیابی تاثیر سخت‌کننده‌ها بر عملکرد اتصالات فولادی تیر به ستون‌های دایره‌ای فولادی بود. هر یک از نمونه‌ها با در نظر گرفتن پیکربندی‌های مختلف از سخت‌کننده‌ها طراحی شده بودند تا مشخص شود که چگونه این تغییرات می‌توانند بر ظرفیت خمشی، سختی، شکل‌پذیری و مود شکست اتصالات تاثیر بگذارند.

نمونه ES1: این نمونه که با پیکربندی سخت‌کننده‌های ناکافی ساخته شده بود، عملکرد ضعیفی از خود نشان داد. همانطور که در جدول ۲ مشاهده می‌شود، حداکثر لنگر تحمل‌شده توسط این نمونه تنها ۷/۲۴ کیلونیوتن‌متر بود که معادل ٪۱۷ از ظرفیت خمشی تیر را پوشش می‌دهد. این عملکرد ضعیف به دلیل عدم وجود سخت‌کننده‌های مناسب در ناحیه اتصال بود که منجر به خرابی و گسیختگی در ورق جعبه فولادی شد. مود شکست در این نمونه، خرابی و گسیختگی در ورق جعبه فولادی بود.

نمونه ES2: این نمونه با سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر، بهترین عملکرد را در میان سه نمونه آزمایش‌شده نشان داد. مود شکست این نمونه تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بود که به‌طور مؤثر نیروها را از تیر به ستون منتقل می‌کرد. حداکثر لنگر تحمل‌شده در این نمونه ۴۳/۲۲

جدول ۳. بیشینه کرنش اندازه‌گیری شده در تیر، ستون و جعبه فولادی برای نمونه‌های آزمایشگاهی.

Table 3. Maximum measured strain in the beam, column, and steel box for experimental specimens.

ES3 ($\times 10^{-4}$) حداکثر کرنش در	ES2 ($\times 10^{-4}$) حداکثر کرنش در	ES1 ($\times 10^{-4}$) حداکثر کرنش در	جزء سازه‌ای
۲/۵	۱/۶	۳/۵	جعبه فولادی
۲/۹	۵	۱/۸	تیر
۱/۷	۲/۷	۱/۲	ستون

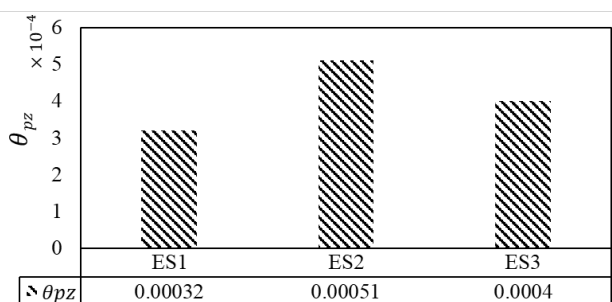
۴-۶- حداکثر کرنش و دوران چشمه اتصال

برای تحلیل دقیق رفتار اجزای اتصال، مقادیر بیشینه کرنش در تیر، ستون و جعبه فولادی استخراج و در جدول ۳ ارائه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در نمونه اول بیشترین کرنش در جعبه فولادی متمرکز بود. در مقابل، در نمونه ES2 بیشینه کرنش در تیر مشاهده شد. به طوری که نشان داده استفاده بیشتر از ظرفیت تیر در این مدل است. در نمونه ES3 نیز کرنش‌ها بین تیر و جعبه فولادی توزیع شدند و ستون در هر سه مدل همواره کمترین کرنش را تجربه کرده است. این الگوها تأکید می‌کنند که نوع و محل سخت‌کننده‌ها نقش تعیین‌کننده‌ای در مسیر انتقال نیرو و تمرکز کرنش دارند.

به منظور ارزیابی ظرفیت دورانی اتصال، بیشترین دوران چشمه اتصال در این بخش مورد بررسی قرار گرفت. این مقادیر در لحظه مربوط به لنگر نهایی ثبت شده و با استفاده از معادله (۱) محاسبه گردید. نتایج مربوط به هر سه نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱۶ نمایش داده شده است. بر اساس نتایج، بیشترین دوران چشمه اتصال در نمونه دوم رخ داده و پس از آن، نمونه سوم قرار دارد. همانطور که در نمودار مشخص است، دوران چشمه اتصال به طور مستقیم با لنگر نهایی افزایش می‌یابد. شایان ذکر است که با وجود ثبت بالاترین میزان دوران در نمونه دوم، این امر نشان‌دهنده وضعی در اتصال نیست؛ چرا که بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی، هیچ‌گونه تسلیم یا آسیبی در ناحیه اتصال تا انتهای بارگذاری مشاهده نشد.

۵- تحلیل عددی و صحت‌سنجی مدل المان محدود

همان‌طور که در بخش پیشین مشاهده شد، نمونه آزمایشگاهی ES2 به دلیل عملکرد مطلوب و شکل‌گیری مفصل پلاستیک در تیر، به عنوان پیکربندی با عملکرد مطلوب شناسایی شد. با این حال، انجام مطالعات



