Journal of Steel & Structure
Volume 20, Issue 52 (Summer 2026)
PP. 21–33
Journal homepage: www.journalisss.ir

Research Article

The Effect of Rigid Connection Type on Lateral Stiffness of Steel Bending Frames

Khosro Pilevarian[1], Mehdi Alirezaei[2]*, Seyed Mohammad Mirhosseini[3], Ehsanollah Zeighami[2]

1- Ph.D. Student of Civil Engineering Ar.C., Islamic Azad University, Arak, Iran
2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ar.C., Islamic Azad University, Arak, Iran
3- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ar.C., Islamic Azad University, Arak, Iran

Citation: Pilehvarian, K., Alirezaei, M., Mirhosseini, S.M., and Zeighami, E. (2026), "The Effect of Rigid Connection Type on Lateral Stiffness of Steel Bending Frames", Journal of Steel & Structures, 20(52), pp.21-33. (In Persian)
https://doi.org/10.22034/jss.2026.582612.1037

Article info:

Article History:
Received: 25 December 2025
Revised: 25 February 2026
Accepted: 19 March 2026
Published: 22 June 2026

Keywords:
Moment Frame
Lateral Stiffness
Rigid Connection
Connection Plates
Prequalified Connections

ABSTRACT

Background: AISC prequalifies several rigid connections that provide acceptable seismic performance for steel moment-resisting frames. In conventional design practice, the connection type is often not explicitly considered in numerical modeling, and different rigid connections are commonly modeled in a similar manner. However, the actual behavior of each connection can result in significant differences in lateral stiffness, energy dissipation, and ductility. This study investigates the effects of three rigid connection types, namely welded unreinforced flange–bolted web (WUF-W), welded flange plate (WFP), and bolted flange plate (BFP) connections, on the lateral stiffness of steel moment-resisting frames through a combined experimental and numerical approach.

Methods: Three full-scale steel moment frames with a span of 2.8 m and a height of 1.8 m were constructed. Beam and column sections were equivalent to IPE270 and IPB180, respectively, and the strong-column–weak-beam criterion was satisfied. The specimens were subjected to the ATC-24 cyclic loading protocol under displacement control. The yield displacement was 20 mm, and loading continued to a maximum displacement of 100 mm. Numerical modeling was performed using Abaqus with C3D8R elements, combined isotropic–kinematic hardening, and the von Mises yield criterion. Welds were modeled using tie constraints, while bolts were modeled as solid elements with prestressing. The numerical results were validated against the experimental data. Initial, post-yield, and secant stiffness, cumulative plastic energy, and damping were extracted from the hysteresis curves.

Results: The results showed that the use of top and bottom flange plates in the WFP connection, compared with the WUF-W connection, increased the initial stiffness by 83% and the ultimate strength by 89%, while reducing ductility by 9% and damping by 17%. The BFP connection exhibited intermediate behavior, with an initial stiffness of 0.46 ton/mm and an ultimate strength of 21.5 ton. In the WUF-W connection, plastic hinging occurred in the panel zone, whereas in the WFP and BFP connections, plastic deformation shifted toward the adjacent column. The comparison of the numerical and experimental results showed good agreement, with differences ranging from 6% to 12%.

Conclusion: The selection of connection type should be based on the design priorities. For seismic applications, the WUF-W connection is recommended because of its higher ductility and damping and its beam-hinging behavior. For higher stiffness and strength, the WFP connection is more suitable. The BFP connection is recommended when repairability and balanced structural behavior are prioritized.

* Corresponding Author's E-mail: M.Alirezaei@iau.ir

Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode

Introduction

The seismic performance of steel moment-resisting frames (MRFs) is strongly influenced by beam-to-column moment connections, which control lateral stiffness, energy dissipation capacity, and plastic hinge development. However, in conventional structural modeling, different rigid connections are often idealized as fully rigid with identical rotational stiffness, despite their different detailing and mechanical behavior.Several prequalified moment connections introduced by AISC have been adopted for seismic design, including some in Part 10 of the Iranian National Building Code. Although many studies have investigated the cyclic behavior of moment connections, most have focused on isolated connection specimens rather than full-scale structural frames. Therefore, the effect of different rigid connection types on the global response of steel MRFs, particularly lateral stiffness, remains insufficiently investigated. A comprehensive experimental and numerical comparison of WUF-W, WFP, and BFP connections in full-scale frames has not been adequately reported.This study investigates the influence of these three rigid connection types on the seismic behavior of steel MRFs through experimental testing and finite element analysis. The objectives are to compare lateral stiffness, evaluate the effect of flange plates on plastic hinge formation and energy dissipation, validate Abaqus numerical models, and determine the importance of considering connection detailing in structural analysis.

Methods

Three full-scale one-story, one-bay steel moment frames with a span of 2.8 m and height of 1.8 m were fabricated and tested. Beam and column sections were equivalent to IPE270 and IPB180, respectively, and the strong column-weak beam criterion was satisfied. The first specimen used a welded unreinforced flange-bolted web (WUF-W) connection, the second employed a welded flange plate (WFP) connection with top and bottom plates, and the third utilized a bolted flange plate (BFP) connection. All structural components were fabricated from ST37 steel with a yield strength of 240 MPa and ultimate tensile strength of 370 MPa. Grade 10.9 high-strength bolts and E7018 groove welds were used. The specimens were subjected to the ATC-24 cyclic loading protocol under displacement control. The yield displacement was determined as 20 mm, and loading continued to a maximum displacement of 100 mm Numerical simulations were performed using Abaqus. All components were modeled using three-dimensional solid C3D8R elements. Material nonlinearity was simulated using the von Mises yield criterion with combined isotropic-kinematic hardening. A refined mesh of 5 mm was applied in critical regions and a 20 mm mesh was used in other areas. Welds were modeled using tie constraints, bolt pretension was introduced through the temperature-change method, and contact interactions were defined with a friction coefficient of 0.35. Model accuracy was evaluated by comparison with experimental results. Parameters including stiffness, strength, ductility, cumulative plastic energy, damping ratio, and plastic hinge development were extracted from hysteresis curves.

Results

The results demonstrated that connection detailing significantly affects the seismic response of steel MRFs. The addition of top and bottom flange plates in WFP and BFP connections increased connection stiffness and modified the force transfer mechanism. In the WUF-W specimen, plastic deformation occurred mainly in the panel zone and adjacent beam, whereas in WFP and BFP specimens, the increased beam-end stiffness

shifted plastic deformation toward the adjacent column. Compared with WUF-W, the WFP connection increased initial stiffness from 0.36 to 0.66 ton/mm (83%) and ultimate strength from 15.5 to 29.3 tons (89%). However, ductility decreased from 3.63 to 3.30 (9%), and equivalent viscous damping reduced from 0.24 to 0.20 (17%). The BFP connection showed intermediate behavior with an initial stiffness of 0.46 ton/mm, ultimate strength of 21.5 tons, and damping ratio of 0.23. The Abaqus models showed satisfactory agreement with experimental results. The average difference between numerical and experimental responses ranged from approximately 6% to 12%. The experimental and numerical results consistently confirmed the different plastic hinge mechanisms of the investigated connections.

