

Progressive collapse resistance of steel moment frames with different types of beam-to-column welded connections in various column removal scenarios

Samad Barmaki¹, Mohammad R. Sheidaii^{1,2}, Omid Azizpour Miandoab¹

1- Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT

When the progressive collapse phenomenon occurs due to the column removal, the beam-to-column connections must have enough resistance and ductility to be able to withstand the additional imposed loads. Often the onset of failure in the structures exposed to abnormal loads arises from the beam-to-column connections. In the present study, using nonlinear quasi-static analysis method, the steel moment frame with different types of beam-to-column welded connections including welded unreinforced flange-welded web moment (WUF-W), reduced beam section (RBS), welded flange plate (WFP) and welded flange-weld web connection with internal diaphragms (I-W), under three different corner, interior and side column removal scenarios and also the column removal scenario with two beams in line are evaluated. The force-displacement diagram and failure modes for sample connections at different positions of the plan are extracted. In addition to assessing the resistance of each connection in the four column removal scenarios, the comparison between the bearing capacities of each connection with other connections has been carried out for different column removal scenarios. The results revealed that the WFP connection (with maximum vertical force of 473.71 kN and maximum load factor of 2.49) in all connecting positions had better resistance to progressive collapse, and bearing capacity of this connection is high. After WFP connection, in the case of removal of the internal column with four perpendicular beams, the W-I, RBS, and WUF-W connections (with maximum vertical force of 369.40, 318.025 and 305.4 kN, respectively and with maximum load factor of 2.28, 1.90, 1.82, respectively) had a higher resistance, respectively. Examination of the results of load-displacement diagrams showed that WUF-W and W-I connections in the side column removal scenario as well as RBS and WFP connections in the middle column removal scenario had greater resistance to progressive collapse and high load-bearing capacity.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 July 2021

Revise Date: 17 November 2021

Accept Date: 18 November 2021

Keywords:

Steel moment frame
beam-to-column welded
connections
column removal scenario
progressive collapse
nonlinear quasi-static analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.294557.2492>

*Corresponding author: Mohammad Reza Sheidaii

Email address: m.sheidaii@urmia.ac.ir

مقاومت خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی با انواع اتصالات جوشی تیر به ستون در سناریوهای مختلف حذف ستون

صمد برمکی^۱، محمدرضا شیدائی^{۱*}، امید عزیزپور میانداوب^۱

۱- گروه عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۲- استاد دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

چکیده

به هنگام بروز پدیده‌ی خرابی پیشرونده ناشی از حذف ستون، اتصالات تیر به ستون سازه باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی باشند؛ تا بتوانند بارهای اضافی وارده را تحمل نمایند. غالباً شروع گسترش خرابی در سازه‌هایی که در معرض بارهای غیرعادی قرار داشته‌اند از محل اتصال تیر به ستون بوده است. در پژوهش حاضر با استفاده از روش آنالیز شبه استاتیکی غیرخطی، قاب خمشی فولادی با انواع مختلف اتصالات جوشی تیر به ستون شامل اتصال مستقیم تقویت‌نشده جوشی (WUF-W)، اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)، اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP) و اتصال مستقیم جوشی (I-W)، تحت اثر سه سناریوی مختلف حذف ستون گوشه، داخلی، کناری و همچنین سناریوی حذف ستون با دو تیر هم‌راستا مورد ارزیابی قرار گرفته است. نمودار نیرو-تغییرمکان و حالت‌های خرابی برای اتصالات نمونه در نقاط مختلف پلان استخراج شده است. علاوه بر ارزیابی مقاومت هر اتصال در چهار حالت سناریوی حذف ستون، مقایسه بین ظرفیت باربری هر اتصال با اتصالات دیگر به ازای سناریوهای مختلف حذف ستون صورت گرفته است. نتایج تحلیل نشان داده است که اتصال WFP (با حداکثر نیروی عمودی ۴۷۳/۷۱ کیلو نیوتن و ضریب بار ۲/۴۹)، در تمامی موقعیت‌های اتصالی تیر به ستون مقاومت بهتری در برابر خرابی پیشرونده دارد؛ و ظرفیت باربری این اتصال بالاست. بعد از اتصال WFP، به ترتیب اتصالات W-I، RBS، WUF-W (با حداکثر نیروی عمودی به ترتیب ۳۶۹/۴۰، ۳۱۸/۰۲۵ و ۳۰۵/۴ کیلو نیوتن و حداکثر ضریب بار به ترتیب ۲/۲۸، ۱/۹۰، ۱/۸۲) در حالت حذف ستون داخلی و با چهار تیر متعامد از مقاومت بالاتری برخوردار بودند. بررسی نتایج حاصل از نمودارهای نیرو-تغییرمکان نشان می‌دهد که اتصالات WUF-W و W-I در سناریوی حذف ستون کناری و اتصالات RBS و WFP در سناریوی حذف ستون میانی، مقاومت بیشتری در خرابی پیشرونده و ظرفیت باربری بالایی دارند.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، اتصالات تیر به ستون جوشی، سناریوی حذف ستون، خرابی پیشرونده، تحلیل شبه استاتیکی غیر خطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2021.294557.2492	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.294557.2492	۱۴۰۱/۰۶/۳۱	۱۴۰۰/۰۸/۲۷	۱۴۰۰/۰۸/۲۷	۱۴۰۰/۰۸/۲۶	۱۴۰۰/۰۴/۲۰
محمدرضا شیدائی m.sheidaii@urmia.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