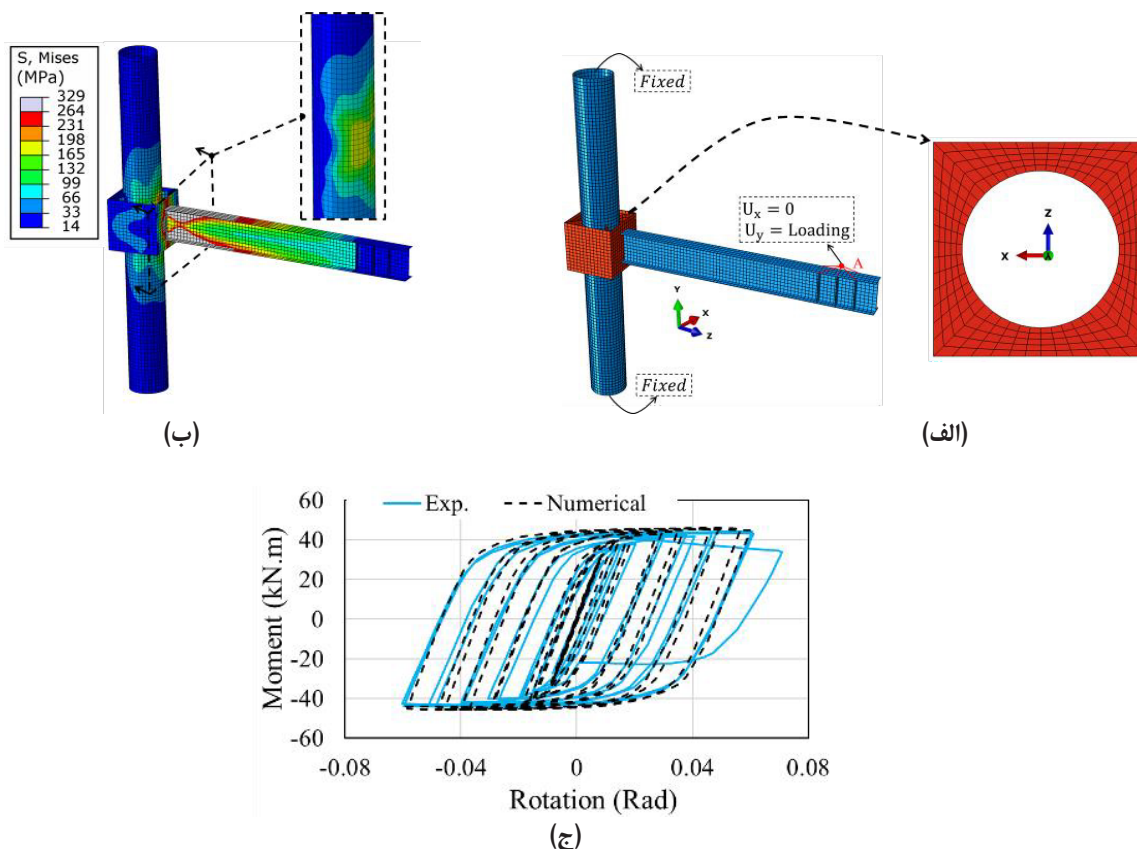
شکل ۱۶. مقایسه بیشینه دوران اتصال‌ها در سه نمونه آزمایشگاهی

Fig. 16. Comparison of maximum connection rotation for the three experimental specimens

گسترده آزمایشگاهی برای ارزیابی تأثیر هر یک از پارامترهای هندسی بر رفتار لرزه‌ای، فرآیندی زمان‌بر و پرهزینه است. از این رو، هدف این بخش توسعه یک مدل المان محدود دقیق است که قادر به شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای اتصال پیشنهادی باشد. پس از صحت‌سنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی نمونه ES2، مطالعات عددی بیشتر روی آن انجام گرفت. این مطالعه به بررسی تأثیر تغییر ضخامت ورق‌های جعبه فولادی بر عملکرد اتصال می‌پردازد تا ضخامت مناسبی انتخاب شود که تغییرات بیشتر آن تأثیر چندانی بر بهبود رفتار مدل نداشته باشد. همچنین، توزیع تنش‌ها در ستون و سایر اجزای اتصال، تحت تأثیر ضخامت‌های مختلف جعبه فولادی مورد بررسی گرفت.

۵-۱- صحت‌سنجی

به منظور شبیه‌سازی رفتار اتصال و گسترش پژوهش، یک مدل المان محدود در نرم‌افزار Abaqus انجام گرفت. برای مدل‌سازی تمامی اجزای اتصال، از المان‌های پوسته چهارگره‌ای (S4R) استفاده شد که برای



شکل ۱۷. (الف) مدل المان محدود و شرایط مرزی (ب) توزیع تنش فون میز در حداکثر دوران (ج) مقایسه نتایج هیستریسیس عددی و آزمایشگاهی.

Fig. 17. (a) Finite element model and boundary conditions, (b) Von Mises stress distribution at maximum rotation, (c) Comparison of numerical and experimental hysteretic results

شکل ۱۷-الف مدل المان مش‌بندی شده به همراه شرایط مرزی آن را نمایش می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، تمامی درجات آزادی انتقالی و دورانی در دو سر ستون محدود شدند تا شرایط تکیه‌گاهی گیردار شبیه‌سازی شود. برای اعمال بار، یک گره مرجع کوپل شده^۱ در انتهای تیر تعریف شد تا از توزیع یکنواخت بار و حذف تمرکز تنش‌های موضعی اطمینان حاصل شود [۳۴]. الگوی بارگذاری چرخه‌ای مشابه با الگوی آزمایشگاهی و تا دوران ۰/۰۶ رادیان (لحظه افت مقاومت در نمودار آزمایشگاهی) به مدل اعمال گردید. همان‌طور که در شکل ۱۷-ب مشاهده می‌شود، توزیع تنش‌های فون میز^۲ نشان‌دهنده تمرکز تنش در ناحیه تیر در مجاورت اتصال است، به نحوی که تنش در این ناحیه از تنش تسلیم (۲۶۴ مگاپاسکال) فراتر رفته و به وضوح تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را تأیید می‌کند. همچنین مقایسه نمودار لنگر-دوران نتایج عددی مطابق شکل ۱۷-ج، انطباق قابل قبول با