Conclusion

The findings indicate that rigid connection type has a significant influence on stiffness, strength, ductility, and energy dissipation of steel moment frames. The WFP connection provides the highest stiffness and strength, while WUF-W provides superior ductility and damping performance. The BFP connection demonstrates balanced structural behavior and improved repairability potential. The validated numerical models confirm the importance of considering connection detailing in seismic analysis. Neglecting connection characteristics may lead to inaccurate estimation of frame stiffness. Further studies are recommended to investigate the effect of connection type on multi-story frames and different seismic loading conditions.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

The authors declare that no generative AI or AI-assisted technologies were used in the writing, editing, or preparation of this manuscript.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors declare that this study is an original research work. All sources, data, software, and methods used are properly cited and referenced. No data fabrication or falsification has occurred, and the research adheres to all academic integrity guidelines and ethical publishing practices.

Funding

The authors received no financial support for the research, authorship, and/or publication of this article.

Author's contributions

First Author: Contributed to the conceptualization and methodology of the study; designed and conducted the experiments; performed numerical modeling and data analysis; drafted the original manuscript; and contributed to the final revision and editing of the manuscript.

Second Author: Provided scientific guidance and supervision throughout the study; reviewed and evaluated the results; and approved the final version of the manuscript.

Other Authors: Contributed to the scientific guidance and supervision of the study and reviewed and approved the final version of the manuscript.

Conflicts of interest

The authors declare no conflict of interest.

Acknowledgments

The authors express their gratitude to Neka Steel Machinery Factory, especially Mr. Latifi, for providing laboratory facilities and equipment, as well as for valuable cooperation in conducting the experiments of this research.

نشریه علمی
سازه و فولاد
دوره ۲۰، شماره ۵۲ (تابستان ۱۴۰۵)
صفحات ۲۱-۳۳
وب‌سایت نشریه: www.journalisss.ir

مقاله پژوهشی

تأثیر نوع اتصال گیردار بر سختی جانبی قاب‌های خمشی فولادی

خسرو پیله‌وریان[۱]، مهدی علیرضایی[۲*]، سیدمحمد میرحسینی[۳]، احسان‌اله ضیغمی[۲]

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران
۲- استادیار، گروه عمران ، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران
۳- دانشیار، گروه عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

Citation: Pilehvarian, K., Alirezaei, M., Mirhosseini, S.M., and Zeighami, E. (2026), "The Effect of Rigid Connection Type on Lateral Stiffness of Steel Bending Frames", Journal of Steel & Structures, 20(52), pp.21-33. (In Persian)
doi https://doi.org/10.22034/jss.2026.582612.1037

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:
تاریخ دریافت: ٤ دی ماه ١٤٠٤
تاریخ بازنگری: ٦ اسفند ماه ١٤٠٤
تاریخ پذیرش: ٢٨ اسفند ماه ١٤٠٤
تاریخ انتشار: ١ تیر ماه ١٤٠٥

واژگان کلیدی:
قاب خمشی
سختی جانبی
اتصال گیردار
ورق‌های اتصال
اتصالات ازپیش‌تأییدشده

چکیده

زمینهٔ پژوهش: آیین‌نامهٔ AISC اتصالات گیردار ازپیش‌تأییدشده‌ای معرفی کرده که عملکرد لرزه‌ای قابل‌قبولی برای قاب‌های خمشی تضمین می‌کنند. در طراحی‌های متداول، نوع اتصال در مدل‌سازی نرم‌افزاری لحاظ نمی‌شود و تمامی اتصالات خمشی به یک صورت تعریف می‌شوند. این درحالی است که رفتار واقعی هر اتصال تفاوت‌های قابل‌توجهی در سختی جانبی، جذب انرژی و شکل‌پذیری ایجاد می‌کند. هدف این تحقیق، بررسی تأثیر سه نوع اتصال گیردار WUF-W، WFP و BFP بر سختی جانبی قاب‌های خمشی فولادی به‌صورت ترکیبی آزمایشگاهی و عددی است.

روش پژوهش: سه قاب خمشی فولادی در مقیاس کامل با دهانهٔ ۲/۸ و ارتفاع ۱/۸ متر ساخته شدند. مقاطع تیر و ستون به‌ترتیب معادل IPE270 و IPB180 در نظر گرفته شدند و اصل تیر ضعیف–ستون قوی کنترل شد. نمونه‌ها تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 با کنترل تغییرمکان قرار گرفتند. تغییرمکان تسلیم قاب ۲۰ میلی‌متر و بارگذاری تا ۱۰۰ میلی‌متر ادامه یافت. مدل‌سازی عددی با Abaqus انجام گرفت. از المان‌های C3D8R، مدل سخت‌شوندگی همبازگشت و معیار فون‌میسز استفاده شد. جوش‌ها با قید صلب و پیچ‌ها با المان‌های جامد و پیش‌تنیدگی شبیه‌سازی و نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی اعتبارسنجی شدند. پارامترهای سختی اولیه، فراتسلیم، سکانتی، انرژی پلاستیک و میرایی از منحنی‌های هیسترزیس استخراج شدند.

یافته‌ها: استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی در اتصال WFP نسبت به WUF-W، سختی اولیه را ۸۳ درصد و مقاومت نهایی را ۸۹ درصد افزایش می‌دهد. اما شکل‌پذیری را ۹ درصد و میرایی را ۱۷ درصد کاهش می‌دهد. اتصال BFP با سختی اولیه ۰/٤٦ و مقاومت ۲۱/۵ تن، عملکرد میانی دارد. در اتصال WUF-W، مفصل پلاستیک در چشمه اتصال تشکیل شده اما در دو اتصال دیگر به ستون مجاور منتقل می‌شود. مقایسهٔ نتایج عددی و آزمایشگاهی تطابق خوب با خطای ٦ تا ١٢ درصد را نشان می‌دهد.

نتیجه‌گیری: انتخاب اتصال باید بر اساس اولویت طراحی باشد. در مناطق لرزه‌خیز، اتصال WUF-W با بالاترین شکل‌پذیری و میرایی و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر توصیه می‌شود. برای سختی و مقاومت بالا، اتصال WFP مناسب‌تر است. برای تعمیرپذیری و رفتار متعادل، اتصال BFP پیشنهاد می‌شود.

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: M.Alirezaei@iau.ir

حقوق نشر این مقاله برای نویسنده(گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه‌های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می‌باشد. برای اطلاعات بیش‌تر، لطفاً به وب‌سایت مربوطه مراجعه فرمایید. https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode

۱- مقدمه

قاب‌های خمشی فولادی به‌دلیل شکل‌پذیری بالا، جذب انرژی مناسب و سهولت اجرا، یکی از پرکاربردترین سیستم‌های سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز محسوب می‌شوند. عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها تا حد زیادی به رفتار اتصالات تیر به ستون وابسته است؛ زیرا محل تشکیل مفصل پلاستیک، سختی جانبی و ظرفیت جذب انرژی سازه توسط این اتصالات تعیین می‌شود. در سال‌های اخیر، آیین‌نامه‌های مختلف نظیر AISC 358-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، اتصالات گیردار از پیش‌تأییدشده‌ای را معرفی کرده‌اند تا عملکرد مطمئنی را در برابر زلزله تضمین کنند [۱ و ۲]. بااین‌حال، در طراحی‌های متداول مهندسی، نوع اتصال گیردار معمولاً در مدل‌سازی نرم‌افزاری لحاظ نمی‌شود و تمامی اتصالات خمشی به یک صورت (معمولاً به‌صورت گیردار کامل) تعریف می‌شوند، درحالی‌که رفتار واقعی هر اتصال می‌تواند تفاوت‌های قابل‌توجهی در پاسخ سازه ایجاد نماید.