پیشگیری از خرابی پیشرونده^۱ و بهبود استحکام سازه‌ها و مقاومت در برابر شکست موضعی از زمان فروپاشی ساختمان رونان پوینت^۲ به یک حوزه کلیدی در مهندسی سازه تبدیل شده است [۱]. ویژگی اصلی خرابی پیشرونده عدم تناسب خرابی اولیه عضوهای باربر و گسترش خرابی است، سازه‌های که مستعد این نوع خرابی هستند مقاومت کافی در برابر بارهای غیرعادی (ضربه، انفجار، برخورد) که مقدار، راستا و مدت زمان اعمال آنها غیرقابل پیش بینی است را ندارند [۳،۲]. قاب‌های خمشی فولادی بعلت قابلیت اتلاف انرژی بر اثر جاری شدن و تغییر شکل‌های پلاستیک، مقاومت خوبی در برابر خرابی پیشرونده دارند. کارکرد چنین سیستمی به طور عمده وابسته به رفتار و مقاومت اتصالات هست [۴، ۵، ۶]. اتصالات نقش انتقال نیروهای داخلی ناشی از تغییر شکل سازه‌ای را دارند. در نتیجه، صلبیت، مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات برای جلوگیری از خرابی پیشرونده مهم است [۷، ۸]. همچنین مقاومت کل سازه به ویژگی‌های مقاومت داخلی چون درجه نامعینی سازه، شکل‌پذیری و رفتار اتصالات وابسته است [۹، ۱۰]. در حوزه غیرارتجاعی اتصالات صلب دارای رفتار متفاوتی نسبت به یکدیگر می‌باشند، که این تفاوت‌ها در پارامترهای معرفی مفاصل پلاستیک دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای FEMA 356^۳ نمود پیدا کرده‌اند [۱۱]. راهکارهای مناسبی برای مقابله با خرابی پیشرونده در آیین‌نامه‌های^۴ UFC و^۵ GSA ارائه شده است [۱۲، ۱۳].

مهدی‌زاده و کرم‌الدین [۱۴]، نشان دادند که با توجه به تغییر شکل‌های بیشتر در قاب خمشی ویژه نسبت به سایر قاب‌ها در اثر حذف ستون‌های مختلف، پتانسیل رخداد گسیختگی پیشرونده در این قاب بیش از قاب‌های خمشی متوسط و معمولی ارزیابی گردید.

روح‌اله راه‌نورد، نوید سیاه‌پلو [۱۵]، به بررسی عددی خرابی پیشرونده در سازه‌های بلند مرتبه فولادی پرداختند. با مقایسه مدل‌ها مشاهده گردید که سازه در حالت حذف ستون کناری نسبت به ستون گوشه بحرانی‌تر است. همچنین مشاهده گردید که تفاوت چندانی بین پاسخ سیستم‌های جانبی مختلف در برابر خرابی پیشرونده وجود ندارد. بار ستون‌های مجاور بعد از حذف ستون تقریباً دو برابر می‌شود.

هاشمی، رضوانی و همکاران [۱۶]، با مطالعه تاثیر طول دهانه در رفتار خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی، نشان دادند که با کاهش طول دهانه تا نصف، مقاومت قاب‌های مطالعه شده ۱/۹۱ برابر افزایش یافته است. علاوه بر این، نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان داد که با افزایش بارهای اعمال‌شده، قاب‌های مورد بررسی وقتی یک ستون داخلی حذف می‌گردد؛ بیشتر مستعد خرابی پیشرونده هستند.