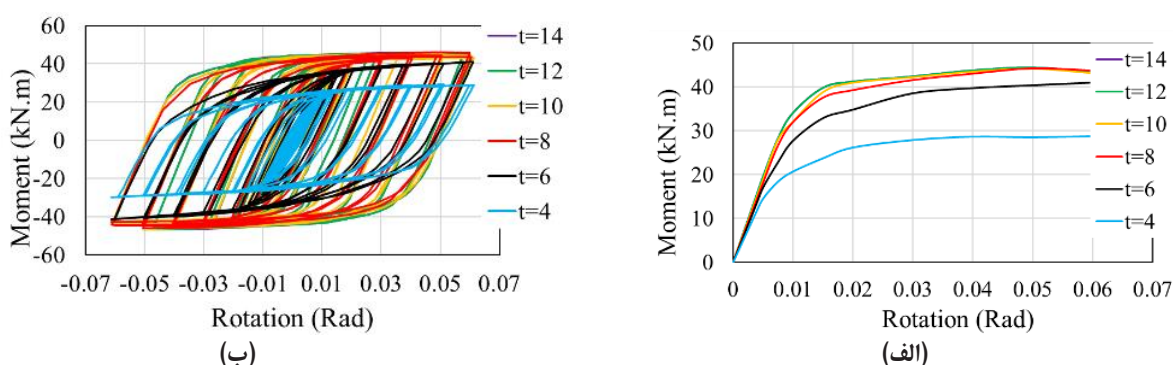
تحلیل‌های سازه‌ای با نسبت ضخامت به ابعاد کوچک مناسب هستند [۳۱، ۳۲]. با توجه به اینکه در نمونه آزمایشگاهی ES2 تا انتهای بارگذاری، هیچ گسیختگی در جوش‌ها مشاهده نشد، برای ساده‌سازی مدل، جوش‌ها به‌صورت صریح مدل‌سازی نگردیدند و به جای آن از قید Tie برای برقراری اتصال کامل میان اجزا استفاده شد. این قید به‌منظور شبیه‌سازی اتصالات جوشکاری کامل و بدون گسیختگی در بسیاری از مطالعات پیشنهاد شده است [۳۳]، که محدودیت حرکت یا تغییرشکل در جهت خاص را اعمال می‌کند تا رفتار اتصالات به‌طور واقعی‌تر مدل‌سازی شود. در تحلیل، اثرات تغییرشکل‌های بزرگ و غیرخطی بودن مصالح در نظر گرفته شد و فرآیند حل با استفاده از الگوریتم نیوتن-رافسون و به روش کنترل جابجایی انجام گردید. برای یافتن دقیق‌ترین نتیجه با کمترین هزینه محاسباتی، یک تحلیل حساسیت مش صورت گرفت که بر اساس آن، اندازه مش ۲۰ میلی‌متر به عنوان اندازه بهینه انتخاب شد.

1. Coupling Reference Point
2. Von Mises

جدول ۴. مقایسه کمی نتایج عددی و آزمایشگاهی (واحدها: کیلونیوتن متر، رادیان)

Table 4. Quantitative comparison of numerical and experimental results (Units: kN.m, radian)

افزایش طول (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	جزء سازه‌ای
۲۶/۲۹	۴۴۹/۶۷	۲۶۶/۵	۱۸۷/۲۵	بال تیر (۸ میلی‌متر)
۲۴/۱۴	۴۳۰/۸۳	۲۶۲/۳۸	۱۹۸/۲۹	جان تیر (۵،۳ میلی‌متر)
۲۱/۵۷	۴۲۲/۷۲	۲۶۵/۴۶	۲۱۰/۹۱	جعبه فولادی (۸ میلی‌متر)
۱۹/۵	۴۴۱/۶۳	۲۷۷/۰۶	۱۹۸/۴	ستون (۸ میلی‌متر)
۱۹/۶۴	۴۳۹/۱۷	۲۶۵/۳۸	۱۹۶/۲۸	سخت‌کننده (۸ میلی‌متر)



شکل ۱۸. (الف) منحنی‌های هیستریزیس و (ب) پوش منحنی.

Fig. 18. (a) Hysteretic curves and (b) Envelop curves.

رویکرد امکان بررسی اثر مستقیم افزایش یا کاهش ضخامت جعبه بر رفتار لرزه‌ای اتصال را فراهم می‌سازد.

هدف اصلی این مطالعات، شناسایی مقدار حداقل ضخامت جعبه است که فراتر از آن، مقادیر شاخص‌های لرزه‌ای شامل لنگر نهایی (M_{max})، سختی الاستیک (K_p) و ظرفیت جذب انرژی به مقدار ثابت همگرا می‌شوند و تغییرات بیشتر در ضخامت به تغییر نتایج اتصال منجر نمی‌گردد.

بر همین اساس، ضخامت جعبه فولادی از ۴ میلی‌متر تا ۱۴ میلی‌متر تغییر داده شد و نتایج حاصل برای هر مدل استخراج گردید. این نتایج در گام نخست به صورت منحنی‌های هیستریزیس (شکل ۱۸-الف) حاصل شدند. سپس منحنی‌های پوش منحنی نیز از این نمودارها استخراج شد که در شکل ۱۸-ب نشان داده شده است.

در ادامه، به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال و تعیین نقطه‌ای که تغییرات نتایج به حالت همگرا می‌رسند، سه پارامتر کلیدی از منحنی‌های

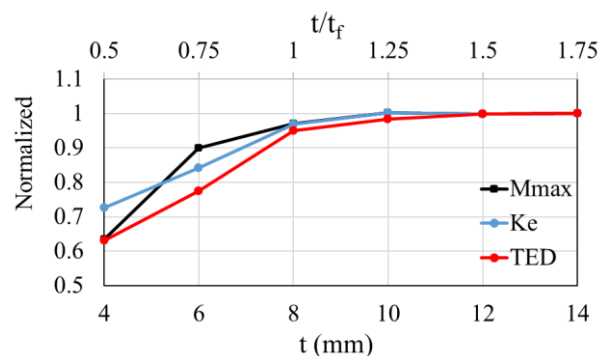
نتایج آزمایشگاهی نشان داد. همچنین برای مقایسه دقیق‌تر نتایج، نتایج کمی مدل عددی و آزمایشگاهی شامل سختی الاستیک، مقاومت نهایی و جذب انرژی کل در جدول ۴ با هم مقایسه شده است. این تفاوت‌های جزئی در مقاومت نهایی و جذب انرژی، عمدتاً ناشی از ایده‌آل‌سازی شرایط مرزی و خواص همگن مواد در مدل عددی است. ناهمگنی‌های ذاتی مواد و لقی‌های کوچک در اتصالات آزمایشگاهی، این اختلاف را توجیه می‌کند.