تحقیقات گسترده‌ای بر روی رفتار اتصالات خمشی فولادی انجام شده است. مائو[1] و همکاران با مدل‌سازی سه‌بعدی اتصال WUF-W، تأثیر پارامترهایی نظیر هندسهٔ سوراخ دسترسی جوش، کیفیت جوش و تغییرشکل ناحیهٔ چشمه اتصال را بر رفتار غیرخطی این اتصال بررسی کردند [۳]. نتایج آن‌ها نشان داد که شکل و اندازهٔ سوراخ دسترسی تأثیر زیادی بر تمرکز تنش و تشکیل ترک‌های ترد در ریشهٔ فلنج دارد.

بلک[2] و همکاران با مدل‌سازی آزمایشگاهی، روابط جدیدی برای ایجاد مفصل پلاستیک در تیر ارائه کردند و نشان دادند که حتی با رعایت اصل تیر ضعیف–ستون قوی، خرابی ترد موضعی در جوش یا ریشهٔ فلنج می‌تواند منجربه تشکیل مفصل پلاستیک در ستون شود [۴].

اشرفی و همکاران نیز اتصال RBF را در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه تحت بارگذاری سیکلیک بررسی نمودند و نتیجه گرفتند که استفاده از این اتصال در طبقات پایین‌تر، جذب انرژی سازه را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد [۵].

غلامی و همکاران با مدل‌سازی آزمایشگاهی و عددی اتصال فلنجی در Abaqus، تأثیر طول صفحهٔ فلنج و هندسهٔ جوش‌کاری را بر پاسخ لرزه‌ای اتصال بررسی کردند و نشان دادند که اتصال فلنجی طراحی‌شده، الزامات آیین‌نامهٔ AISC 358-22 برای قاب‌های خمشی ویژه را تأمین می‌کند [۶].

کولکارنی[3] با مقایسهٔ آزمایشگاهی اتصالات RBS و WUF-W، تفاوت رفتار این دو اتصال را تحت بار رفت‌وبرگشتی نشان داد [۷].

در سال‌های اخیر، پژوهش‌های متعددی بر روی بهینه‌سازی اتصالات خمشی متمرکز شده است. بیات با ارائهٔ یک مطالعهٔ موردی، به بهینه‌سازی هندسه و مناطق محافظت‌شده در برابر لنگر در اتصالات با مقطع کاهش‌یافته جان (RWS) پرداخت [۸].

آلتیب[4] نیز رفتار قاب‌های فولادی سه‌بعدی با مقطع کاهش‌یافته و اشکال مختلف بازشو در جان را تحت سناریوی حذف ستون داخلی بررسی نمود [۹].

قمری قاب خمشی شکل‌پذیر جدیدی متشکل از اتصالات فولادی با صفحهٔ گوشه‌ای و پروفیل‌های FRP ارائه نمود [۱۰].

همچنین، استیونز[5] به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات قاب خمشی فولادی با تعمیرات در اتصالات RBS پرداخت [۱۱].

با وجود تحقیقات گسترده در زمینهٔ رفتار اتصالات خمشی، پژوهش‌های کمی به تأثیر مستقیم نوع اتصال گیردار بر سختی جانبی قاب‌های خمشی در مقیاس کامل پرداخته‌اند. بیش‌تر مطالعات موجود یا بر روی اتصالات منفرد متمرکز بوده‌اند و یا تأثیر جزئیات اتصال را بر سختی جانبی قاب به‌صورت جامع بررسی نکرده‌اند؛ همچنین، مقایسهٔ هم‌زمان سه نوع اتصال گیردار متداول (WUF-W، WFP و BFP) با رویکرد ترکیبی آزمایشگاهی–عددی در مقیاس کامل، در تحقیقات قبلی دیده نمی‌شود. این شکاف تحقیقاتی، انگیزهٔ اصلی انجام پژوهش حاضر است.

بر این اساس، در تحقیق حاضر با نمونه‌سازی آزمایشگاهی سه قاب خمشی در مقیاس کامل با اتصالات WUF-W، WFP و BFP و مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار Abaqus، اهداف زیر دنبال می‌شود:

۱- مقایسهٔ سختی جانبی (شامل سختی اولیه، سختی فراتسلیم و سختی سکانتی) قاب‌های خمشی با سه نوع اتصال گیردار متفاوت.

۲- بررسی تأثیر وجود ورق‌های فوقانی و تحتانی بر محل تشکیل مفصل پلاستیک و نحوهٔ جذب انرژی در قاب‌ها.

[1] Mao
[2] Bleck
[3] Kulkarni
[4] Altheeb
[5] Stevens

۳- اعتبارسنجی نتایج مدل‌سازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی و ارائهٔ توجیه برای اختلافات مشاهده‌شده.

٤- تعیین اهمیت لحاظ جزئیات اتصال در مدل‌سازی‌های نرم‌افزاری متداول و ارائهٔ توصیه‌هایی برای طراحی مهندسی.

نتایج این تحقیق می‌تواند به مهندسین طراح در انتخاب نوع مناسب اتصال گیردار با هدف بهینه‌سازی سختی جانبی و عملکرد لرزه‌ای سازه کمک نماید. در ادامه، ابتدا مطالعهٔ آزمایشگاهی شامل مشخصات نمونه‌ها، مصالح مصرفی و پروتکل بارگذاری تشریح می‌شود. سپس مطالعات عددی با نرم‌افزار Abaqus ارائه شده و درادامه، نتایج آزمایشگاهی و عددی با یکدیگر مقایسه می‌شوند. درنهایت نتیجه‌گیری و پیشنهادهایی برای تحقیقات آتی ارائه خواهد شد.

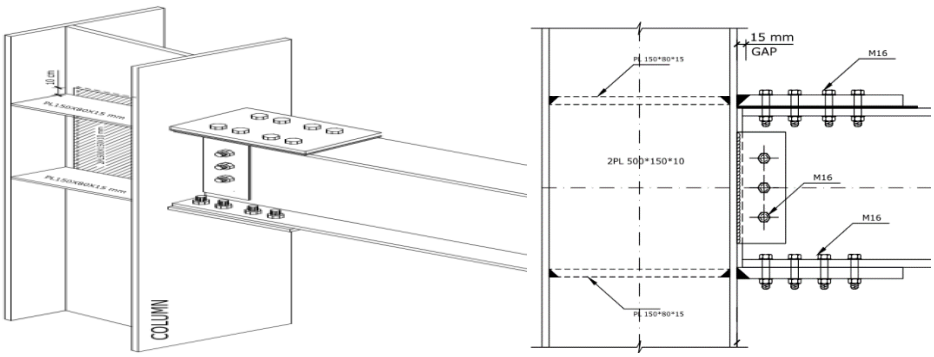
۲- مطالعهٔ آزمایشگاهی

برای مطالعه و بررسی تأثیر ورق‌های اتصال در قاب خمشی و محاسبهٔ سختی سکانتی قاب‌ها، سه قاب هم‌اندازه با مقاطع تیر و ستون یکسان با رعایت اصل تیر ضعیف–ستون قوی ساخته شد. برای کنترل این اصل، طبق بند ۱۰-۳-۹-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، لنگر پلاستیک ستون باید از لنگر پلاستیک تیر بیش‌تر باشد که با توجه به مقاطع انتخاب‌شده برای تیر و ستون‌ها، این رابطه ارضا شده است [۲]. قاب‌ها با دهانهٔ ۲/۸ متر و ارتفاع ۱/۸ متر، ستون‌ها با مقطع معادل IPB180 و تیرها از مقطع معادل IPE270 ساخته شدند. با توجه به این که در نرم‌افزار مدل‌سازی مانند Abaqus، مقاطع آمادهٔ نوردشده وجود ندارند، لذا برای شباهت بیش‌تر نمونه‌های آزمایشگاهی با نمونه‌های مدل‌سازی‌شده، مقاطع تیر و ستون‌ها نیز از ورق ساخته شدند.