کردباغ و محمدی [۱۷]، به بررسی تاثیر مقاومت چشمه اتصال در برابر خرابی پیشرونده قاب‌های فولادی، با در نظر گرفتن دو نوع سیستم سازه‌ای؛ اولی با قاب خمشی ویژه و ستون‌های قوطی شکل در هر دو جهت، و دومی با قاب خمشی ویژه در یک جهت و قاب مهاربندی همگرا در جهت دیگر با ستون I شکل پرداخته‌اند. نتایج تحلیل نشان داد در نظر گرفتن مقاومت چشمه اتصال در سازه با ستون I شکل، خرابی پیشرونده را تشدید می‌کند. با این حال این تاثیر برای سازه با ستون‌های قوطی شکل قابل ملاحظه نیست. بنابراین تغییر شکل چشمه اتصال باید در مقاومت خرابی پیشرونده سازه‌ها در نظر گرفته شود.

سقای صاحب‌الزمان و شیدائی [۱۸]، ظرفیت قاب‌های خمشی فولادی با مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اتصالات همراه با اعضای تیر و ستون به روش مسیر جایگزین استاتیکی غیرخطی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که با در نظرگیری و تعریف مفاصل پلاستیک برای اتصالات، سازه مقاومت کمتری در برابر خرابی پیشرونده از خود نشان داده و به مقدار واقعی یا عملی خود نزدیک می‌شود.

وانگ و همکاران^۶ [۱۹]، با بررسی عملکرد سه نوع اتصال تیر به ستون SHS با نمونه‌های آزمایشگاهی تمام مقیاس شامل: اتصالات I-WB، I-WB، ST-WB در برابر خرابی پیشرونده به این نتیجه رسیدند که نمونه I-WB بالاترین تغییر شکل در برابر گسیختگی اولیه را نشان

1- Progressive Collapse

2- Ronan Point

3- Federal Emergency Management Agency

4- Unified Facilities Criteria

5- General Services Administration

6- Wang, W., Fang, C., Qin, X., Chen, Y., and Li, L.

داد. نمونه ST-WB به دلیل انعطاف پذیری کمتر و تنش بالاتر، سریعتر به گسیختگی اولیه می‌رسد. نمونه I-W نیز انعطاف پذیری بسیار خوبی را به عنوان یک اتصال جوشی در مقابل گسیختگی اولیه از خود نشان داد. نتایج آزمایش همچنین نشان داد که در میان این سه نوع اتصال، I-WB عملکرد بهتری در برابر خرابی پیشرونده نسبت به اتصالات دیگر دارد.

فهم سادک، التویل و همکاران^۷ [۲۰]، بررسی نتایج آزمایشگاهی نمونه اتصالات خمشی تیر به ستون RBS, WUF-B تحت سناریوی حذف ستون را انجام دادند. تبدیل عملکرد سازه از حالت خمشی به حالت کششی در تغییر مکان‌های بزرگ است که در نتیجه در این حالت پدیده گنش زنجیری^۸ در اتصال نمایانگر می‌شود. مد گسیختگی ترکیبی از خمش و نیروی محوری بوده است.

زونگ و همکاران^۹ [۲۱]، با بررسی سختی اتصالات قاب‌های فولادی در عملکرد خرابی پیشرونده با اتصالات WUF, TSDWA, DWA دریافتند که با در نظرگیری توانایی آنها در تشکیل گنش زنجیری، نمونه TSDWA عملکرد بهتری نسبت به سایر اتصالات را دارد.

برمکی و شیدائی [۲۲]، مقاومت اتصالات خمشی با صفحه انتهایی پیچ شده را مورد بررسی قرار دادند. در طراحی در برابر خرابی پیشرونده با افزودن تعداد پیچ‌ها در ناحیه بال تحتانی تیر، مسیرهای انتقال بار افزایش می‌یابد و به تبع آن شکل پذیری و ظرفیت سازه در برابر این پدیده بطور محسوس افزایش پیدا می‌کند. با توجه بهبود یافتن عملکرد سازه نمونه با اضافه کردن یک ردیف پیچ در اطراف بال تحتانی تیر؛ توصیه گردید در سازه‌های در معرض خرابی پیشرونده حداقل ۳ ردیف پیچ در ناحیه تحتانی ورق انتهایی در نظر گرفته شود.

محمودی صاحبی و ورمقانی [۲۳]، با بررسی رفتار اتصالات مستقیم تقویت نشده جوشی، اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی و اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری در هنگام خرابی پیشرونده، به این نتیجه رسیدند که اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری علاوه بر اینکه ظرفیت بالای تحمل نیروی محوری نسبت به دو اتصال دیگر را دارد شکست اتصال از نوع نرم بود.