۵-۲- مطالعات عددی اصلی

پس از اتمام بررسی‌های آزمایشگاهی و انتخاب نمونه دوم (ES2) به عنوان مدل مرجع به دلیل عملکرد لرزه‌ای برتر، بخش مطالعات عددی اصلی بر پایه همین مدل توسعه یافت. در این مرحله، تمامی مشخصات هندسی، مصالح و شرایط مرزی مطابق نمونه صحت‌سنجی شده در نظر گرفته شد و تنها متغیر اصلی، ضخامت صفحات جعبه فولادی بود. این

است تا بتوان محدوده‌ای از ضخامت را مشخص کرد که افزایش بیشتر آن عملاً به بهبود قابل توجهی در عملکرد منجر نمی‌شود. به این ترتیب در این شکل هر ۳ پارامتر به مقدار حداکثر خود نرمال شده‌اند. همچنین در این شکل و محور افقی فوقانی نسبت ضخامت جعبه فولادی به ضخامت بال تیر (t_f) را نشان می‌دهد. همان‌طور که در نمودار دیده می‌شود، با افزایش ضخامت از ۴ تا ۶ میلی‌متر، شاخص‌ها روندی صعودی داشته اما اختلاف میان آن‌ها همچنان محسوس است، به‌ویژه در مورد انرژی جذب‌شده که دیرتر از دو شاخص دیگر به مقدار نهایی نزدیک می‌شود. در ضخامت ۸ میلی‌متر سختی الاستیک و لنگر نهایی به حدود ۹۷٪ مقدار نهایی خود رسیده‌اند، در حالی که انرژی جذب‌شده ۹۵٪ مقدار حداکثر است. در ضخامت ۱۰ میلی‌متر هر سه شاخص همگرا شده و پس از آن، در ۱۲ و ۱۴ میلی‌متر (معادل نسبت ضخامت جعبه فولادی به جعبه فولادی برابر ۱/۵ و ۱/۷۵)، افزایش ضخامت جعبه فولادی تأثیر قابل توجهی بر نتایج ندارد. بنابراین، این شکل نشان می‌دهد که پس از ضخامت ۸ میلی‌متر می‌توان گفت هر سه پارامتر به مقادیری بیش از ۹۵٪ مقدار حداکثر خود دست یافته‌اند و افزایش بیشتر ضخامت تأثیر ناچیزی داشته است.

شکل ۲۰ توزیع تنش تش فون میز در پنج مدل با ضخامت جعبه فولادی ۴، ۶، ۱۰، ۱۲ و ۱۴ میلی‌متر را در انتهای بارگذاری نشان می‌دهد تا محل

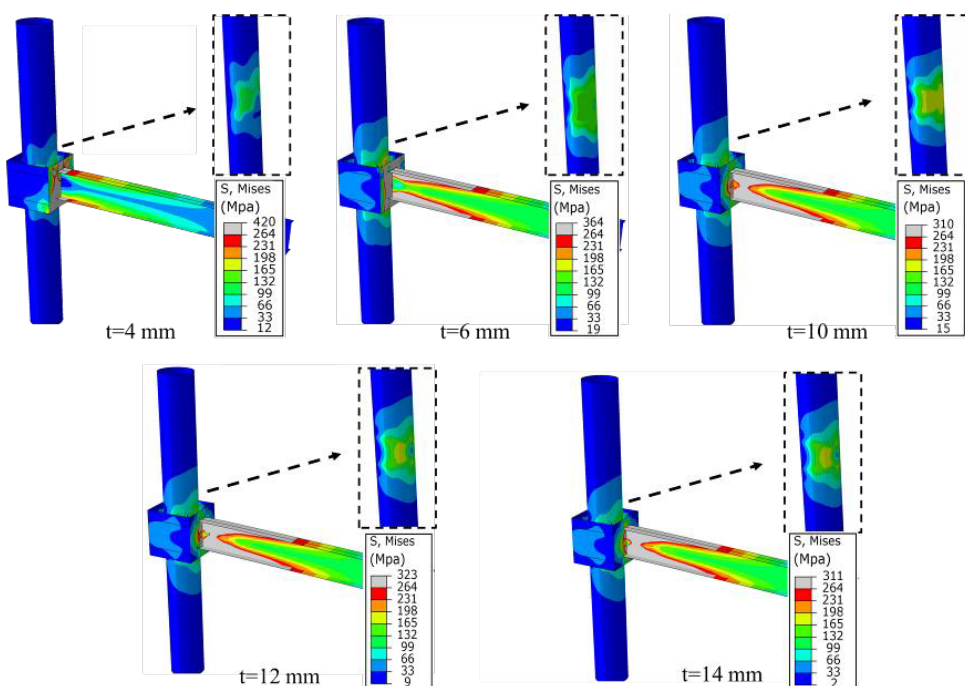


شکل ۱۹. تغییرات نرمال‌شده لنگر نهایی، سختی الاستیک و انرژی جذب‌شده نسبت به ضخامت جعبه فولادی.

Fig. 19. Normalized variations of ultimate moment, elastic stiffness and absorbed energy with respect to the thickness of the steel box.

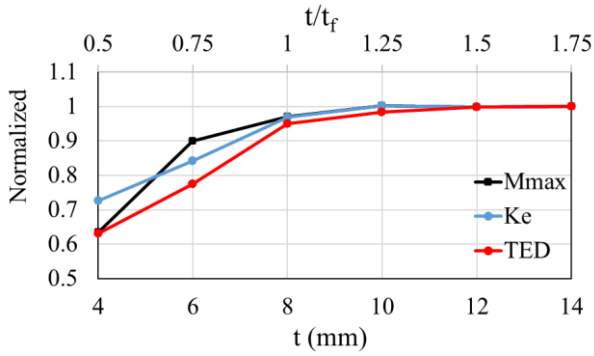
هیستریزیس استخراج می‌شوند. این خروجی‌ها مبنای تحلیل‌های بعدی و ارائه نمودارهای وابسته به ضخامت جعبه فولادی خواهند بود.

شکل ۱۹ روند تغییرات سه شاخص کلیدی رفتار لرزه‌ای اتصال شامل لنگر نهایی (M_{max})، سختی الاستیک (K_e) و انرژی کل جذب‌شده (TED) را بر حسب ضخامت جعبه فولادی نشان می‌دهد. هدف از این شکل بررسی میزان و سرعت همگرایی این شاخص‌ها به مقدار بیشینه خود



شکل ۲۰. نتایج تنش در مدل‌های با ضخامت جعبه فولادی برابر ۴، ۶، ۱۰، ۱۲ و ۱۴ میلی‌متر.