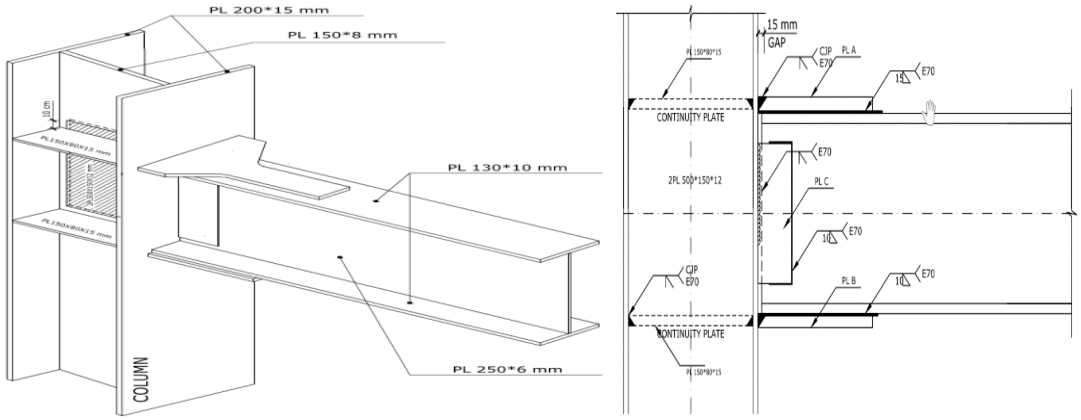
برای اتصال تیر به ستون‌ها در قاب شمارهٔ ۱ از اتصال مستقیم تقویت‌نشدهٔ جوشی (که از این پس کل قاب به اختصار WUF-W نامیده می‌شود)، در قاب شمارهٔ ۲ از اتصال جوشی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی (که از این پس به اختصار WFP نامیده می‌شود) و در قاب شمارهٔ ۳ از اتصال پیچی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی (که از این پس به اختصار BFP نامیده می‌شود) استفاده شده است. اندازهٔ دهانه و ارتفاع قاب‌ها با توجه به ستاپ دستگاه موجود در آزمایشگاه انتخاب شده است. جدول (۱) مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی و شکل (۱) جزئیات اتصالات را نشان می‌دهند. شایان‌ذکر است که در این پژوهش تمام مراحل آماده‌سازی، برش‌کاری، جوش‌کاری و حمل ونقل مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ای معتبر انجام گرفته است.

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

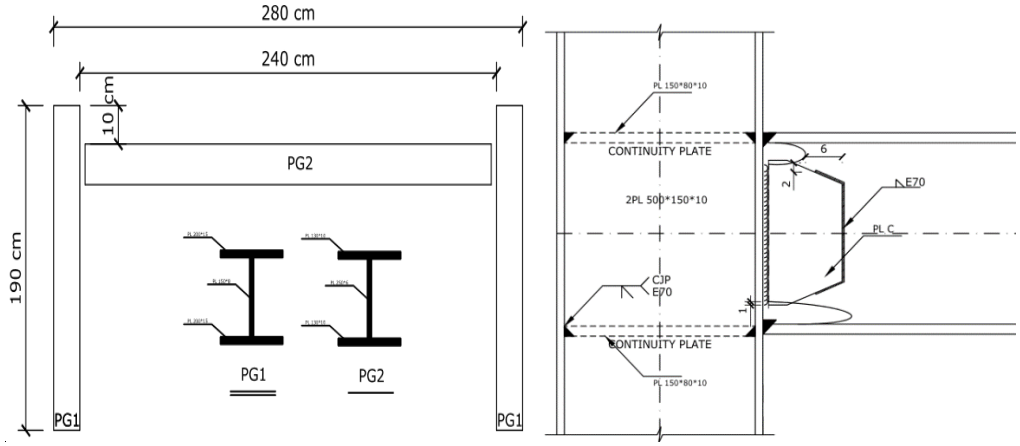
نام اتصال	مقطع ستون معادل	مقطع تیر معادل	دهانهٔ قاب	ارتفاع قاب	تکیه‌گاه پای ستون‌ها	اتصال تیر به ستون
WUF-W	IPB180	IPE270	۲/۸ متر	۱/۸ متر	کاملاً مفصلی	اتصال‌مستقیم‌تقویت‌نشدهٔ جوشی
WFP	IPB180	IPE270	۲/۸ متر	۱/۸ متر	کاملاً مفصلی	اتصال جوشی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی
BFP	IPB180	IPE270	۲/۸ متر	۱/۸ متر	کاملاً مفصلی	اتصال پیچی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی



(الف) اتصال پیچی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی



(ب) اتصال جوشی به‌کمک ورق‌های فوقانی و تحتانی



(ت) مشخصات ابعادی قاب

(پ) اتصال مستقیم تقویت‌نشدهٔ جوشی

شکل ۱- جزئیات اتصالات

۲-۱- مصالح مصرفی

تمامی مقاطع و اتصالات از فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال ساخته شده‌اند. پیچ‌های اتصال از نوع پرمقاومت (Grade10.9) هستند. برای جوش‌های شیاری از الکترود E7018 مطابق با استاندارد AWS-A5.1 استفاده شده است. مشخصات مکمل مصالح شامل مدول الاستیسیتهٔ ۲۱۰ گیگاپاسکال، نسبت پواسون ۰/۳ و چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مطابق با استاندارد DIN17100 در نظر گرفته شده است [۱۲].

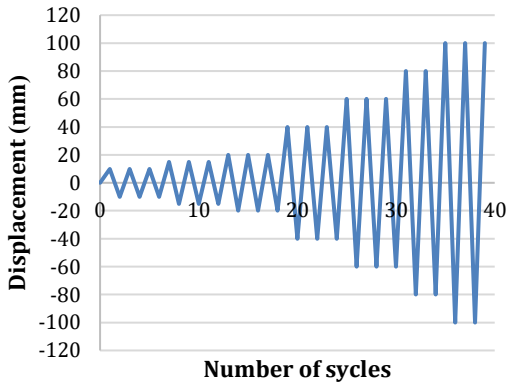
۲-۲- ستاپ آزمایشگاهی و نحوهٔ بارگذاری

در آزمایشگاه مطابق شکل (۲) پای ستون‌های قاب به‌صورت کاملاً مفصلی به کف صلب متصل شده و سپس جک هیدرولیکی به گوشهٔ بالای سمت راست قاب متصل شد. نحوهٔ اتصال جک به قاب و همچنین تکیه‌گاه پای ستون‌ها به‌گونه‌ای طراحی شد که در زمان آزمایش، لغزش یا کمانش خارج از صفحه رخ ندهد. جک با ظرفیت بار ۱۰۰ تن، تغییرمکان‌های ورودی را به‌صورت رفت‌وبرگشتی به قاب وارد کرده و نتایج در سیستم کامپیوتری ثبت شد.

پروتکل بارگذاری بر اساس آیین‌نامهٔ ATC-24 و با کنترل تغییرمکان (Displacement Control) اعمال شد [۱۳]. بر اساس محاسبات اولیهٔ انجام‌شده، تغییرمکان تسلیم (δ_y) قاب برابر با ۲۰ میلی‌متر به‌دست آمد که به‌عنوان تغییرمکان مرجع (δ_1) در نظر گرفته شد. بر این اساس، پروتکل بارگذاری از سطوح پیش‌ازتسلیم (n_0) آغاز شد که شامل سه سیکل رفت‌وبرگشتی با دامنهٔ تغییرمکان ۵ میلی‌متر و سپس سه سیکل دیگر با دامنهٔ ۱۰ میلی‌متر بود. در ادامه، سیکل‌های بارگذاری با افزایش تدریجی

تغییرمکان تا سطح نهایی (n_5) که معادل ۱۰۰ میلی‌متر (یعنی پنج برابر تغییرمکان مرجع) است، ادامه یافت. شایان‌ذکر است که با توجه به مجازبودن کاهش تعداد سیکل‌ها در سطوح بالای تغییرمکان‌های غیرارتجاعی در آیین‌نامهٔ ATC-24، در سطوح n4 و n5 به‌جای سه سیکل استاندارد، تعداد دو سیکل رفت‌وبرگشتی کامل اعمال شد تا از بروز خستگی زودهنگام و کمانش موضعی در نمونه‌ها جلوگیری شود [۱۳]. شکل (۳) نمونهٔ این پروتکل بارگذاری را نشان می‌دهد.

شکل ۲- اتصال کاملاً مفصلی پای ستون



شکل ۳- پروتکل بارگذاری

قاب‌های ساخته‌شده مطابق با شکل‌های (٤) الی (٦) تحت پروتکل بارگذاری قرار گرفتند و تغییرمکان‌ها و نیروهای متناظر توسط سیستم داده‌برداری ثبت شد.

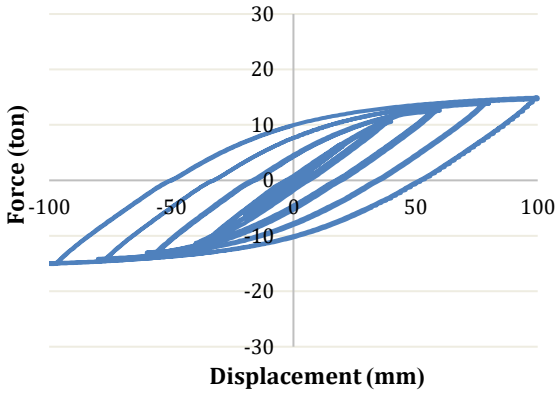
شکل ٤- تشکیل مفصل پلاستیک در تیر قاب WUF-W

شکل ٥- تشکیل مفصل پلاستیک در ستون در قاب WFP

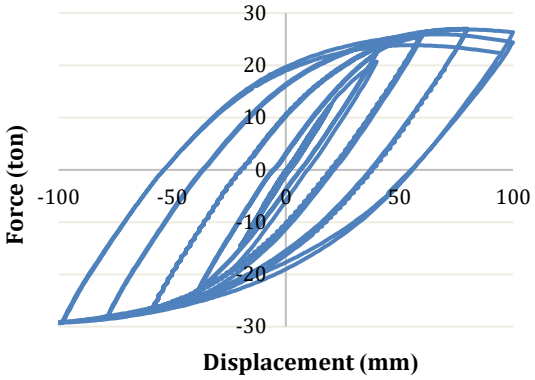
شکل ٦- تشکیل مفصل پلاستیک در ستون در قاب BFP

پس از پایان آزمایش‌ها، منحنی هیسترزیس هر نمونه به‌صورت نشان‌داده‌شده در شکل‌های (۷) الی (۹) به‌دست آمده است. پس از استخراج منحنی‌های هیسترزیس، پارامترهای کلیدی سختی شامل سختی اولیه (K_0)، سختی فراتسلیم (K_p)، سختی سکانتی (K_s) در سطوح مختلف تغییرمکان، شامل سختی سکانتی در دامنهٔ ۲۰ میلی‌متر، سختی سکانتی در دامنهٔ ۵۰ میلی‌متر و سختی سکانتی در دامنهٔ ۱۰۰ میلی‌متر، نیروی متناظر تسلیم (P_y)، نیروی نهایی (P_u)، ضریب شکل‌پذیری (μ)، انرژی پلاستیک تجمعی (E_p) و نسبت میرایی معادل (ξ_{eq}) برای هر نمونه محاسبه شد. سختی اولیه از شیب خط مماس بر منحنی در محدودهٔ الاستیک (تغییرمکان‌های صفر تا پنج میلی‌متر) به‌دست آمد. سختی فراتسلیم نیز از شیب خط بین نقطهٔ تسلیم و نقطهٔ نهایی در هر سیکل استخراج شد.

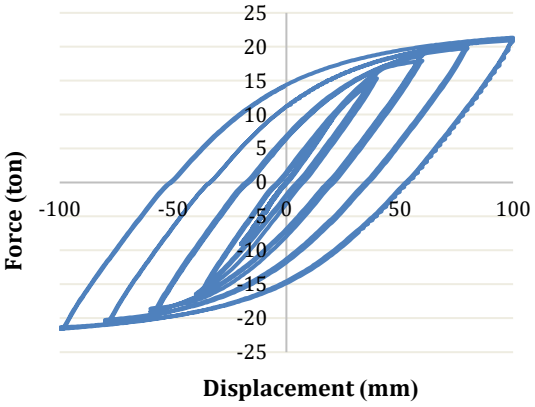
سختی سکانتی در هر سیکل از نسبت نیروی بیشینه به تغییرمکان متناظر (P_{max}/Δ_{max}) محاسبه شد. انرژی پلاستیک تجمعی نیز با محاسبهٔ مساحت زیر حلقه‌های هیسترزیس با استفاده از روش انتگرال‌گیری عددی (ذوزنقه‌ای) به‌دست آمد. جدول (۲) خلاصه‌ای از این پارامترها را برای هر سه نمونه ارائه می‌دهد.



شکل ۷- منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۱



شکل ۸- منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۲



شکل ۹- منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۳

مشاهدات آزمایشگاهی نشان داد که افزودن ورق‌های فوقانی و تحتانی به تیر در اتصالات WFP و BFP، سختی چشمه اتصال را به‌شدت افزایش داده و مسیر انتقال بار را تغییر می‌دهد؛ درنتیجه، مفصل پلاستیک از ناحیهٔ مورد انتظار در تیر (چشمه اتصال) به ستون مجاور منتقل شده و موجب کمانش موضعی بال ستون می‌شود. درحالی‌که در اتصال بدون ورق (WUF-W)، مفصل پلاستیک در تیر باقی مانده و از ستون محافظت می‌کند.