Fig. 20. Stress results in models with steel box thicknesses of 4, 6, 10, 12, and 14 mm.



شکل ۲۱. طبقه‌بندی رفتار لنگر دوران اتصال تیر به ستون بر اساس 16- AISC 360 [۳۵] در سه رده صلب، نیمه‌صلب و ساده نسبت به شاخص EI/L تیر.

Fig. 21. Classification of the moment behavior of the beam-column connection based on AISC 360-16 [35] into three categories: rigid, semi-rigid, and simple, based on the EI/L index of the beam.

آمده کمتر از $2EI/L$ باشد اتصال در رده ساده قرار می‌گیرد، بین $2EI/L$ تا $20EI/L$ اتصال نیمه صلب محسوب می‌شود و در مقادیر بالاتر از آن برابر اتصال صلب است.

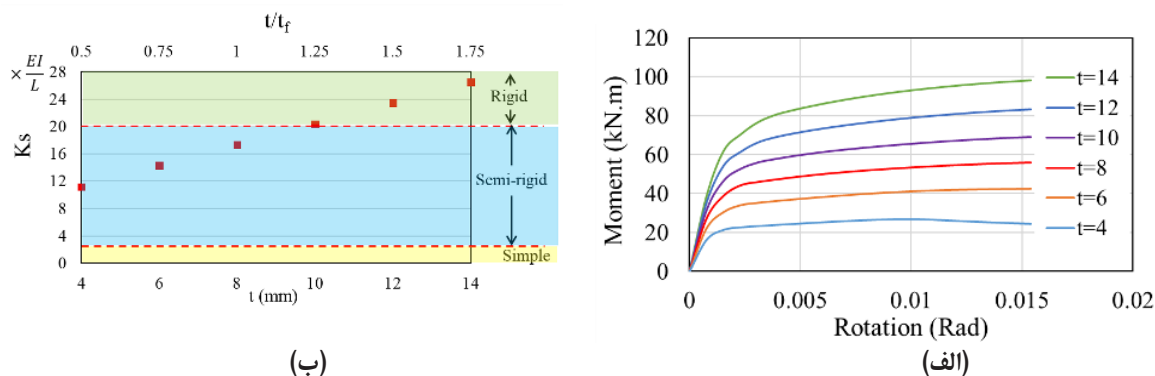
به همین ترتیب، تمامی مدل‌ها تا رسیدن به یک جابجایی دورانی مشخص تحت بارگذاری قرار گرفتند تا اعضای اتصال وارد فاز غیرخطی شوند. در این تحلیل‌ها برای حذف تغییرشکل در تیر و ستون، مشخصات مصالح آن در مدل عددی تا حدی افزایش داده شد که تغییرشکل‌های این اعضا ناچیز شود. پس از آن، نمودارهای لنگر بر حسب دوران استخراج شده و شیب اولیه این منحنی‌ها محاسبه گردیدند. نتایج این نمودارهای لنگر دوران به صورت شکل ۲۲-الف ارائه شد. در ادامه، نتایج مربوط به سختی اولیه اتصال‌ها نسبت به شاخص EI/L تیر در شکل ۲۲ب نمایش داده شده است. این شکل تغییرات سختی اتصال را بر حسب ضخامت جعبه فولادی نشان می‌دهد و در آن محدوده‌های سه‌گانه رفتاری شامل ساده، نیمه‌صلب و صلب مشخص شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در ضخامت چهار میلی‌متر مقدار سختی اتصال در محدوده نیمه‌صلب قرار دارد. با افزایش ضخامت به شش و هشت میلی‌متر نیز سختی اتصال رشد کرده ولی همچنان در محدوده نیمه‌صلب باقی می‌ماند. در ضخامت ۱۰ میلی‌متر (در حالتی که نسبت ضخامت جعبه به بال تیر برابر $1/25$) سختی اتصال به آستانه صلبیت می‌رسد و از این مقدار تا چهارده میلی‌متر، اتصال به‌طور کامل در ناحیه صلب قرار می‌گیرد. این روند نشان می‌دهد که افزایش ضخامت جعبه فولادی

بحرانی‌شدن تنش و نحوه مصرف ظرفیت تیر مشخص شود. همان‌طور که دیده می‌شود، در ضخامت‌های ۴ و ۶ میلی‌متر تمرکز تنش عمدتاً در ورق‌های جعبه و ناحیه تماس تیر به جعبه ظاهر گردیده و در تیر مفصل پلاستیک تشکیل نشده است. بنابراین ظرفیت خمشی تیر به‌طور کامل بسیج نشده و کنترل رفتار با جعبه فولادی است. از ضخامت ۱۰ میلی‌متر به بعد (۱۰، ۱۲ و ۱۴ میلی‌متر) کانون تنش به تیر در مجاورت اتصال منتقل می‌شود و مفصل پلاستیک در تیر شکل می‌گیرد؛ در این حالت جعبه فولادی در محدوده‌ای کمتر از وضعیت بحرانی باقی می‌ماند و همچنین نشانه‌ای از گسترش موضعی مخرب در ستون دیده نمی‌شود. مقایسه سه مدل ضخیم‌تر نشان می‌دهد با عبور ضخامت از آستانه ۱۰ میلی‌متر، الگوی تنش در تیر تقریباً پایدار می‌شود و افزایش بیشتر ضخامت عمدتاً ناچیزی بر توزیع تنش اتصال دارد، بدون آنکه تنش‌های ستون از حد مطلوب فراتر رود.

نتایج مطالعات عددی نشان‌دهنده این است که افزایش ضخامت جعبه فولادی از ۴ میلی‌متر به ۱۰ میلی‌متر تأثیر قابل‌توجهی بر رفتار لرزه‌ای اتصال و افزایش ظرفیت خمشی تیر دارد. با رسیدن ضخامت به ۱۰ میلی‌متر، پارامترهای اساسی مانند لنگر نهایی، سختی الاستیک و انرژی جذب‌شده به مقادیر بیش از ۹۵٪ حداکثر خود می‌رسند و پس از آن تغییرات ضخامت تأثیر ناچیزی بر نتایج به‌جا می‌گذارند. علاوه بر این، بررسی توزیع تنش‌ها در مدل‌ها نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت جعبه فولادی، تمرکز تنش‌ها از ورق‌های جعبه به تیر منتقل شده و مفصل پلاستیک در تیر شکل می‌گیرد. در ضخامت‌های بیشتر از ۱۰ میلی‌متر، الگوی تنش در تیر پایدار می‌شود و هیچ‌گونه گسترش بحرانی در ستون مشاهده نمی‌شود. بنابراین، ضخامت ۱۰ میلی‌متر به‌عنوان نقطه بهینه برای این نوع اتصالات پیشنهاد می‌شود که بیشترین عملکرد را به همراه بهینه‌ترین توزیع تنش‌ها ارائه می‌دهد.

۵-۳- ارزیابی صلبیت اتصال

بر اساس ضوابط آیین‌نامه AISC 360-16 [۳۵] اتصالات تیر به ستون از نظر میزان صلبیت به سه دسته صلب، نیمه صلب و ساده تقسیم می‌شوند. برای تشخیص رفتار اتصال، از منحنی لنگر-دوران استفاده می‌شود و شیب اولیه این منحنی به عنوان سختی مؤثر اتصال در محدوده سرویس تعریف می‌گردد. در این رویکرد تیر و ستون به‌صورت اجزای صلب در نظر گرفته شده و خود اتصال به شکل یک فنر دورانی ایده‌آل‌سازی می‌شود. نسبت لنگر سرویس به دوران متناظر معیار اصلی برای محاسبه سختی اتصال است و با شاخص EI/L تیر مقایسه می‌شود. مطابق شکل ۲۱ اگر مقدار به دست



شکل ۲۲. (الف) نتایج لنگر دوران برای محاسبه صلبیت اتصال (ب) نتایج صلبیت اتصال بر حسب ضخامت جعبه فولادی

Fig. 22. (a) Results of the rotational moment for calculating the connection stiffness (b) Results of the connection stiffness in terms of the thickness of the steel box.

مدل بود. سپس یک مدل المان محدود در آباکوس صحت‌سنجی شد و تحلیل‌های عددی بیشتری بر روی بهترین نمونه آزمایشگاهی یعنی مدل دوم انجام گرفت. مطالعه پارامتریک با تغییر ضخامت صفحات جعبه فولادی در بازه ۴ تا ۱۴ میلی‌متر انجام شد و شاخص‌هایی چون سختی، لنگر نهایی و انرژی جذب‌شده استخراج گردید. هدف، تعیین حداقل ضخامت مؤثر جعبه که از آن به بعد پاسخ‌ها نسبت به افزایش ضخامت حساسیت ناچیزی داشته باشند. همچنین تاثیر این متغیر بر روی صلبیت اتصال نیز ارزیابی شد. نتایج این تحقیق در بندهای زیر خلاصه شده است:

۱. نتایج آزمایشگاهی نشان داد آرایش سخت‌کننده‌ها عامل اصلی رفتار اتصال است. نمونه دوم با سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال‌های تیر، مکانیزم مطلوب تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را محقق کرد. در نمونه اول، تغییر شکل قابل توجه در جعبه فولادی رخ داد. در نمونه سوم، بخش بیشتری از ظرفیت تیر نسبت به مدل اول بسیج شد، اما نهایتاً تغییر شکل ورق جعبه و سپس گسیختگی جوش موجب اتمام بارگذاری شد.

۲. نتایج آزمایشگاهی نشان داد در نمونه دوم، لنگر نهایی ۴۳/۲۲ کیلونیوتن‌متر معادل ۹۹٪ ظرفیت خمشی تیر به‌دست آمد؛ در نمونه سوم، لنگر نهایی ۳۲/۵۶ کیلونیوتن‌متر معادل حدود ۷۴٪ ظرفیت خمشی، و در نمونه اول تنها ۷/۲۴ کیلونیوتن‌متر برابر با حدود ۱۷٪ ظرفیت خمشی حاصل شد. به‌صورت مقایسه‌ای، لنگر نهایی نمونه دوم حدود ۶ برابر نمونه اول و حدود ۱/۳ برابر نمونه سوم بود؛ همچنین نمونه

موجب انتقال تدریجی رفتار اتصال از نیمه‌صلب به صلب می‌شود و ضخامت ده میلی‌متر نقطه شروع این تغییر رفتار است.

نتایج این بخش نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت جعبه فولادی، رفتار اتصال به تدریج از حالت نیمه‌صلب به صلب تغییر می‌کند. در ضخامت ۴ میلی‌متر، اتصال در محدوده نیمه‌صلب قرار دارد، ولی با افزایش ضخامت به ۱۰ میلی‌متر، اتصال به نقطه صلبیت می‌رسد و تا ضخامت ۱۴ میلی‌متر این تغییر رفتار پایدار باقی می‌ماند. این روند به‌طور واضح نشان می‌دهد که ضخامت جعبه فولادی نقش مؤثری در بهبود صلبیت اتصال ایفا می‌کند. ورق فولادی مشابه یک تیر عمل می‌کند که سخت‌کننده‌های اتصال جعبه فولادی به ستون نقش تکیه‌گاه‌های آن را ایفا می‌کنند، به‌طوری‌که نیروی وارده از طرف تیر به‌عنوان نیروی خارجی محسوب می‌شود؛ هرچقدر ارتفاع این تیر افزایش یابد، مقاومت خمشی آن بیشتر شده و خمش آن سخت‌تر می‌شود، که منجر به افزایش صلبیت اتصال می‌گردد.