جدول ۲- پارامترهای محاسبه‌شده برای نمونه‌های آزمایشگاهی

نوع اتصال	K_0 (ton/mm)	K_p (ton/mm)	K_s(20mm) (ton/mm)	K_s(50mm) (ton/mm)	K_s(100mm) (ton/mm)	P_y (ton)	P_u (ton)	μ	E_p (ton.mm)	ζ_{eq}
WUF-W	0/36	0/08	0/32	0/18	0/14	9/8	15/5	3/63	2250	0/24
WFP	0/66	0/12	0/55	0/30	0/22	18/5	29/3	3/30	4200	0/20
BFP	0/46	0/09	0/40	0/22	0/17	14/5	21/5	3/27	3800	0/23

۳- مطالعات عددی

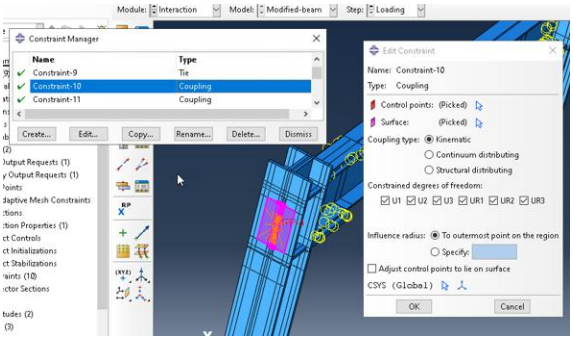
برای شبیه‌سازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی، از نرم‌افزار المان محدود Abaqus استفاده شده است. تمامی اجزای مدل شامل تیر، ستون، ورق‌های اتصال و پیچ‌ها با استفاده از المان‌های سه‌بعدی جامد از نوع C3D8R (المان هشت‌گرهی خطی با کاهش انتگرال‌گیری) مش‌بندی شدند. این نوع المان به‌دلیل عملکرد مناسب در تحلیل‌های غیرخطی و هزینهٔ محاسباتی معقول، در

پژوهش‌های مشابه نیز به‌کار گرفته شده است. مشخصات هندسی و مصالح مصرفی در مدل عددی دقیقاً مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی (جدول (۱)) در نظر گرفته شد. رفتار غیرخطی مصالح با استفاده از مدل سخت‌شوندگی همبازگشت (Combined Isotropic-Kinematic Hardening) و معیار تسلیم فون‌میسز شبیه‌سازی شد.

برای دستیابی به استقلال نتایج از شبکه‌بندی، تحلیل همگرایی انجام شد. در نواحی با تمرکز تنش بالا شامل محل اتصال ورق‌ها به تیر و ستون، چشمه اتصال، اطراف جوش‌ها و پیچ‌ها، اندازهٔ المان‌ها پنج میلی‌متر در نظر گرفته شد. در سایر نواحی که رفتار الاستیک غالب است، اندازهٔ مش ۲۰ میلی‌متر انتخاب شد. نسبت ابعادی المان‌ها در تمام مدل، به مقدار کم‌تر از ۳ حفظ شد. نتایج تحلیل همگرایی نشان داد که کاهش اندازهٔ مش از پنج به ۲/۵ میلی‌متر، تغییر کم‌تر از ۲٪ در نیروی بیشینه و سختی سکانتی ایجاد می‌کند، بنابراین مش‌بندی با ابعاد پنج میلی‌متر در نواحی بحرانی به‌عنوان مش بهینه انتخاب شد.

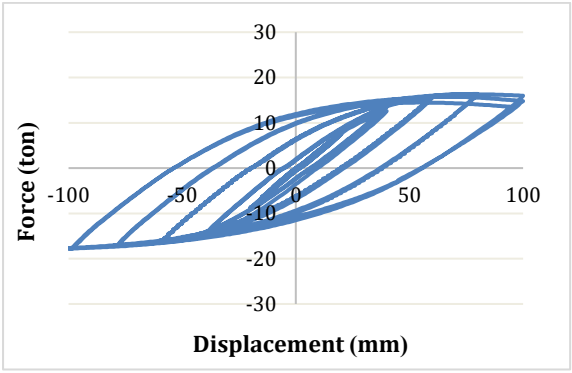
جوش‌های شیاری و گوشه در مدل‌های عددی با استفاده از قید صلب (Tie Constraint) بین سطوح مربوطه شبیه‌سازی شدند. این روش که در پژوهش‌های پیشین نیز به‌کار رفته است، بر این فرض استوار است که جوش تا پیش از وقوع خرابی موضعی، عملکرد یکپارچه‌ای با اعضای متصل‌شده دارد. برای اتصال BFP، پیچ‌ها با المان‌های سه‌بعدی جامد C3D8R مدل شدند و پیش‌تنیدگی آن‌ها با استفاده از روش تغییر دما (Temperature Gradient) معادل ۷۵ درصد تنش تسلیم پیچ (مطابق آیین‌نامهٔ RCSC) اعمال شد [۱۴]. اندرکنش تماسی بین سطوح پیچ، ورق و تیر با ضریب اصطکاک ۰/۳۵ مدل شد تا لغزش و انتقال بار توسط پیچ‌ها به‌درستی شبیه‌سازی شود.

شرایط مرزی در مدل عددی مطابق با ستاپ آزمایشگاهی اعمال شد. بدین‌ترتیب که تکیه‌گاه‌های پای ستون‌ها به‌صورت مفصل کامل با قید هر سه درجه آزادی انتقالی در نظر گرفته شدند. بارگذاری چرخه‌ای نیز به‌صورت کنترل تغییرمکان و منطبق بر پروتکل ATC-24 بر روی نقطه‌ی اعمال بار در بالای ستون سمت راست قاب اعمال شد [۱۳]. تغییرمکان‌های هدف در هر سیکل به‌صورت گام‌به‌گام به مدل اعمال و نیروی عکس‌العمل متناظر در همان نقطه برداشت شد. برای اعمال بارگذاری چرخه‌ای مطابق شکل (۱۰) در مدل‌سازی Abaqus، سطح بالایی ستون سمت راست قاب (ناحیهٔ اتصال جک هیدرولیکی) به‌صورت یک نقطهٔ مرجع (Reference Point) کوپل شد. بدین‌ترتیب، تغییرمکان‌های هدف در هر سیکل بر روی این نقطهٔ مرجع اعمال شد و نیروی عکس‌العمل متناظر در همان نقطه ثبت شد. این روش باعث می‌شود که بار ورودی از جک به‌صورت یکنواخت به سطح مقطع ستون منتقل شده و نتایج با شرایط آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد.

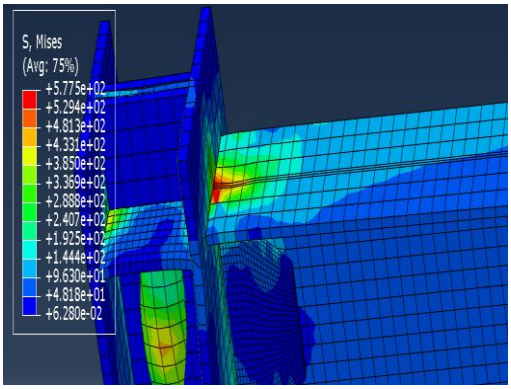


شکل ۱۰– تعریف ناحیهٔ اعمال تغییرمکان

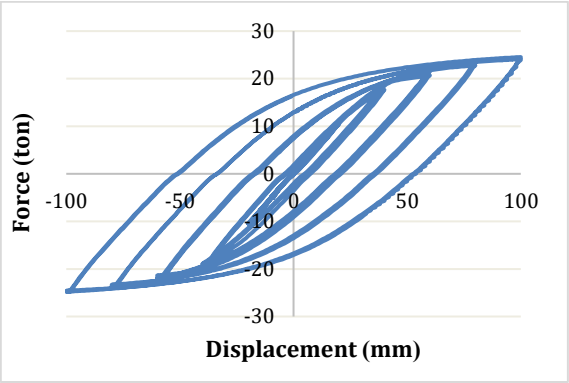
پس از پایان آنالیز عددی هر سه مدل، منحنی‌های هیسترزیس مطابق شکل‌های (۱۱)، (۱۳) و (۱۵) استخراج و همچنین تغییرشکل قاب‌ها در انتهای بارگذاری در شکل‌های (۱۲)، (۱۴) و(۱۶) نشان داده شدند. این تصاویر نشان می‌دهند که محل تمرکز تغییرشکل‌های پلاستیک در اتصال WUF-W در ناحیهٔ چشمه اتصال و در دو اتصال دیگر در ستون مجاور ورق‌های اتصال متمرکز شده است که با مشاهدات آزمایشگاهی هم‌خوانی دارد.