۶- نتیجه‌گیری

این مطالعه به‌صورت عددی و آزمایشگاهی رفتار اتصال تیر فولادی به ستون فولادی دایره‌ای توخالی با به‌کارگیری جعبه فولادی اتصال را مورد بررسی قرار داد. در بخش آزمایشگاهی، سه نمونه با پیکربندی‌های متفاوت سخت‌کننده ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیک آزمون شد. نتایج این مدل‌ها شامل منحنی‌های لنگر بر حسب دوران، سختی الاستیک، لنگر نهایی، اتلاف انرژی تجمعی، دوران چشمه اتصال و کرنش‌اعضای اصلی

به افزایش بیشتر ضخامت عملاً مستقل شده و اتصال در رده صلب قرار می‌گیرد.

۷. نتایج این پژوهش تنها برای تیرهای IPE معتبر است. تعمیم به مقاطع بال‌پهن مستلزم انجام مطالعات تکمیلی عددی و آزمایشگاهی است تا ارزیابی رفتار اتصال در شرایط مشابه فراهم شود.

منابع

- [1] A. Solhmirzaei, M. TahamouliRoudsari, B. Hosseini Hashemi, Proposing a New Detailing Scheme for Rigid Connection with Endplate without the Need for Welding in Column, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(Special Issue 4) (2022) 411-438.
- [2] S. Sohaei, M. TahamouliRoudsari, P. Memarzadeh, Numerical investigation of the beam-to-circular column connection using a new external stiffener, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 10(3) (2023) 127-149.
- [3] M.-A. Jalali, A. Rafiee, Performance Evaluation of Bolted Moment Frame with Reduced Beam Section, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 11(2) (2024) 168-185.
- [4] p. zarfam, P. Javadi, B. Safarizad, Laboratory study of RBS connection using box-shaped replaceable link at the joint formation site, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(1) (2022) 95-113.
- [5] S.R. Hosseini Vaez, M. Jahan Abadi, Evaluation equivalent pulse of pulse-like ground motion to estimate the response of RC moment-resisting frames, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(2) (2017) 47-67.
- [6] M. Gerami, A. Zarei, M. Ghaderi, Effect of low cycle fatigue on steel moment frames with prequalified rigid connections (bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections), *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 3) (2019) 149-162.
- [7] M.M. Ahmadi, S.R. Mirghaderi, N. Bakhshayesh Eghbali, Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column,

سوم حدود ۴/۵ برابر نمونه اول لنگر نهایی از خود نشان داد که به واسطه سخت‌کننده خارجی محقق گردید.

۳. نتایج آزمایشگاهی نشان داد نمونه دوم بالاترین سختی الاستیک و بیشترین انرژی جذب‌شده را دارد. سختی الاستیک این نمونه ۳۴۵۰ کیلونیوتن‌متر و حدود ۱۲ برابر نمونه اول بود. همچنین انرژی تجمعی جذب‌شده در نمونه دوم ۳۸/۲۲ کیلونیوتن‌متر حدود ۹/۵ برابر نمونه اول اندازه‌گیری شد.

۴. از منظر شکل‌پذیری، نمونه دوم با ثبت مقدار ϵ عملکردی برتر از خود نشان داد و نسبت به نمونه اول به میزان حدود ۲/۹ برابر و نسبت به نمونه سوم به میزان ۱/۵ برابر است. افزون بر این، دوران افت مقاومت در نمونه دوم معادل ۰۰۰۶ رادیان بود که به ترتیب از نمونه‌های اول (۰/۰۴ رادیان) و سوم (۰/۰۵ رادیان) فراتر است. این نتیجه به وضوح نشان می‌دهد که این آرایش سخت‌کننده‌ها، پیش از کاهش ظرفیت باربری، امکان تحمل تغییرشکل‌های بیشتری را فراهم می‌آورد.

۵. مطالعات عددی نشان داد که با افزایش ضخامت جعبه فولادی از ۴ تا ۱۴ میلی‌متر، سه شاخص کلیدی لنگر نهایی، سختی الاستیک و انرژی جذب‌شده روندی صعودی را تجربه می‌کنند. این شاخص‌ها از ضخامت حدود ۸ میلی‌متر (یا نسبت ضخامت جعبه فولادی به بال تیر برابر ۱) به بیش از ۹۵ درصد از مقادیر پیشینه خود نزدیک شدند و در نهایت، پاسخ‌ها در نسبت ضخامت جعبه فولادی به بال تیر برابر ۱/۲۵ به حالت همگرا رسیدند، به طوری که افزایش بیشتر ضخامت تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر عملکرد نهایی نداشت. همچنین، بر اساس طبقه‌بندی رفتاری، اتصالات با ضخامت‌های ۴، ۶ و ۸ میلی‌متر در محدوده نیمه‌صلب قرار گرفتند، در حالی که در نسبت ضخامت جعبه فولادی به بال تیر برابر ۱/۲۵ به بالا، رفتار اتصال به طور کامل به حالت صلب تغییر یافت.

۶. تحلیل توزیع تنش‌ها نشان داد که مکانیسم شکست اتصال به طور مستقیم به ضخامت جعبه فولادی وابسته است. در مدل‌های با ضخامت کمتر (۴ و ۶ میلی‌متر)، تمرکز تنش در جعبه و ناحیه تماس تیر-جعبه رخ داد و از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر جلوگیری کرد. در مقابل، در مدل‌های با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و بالاتر، کانون تنش به طور مطلوب به تیر منتقل شده و مفصل پلاستیک در آن شکل گرفت، در حالی که تنش در ستون در محدوده‌ای ایمن و کمتر از حد تسلیم باقی ماند. نتایج عددی همچنین نشان داد اگر ضخامت جعبه فولادی حداقل دو میلی‌متر بیشتر از ضخامت بال تیر انتخاب شود، پاسخ‌های اتصال نسبت