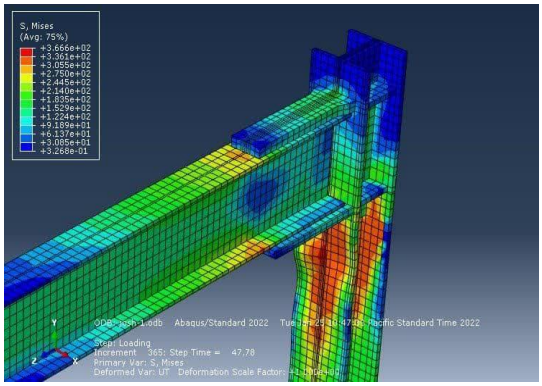
شکل ۱۱– منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۱



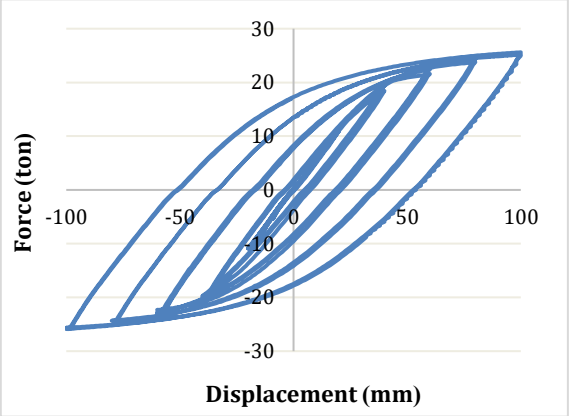
شکل ۱۲– تغییرشکل قاب شمارهٔ ۱



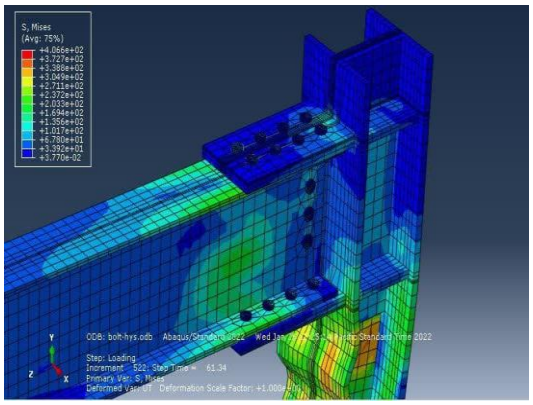
شکل ۱۳– منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۲



شکل ۱٤– تغییرشکل قاب شمارهٔ ۲



شکل ۱۵– منحنی هیسترزیس قاب شمارهٔ ۳



شکل ۱۷– تغییرشکل قاب شمارهٔ ۳

پس از استخراج منحنی‌های هیسترزیس از مدل‌های عددی، پارامترهای کلیدی برای هر سه اتصال محاسبه و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. جدول‌های (۳) الی (۵) این مقایسه را برای هر اتصال به‌صورت مجزا نشان می‌دهد. مدل‌سازی عددی به‌خوبی نشان داد که در اتصال WUF-W، تمرکز تنش‌های پلاستیک در ناحیهٔ چشمه اتصال و تیر مجاور رخ می‌دهد و مفصل پلاستیک در همین ناحیه تشکیل می‌شود (شکل (۱۲)). اما در اتصالات WFP و BFP، وجود ورق‌های فوقانی و تحتانی موجب افزایش چشم‌گیر سختی خمشی تیر در ناحیهٔ اتصال می‌شود. این افزایش سختی، مانع از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر شده و مسیر انتقال نیرو را تغییر می‌دهد. به‌گونه‌ای که تنش‌های پلاستیک به‌تدریج از تیر به سمت ستون مجاور مهاجرت کرده و درنهایت مفصل پلاستیک در ستون شکل می‌گیرد (شکل‌های (۱٤) و (۱٦)). این پدیده در مدل‌های عددی با کمانش موضعی بال ستون در همان ناحیه همراه بوده است که با مشاهدات آزمایشگاهی نیز کاملاً هم‌خوانی دارد.

جدول ۳– نتایج آزمایشگاهی و عددی اتصال WUF-W

پارامتر	آزمایشگاه	نرم‌افزار	خطا (٪)
K_0 (ton/mm)	0/36	0/41	14
K_p (ton/mm)	0/08	0/09	12
K_s (20mm) (ton/mm)	0/32	0/35	9
K_s (50mm) (ton/mm)	0/18	0/20	11
K_s (100mm) (ton/mm)	0/14	0/16	14
P_y (ton)	9/8	10/2	4
P_u (ton)	15/5	17/7	14
K_p/ K_0	0/22	0/22	0
μ	3/63	3/5	4
E (ton.mm)	2250	2450	9
ζ_{eq}	0/24	0/23	4

جدول ٤– نتایج آزمایشگاهی و عددی اتصال WFP

پارامتر	آزمایشگاه	نرم‌افزار	خطا(٪)
K_0 (ton/mm)	0/66	0/70	6
K_p (ton/mm)	0/12	0/13	8
K_s (20mm) (ton/mm)	0/55	0/58	5
K_s (50mm) (ton/mm)	0/30	0/32	7
K_s (100mm) (ton/mm)	0/22	0/24	9
P_y (ton)	18/5	20	8
P_u (ton)	29/3	27	8
K_p/ K_0	0/18	0/19	6
μ	3/3	3/25	2
E (ton.mm)	4200	3900	7
ζ_{eq}	0/20	0/19	5

جدول ۵- نتایج آزمایشگاهی و عددی اتصال BFP

پارامتر	آزمایشگاه	نرم‌افزار	خطا(٪)
K_0 (ton/mm)	0/46	0/50	9
K_p (ton/mm)	0/09	0/10	11
K_s(20mm) (ton/mm)	0/40	0/43	7
K_s(50mm) (ton/mm)	0/22	0/24	9
K_s(100mm) (ton/mm)	0/17	0/19	12
P_y (ton)	14/5	18	24
P_u (ton)	21/5	25/82	20
K_p/ K_0	0/20	0/20	0
μ	3/27	3/20	2
E (ton.mm)	3800	4800	26
ζ_{eq}	0/23	0/22	4

۳- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، تأثیر سه نوع اتصال گیردار شامل اتصال مستقیم تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)، اتصال جوشی با ورق‌های فوقانی و تحتانی (WFP) و اتصال پیچی با ورق‌های فوقانی و تحتانی (BFP) بر سختی جانبی قاب‌های خمشی فولادی به‌صورت آزمایشگاهی و عددی بررسی شد. نتایج نشان داد که استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی در اتصالات، سختی اولیه و مقاومت اتصال را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد؛ اما این افزایش با کاهش شکل‌پذیری و میرایی همراه است.