- 311-322.
- [17] A. Habibi, N. Fanaie, S. Shahbazpanahi, Experimental and numerical investigation of I-beam to concrete-filled tube (CFT) column moment connections with pipe-stiffened internal diaphragm, *Journal of Constructional Steel Research*, 200 (2023) 107648.
- [18] B. Rong, Y. Zhang, J. Sun, R. Zhang, Experimental and numerical research on hysteretic behavior of CFST frame with diaphragm-through connections, *Journal of Building Engineering*, 45 (2022) 103529.
- [19] K. Megahed, N.S. Mahmoud, S.E.M. Abd-Rabou, Finite Element Modeling for Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns Under Axial Compression, *International Journal of Steel Structures*, 24(5) (2024) 1229-1250.
- [20] Y.-J. Zhang, L. Zhang, G.-S. Tong, Y.-F. Chen, B. Fu, Seismic behavior of an improved drilled flange connection for I-beam to CFST column, *Journal of Building Engineering*, 87 (2024) 108971.
- [21] M.Z. Jeddi, N.H.R. Sulong, T. Ghanbari-Ghazijahani, Behaviour of double-sleeve TubeBolt moment connections in CFT columns under cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 194 (2022) 107302.
- [22] P. Prathiba, R. Nikhil, Seismic Performance Evaluation of Variable Beam Through Connection in Steel Box Column, in: M. Nehdi, R.A. Rahman, R.P. Davis, J. Antony, P.E. Kavitha, S. Jawahar Saud (Eds.) *Proceedings of SECON'24*, Springer Nature Switzerland, Cham, 2024, pp. 347-362.
- [23] O. Rezaifar, M. Nazari, M. Gholhaki, Experimental study of rigid beam-to-box column connections with types of internal/external stiffeners, *Steel and Composite Structures*, 25(5) (2017) 535-544.
- [24] A. Moradi Garoosi, M. TahamouliRoudsari, B. Hosseini Hashemi, Experimental evaluation of rigid connection with reduced section and replaceable fuse, *Structures*, 16 (2018) 390-404.
- [25] M. Tahamouli Roudsari, H. Jamshidi K, M.M. Zangeneh, Experimental and Numerical Investigation of IPE Reduced Beam Sections with Diagonal Web Engineering Structures, 267 (2022) 114695.
- [8] M. Tahamouli Roudsari, S. Sohaei, M. Torkaman, S.A. Safaee, S. Tahmasebi, S. Mohammadi, M.M. Ghasvand, Presenting a New Detail for the Rigid Connection Between I-Shaped Beam and Concrete-Filled Steel Tube Column with Stiffened Channel Link, *International Journal of Steel Structures*, 20(2) (2020) 655-667.
- [9] F.-x. Ding, Y.-b. Chen, L. Wang, Z.-c. Pan, C.-y. Li, T. Yuan, C. Deng, C. Luo, Q.-w. Yan, C.-b. Liao, Hysteretic behavior of CFST column-steel beam bolted joints with external reinforcing diaphragm, *Journal of Constructional Steel Research*, 183 (2021) 106729.
- [10] I.S. Sheet, U. Gunasekaran, G.A. MacRae, Experimental investigation of CFT column to steel beam connections under cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 86 (2013) 167-182.
- [11] S. Sohaei, M. TahamouliRoudsari, P. Memarzadeh, Numerical evaluating for the rigid and semi-rigid connection of I-Shaped beams to tubular columns, *Steel and Composite Structures*, 51(3) (2024) 305-323.
- [12] F.J. Paghaleh, M.A. Hadianfard, H. Saffari, Seismic behavior of through beam connection to steel box-column, *Journal of Constructional Steel Research*, 193 (2022) 107261.
- [13] P.P. Debnath, T.-M. Chan, Experimental performance of single blind-bolted CFST column connection under predominant shear loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 196 (2022) 107386.
- [14] N. Fanaie, H.S. Moghadam, Experimental study of rigid connection of drilled beam to CFT column with external stiffeners, *Journal of Constructional Steel Research*, 153 (2019) 209-221.
- [15] M.M.A. Khanouki, N.H. Ramli Sulong, M. Shariati, M.M. Tahir, Investigation of through beam connection to concrete filled circular steel tube (CFCST) column, *Journal of Constructional Steel Research*, 121 (2016) 144-162.
- [16] A.M. Ali, R. Masmoudi, Experimental and analytical investigation of new concrete filled FRP tube beam-column connections, *Engineering Structures*, 191 (2019)

- 7(9) (2005) 11.
- [31] S. Pourmahdi, T. Rakan-Nasrabadi, K. Cheraghi, A. haghollahi, Numerical study of cyclic behavior of single-layer flat-corrugated steel shear walls, *Asian Journal of Civil Engineering*, (2025).
- [32] K. Cheraghi, M. Darbandkohi, M. TahamouliRoudsari, S. Kiasat, Seismic behavior of RC frames with partially attached steel shear walls: A numerical study, *Earthquakes and Structures*, 25(6) (2023) 443.
- [33] R. Rahnavard, A. Hassanipour, N. Siahpolo, Analytical study on new types of reduced beam section moment connections affecting cyclic behavior, *Case Studies in Structural Engineering*, 3 (2015) 33-51.
- [34] X. Zhou, Y. Tan, K. Ke, M.C.H. Yam, H. Zhang, J. Xu, An experimental and numerical study of brace-type long double C-section steel slit dampers, *Journal of Building Engineering*, 64 (2023) 105555.
- [35] AISC, Specification for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois, 2016.
- Stiffeners, *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4) (2018) 533-552.
- [26] M. RasouliTabar, M. TahamouliRoudsari, P. Memarzadeh, F. Fathi, Experimental Study of the Effect of Using Stiffener in T-stub Steel Connections Under Cyclic Loading, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 12(04) (2025) -.
- [27] S. Chaghazardi, M. TahamouliRoudsari, M. Oghabi, M. Movahednia, Experimental and Numerical Evaluation of a New Reduced Beam Section Connection without Flange Tapering, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 11(2) (2024) 77-103.
- [28] B. Iso, B. Standard, Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel, Bolts, screws and stud, (2009).
- [29] H. Krawinkler, Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, Applied Technology Council, 1992.
- [30] A. FEMA 440, 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA-440, Redwood City,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Kamil Aakool AL-Hureshat, M. TahamouliRoudsari, A. R. Moradi Garoosi, M. Oghabi, Numerical and Experimental Assessment of Seismic Behavior of Rigid I-Beam to Circular Steel-Box Column Connections, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 57(8) (2025) 1455-1480.

DOI: [10.22060/ceej.2025.24762.8343](https://doi.org/10.22060/ceej.2025.24762.8343)