اتصال WFP با بیش‌ترین سختی اولیه (۰/٦٦ تن بر میلی‌متر) و نیروی نهایی (۲۹/۳ تن)، بالاترین مقاومت را در بین سه اتصال دارد. بااین‌حال، شکل‌پذیری آن (۳/۳۰) نسبت به دو اتصال دیگر کم‌تر بوده و ضریب میرایی معادل ویسکوز آن (۰/۲۰) پایین‌ترین مقدار را نشان می‌دهد. این موضوع بیانگر آن است که گرچه ورق‌های اتصال جوشی سختی و مقاومت را افزایش می‌دهند، اما رفتار اتصال را شکننده‌تر کرده و افت سختی سریع‌تری در تغییرمکان‌های بزرگ ایجاد می‌کنند. در مقابل، اتصال WUF-W با وجود سختی اولیهٔ کم‌تر (۰/۳٦ تن بر میلی‌متر)، بالاترین شکل‌پذیری (۳/٦۳) و بیش‌ترین ضریب میرایی (۰/۲٤) را ارائه می‌دهد که نشان‌دهندهٔ عملکرد پایدارتر و توانایی بیش‌تر این اتصال در جذب انرژی در تغییرمکان‌های بزرگ است. همچنین در این اتصال، مفصل پلاستیک در ناحیهٔ چشمه اتصال تشکیل می‌شود؛ درحالی‌که در اتصالات WFP و BFP به‌دلیل افزایش سختی تیر توسط ورق‌ها، مفصل پلاستیک به درون ستون منتقل می‌شود.

اتصال BFP با سختی اولیهٔ ۰/٤٦ تن بر میلی‌متر و نیروی نهایی ۲۱/۵ تن، عملکرد میانی بین دو اتصال دیگر دارد و ضریب میرایی آن (۰/۲۳) نزدیک به WUF-W است. این اتصال با وجود مقاومت کم‌تر نسبت به WFP، شکل‌پذیری قابل‌قبول (۳/۲۷) و قابلیت تعمیرپذیری بالاتری دارد که برای سازه‌های با اهمیت بالا پس از زلزله حائز اهمیت است.

بررسی محل تشکیل مفصل پلاستیک نشان داد که در اتصال WUF-W، مفصل پلاستیک در چشمه اتصال و تیر مجاور تشکیل شده، درحالی‌که در اتصالات WFP و BFP به ستون مجاور منتقل می‌شود. این انتقال مفصل پلاستیک به ستون، اگرچه ناشی از افزایش سختی اتصال توسط ورق‌های فوقانی و تحتانی است، اما با کاهش شکل‌پذیری و کمانش موضعی بال ستون همراه است که در طراحی‌های لرزه‌ای باید مدنظر قرار گیرد.

مقایسهٔ نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان داد که مدل‌های Abaqus با میانگین خطای حدود ۷ تا ۱۰ درصد، تطابق قابل‌قبولی با داده‌های آزمایشگاهی دارند. بیش‌ترین خطا مربوط به اتصال BFP (حدود ۱۲ درصد) و کم‌ترین خطا مربوط به اتصال WFP (حدود ٦ درصد) است. این اختلاف عمدتاً به‌دلیل پیچیدگی مدل‌سازی تماس و پیش‌تنیدگی پیچ‌ها در اتصال BFP و همچنین مشکلات اجرایی در نمونه‌های واقعی است که در مدل‌سازی عددی قابل‌لحاظ نیستند. بااین‌حال، مدل‌های عددی توسعه‌یافته در این پژوهش، ابزار مناسبی برای تحلیل‌های پارامتریک و مطالعهٔ دقیق‌تر رفتار اتصالات در آینده خواهند بود.

به‌طورکلی، انتخاب نوع اتصال گیردار باید بر اساس اولویت طراحی انجام شود. در صورت نیاز به سختی و مقاومت بالا، اتصال WFP، نیاز به شکل‌پذیری و جذب انرژی بیش‌تر در مناطق لرزه‌خیز، اتصال WUF-W و نیاز به تعمیرپذیری و رفتار متعادل، اتصال BFP پیشنهاد می‌شود. همچنین، عدم درنظرگرفتن جزئیات اتصال در مدل‌سازی‌های متداول، سختی جانبی را تا حدود ۱۰ درصد کم‌تر از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌کند که این موضوع بر ضرورت مدل‌سازی دقیق اتصالات در طراحی‌های مهندسی تأکید دارد. پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آینده، تأثیر نوع اتصال بر سایر پارامترهای لرزه‌ای نظیر جذب انرژی و میرایی سازه‌های چندطبقه مورد بررسی قرار گیرد.

٤- تقدیر و تشکر

نویسندگان مراتب قدردانی خود را از کارخانه‌ی فولاد ماشین نکا به‌ویژه جناب آقای مهندس لطیفی، مدیرعامل محترم این کارخانه، به‌دلیل فراهم‌سازی امکانات و تجهیزات آزمایشگاهی و نیز همکاری صمیمانه در انجام آزمایش‌های این پژوهش، ابراز می‌دارند.

۵- مراجع

[1] American Institute of Steel Construction (AISC). (2022), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-22). Chicago, IL: AISC.

[2] Ministry of Roads and Urban Development of Iran. (2022), Iranian National Building Code, Part 10: Design and Construction of Steel Structures (4th ed.). Tehran, Iran: National Building Regulations Office. (in Persian)

[3] Mao, C., Ricles, J., Lu, L.W., and Fisher, J. (2001), "Effect of Local Details on Ductility of Welded Moment Connections", Journal of Structural Engineering, 127(9), pp.1036-1044.

[4] Bleck, W., Dahl, W., Nonn, A., Amlung, L., Feldmann, M., Schäfer, D., and Eichler, B. (2009), "Numerical and Experimental Analyses of Damage Behaviour of Steel Moment Connection", Engineering Fracture Mechanics, 76(10), pp.1531-1547.

[5] Ashrafi, Y., Rafezy, B., and Howson, W.P. (2009), "Evaluation of the Performance of Reduced Beam Section (RBS) Connections in Steel Moment Frames Subjected to Cyclic Loading", In Proceedings of the World Congress on Engineering , 2, pp.1-3.

[6] Gholami, M., Deylami, A., and Tehranizadeh, M. (2013), "Seismic Performance of Flange Plate Connections Between Steel Beams and Box Columns", Journal of Constructional Steel Research, 84, pp.1-12.

[7] Kulkarni, S. A., and Vesmawala, G. (2014), "Study of Steel Moment Connection with and without Reduced Beam Section", Case Studies in Structural Engineering, 1, pp.26-31.

[8] Bayat, M. (2025), "A Case Study for Optimising the Geometry and Moment-Protected Zones: Seismic Retrofit Using Reduced Web Section (RWS) Connections", Frontiers in Built Environment. (in Persian)

[9] Altheeb, A., Alshaikh, I.M., Abadel, A.A., Nehdi, M.L., and Abu Bakar, B.H. (2026), Investigation of 3D Steel Frames with a Reduced Beam Section and Various Web-Opening Shapes under Internal Column Loss", Journal of Asian Architecture & Building Engineering, 25(1), pp.491-514.

[10] Ghamari, A. (2025), "Novel Ductile Moment-Resisting Frame Composed of Gusset Plate Steel Connections and FRP Profiles", Polymers, 9(6), pp.280.

[11] Stevens, R.T., Hebdon, M.H., and Eatherton, M.R. (2024), "Seismic Behavior of Steel Moment Frame Connections with Repairs in the Plastic Hinge Region", Journal of Structural Engineering, 150(5), pp.04024042.

[12] Deutsches Institut für Normung (DIN). (1980), Steels for general structural purposes; quality standard (DIN 17100:1980). Berlin, Germany: DIN.

[13] Applied Technology Council. (1992), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures (ATC-24). Redwood City, CA: ATC.

[14] Research Council on Structural Connections (2020), Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts. Chicago, IL: Research Council on Structural Connections.