کیم و همکاران^{۱۰} [۲۴]، نیز در بررسی قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات مختلف لرزه‌ای WUF-W, RBS, WCPF به مطالعه ظرفیت مقاومت سه نوع اتصال فوق در برابر خرابی پیشرونده پرداختند. نتایج تجزیه و تحلیل‌ها نشان داد که اتصال پیچی با ورق روسری و زیرسری WCPF مقاومت مؤثری را در برابر خرابی پیشرونده دارد.

پارک و کیم^{۱۱} [۲۵]، بر اساس عدم قطعیت در خواص مصالح مانند تنش تسلیم، بار زنده و مدول الاستیسیته، پتانسیل خرابی پیشرونده سازه‌های قاب خمشی فولادی با اتصالات مختلف لرزه‌ای را مورد مطالعه قرار دادند. براساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، مدل سازه‌ای با اتصالات WCPF بالاترین مقاومت و سازه با اتصالات RBS کمترین مقاومت را از خود نشان دادند. همچنین نتایج پژوهش نشان داد که سازه‌های با اتصالات RBS شکل پذیری بالایی قبل از گسیختگی دارند، بنابراین ضریب بار بزرگتری را در حالت حدی آستانه فروریزش خواهند داشت.

جلالی و یثربی‌نیا [۲۶]، مطالعه دیاگرام نیرو-تغییر مکان، خرابی و مقاومت چهار نوع اتصال^{۱۲} FF, WUF-W, RBS^{۱۳} و WFP^{۱۴} را در برابر خرابی ستون مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که اتصال RBS مقاومت کمتری نسبت به سایر اتصالات دارد و با نیروی کمتری به تغییر مکان بیشینه می‌رسد. در حالی که اتصال FF و اتصال WUF-W از نظر کارکرد شبیه هم بوده و مقاومت بیشتری نسبت به اتصال RBS دارند. اتصال WFP نسبت به اتصالات FF, WUF-W, RBS در برابر خرابی ستون مقاومت بیشتری دارد؛ به گونه‌ای که ظرفیت باربری این اتصال در اثر خرابی ستون، دو برابر سایر اتصالات بوده و بر اساس نتایج به دست آمده، این اتصال قابل استفاده در سازه‌های با سطح محافظت بالا در برابر خرابی پیشرونده است.

7- Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., and El-Tawil, S

8- Catenary Action

9 -Zhong, W., Meng, B., and Hao, J

10 -Kim, T., and Kim, J

11- Park, J., and Kim, J

12 - Free Flange Connection

13 -Welded Unreinforced Flange-Welded Web

14 -Reduced Beam Section

15- Welded Flange Plate

با بررسی منابع انجام شده می توان به این نتیجه رسید که ظرفیت اتصال یا میزان صلبیت اتصال تأثیر تعیین کننده ای بر روی مقاومت قاب های خمشی فولادی در برابر خرابی پیشرونده دارد به طوری که بیشتر خرابی های سازه ای که در معرض بارهای غیرعادی قرار داشته اند از محل اتصال تیر به ستون شروع شده است. از طرفی نتایج نشان می دهد که عملاً در هنگام وقوع خرابی پیشرونده، نوع بار اعمالی و شرایطی که اعضا و اتصالات فولادی تحت تأثیر آن قرار می گیرند، کاملاً متفاوت با شرایطی است که آنها در هنگام وقوع زلزله تجربه می کنند. در تمامی فروپاشی های ثبت شده، جزئی از سازه تحت یک بارگذاری خاص قرار گرفته که در مرحله طراحی، توسط طراح سازه، قابل پیش بینی نبوده است. در ارزیابی رفتار ساختمان ها در برابر خرابی پیشرونده، سازه وارد ناحیه غیرارتجاعی می گردد و تفاوت در رفتار حدی غیرارتجاعی اتصالات مختلف، سبب تفاوت در مقاومت این اتصالات در برابر خرابی پیشرونده شده و به تبع آن رفتار سازه به ازای استفاده از هر یک از اتصالات در ساختمان متفاوت خواهد بود. بنابراین ضروری است تا رفتار قاب های خمشی فولادی با انواع اتصالات صلب معرفی شده مورد ارزیابی قرار گیرد. تحقیقات گسترده ای جهت بررسی میزان مقاومت سازه ها و اتصالات آنها در برابر زلزله انجام گرفته است، اما بررسی این سازه ها و اتصالات آنان در برابر خرابی پیشرونده همچنان نیازمند تحقیقات بیشتر می باشد. در این مطالعه در مقایسه با تحقیقات پیشین، بصورت جامع با استفاده از روش اجزاء محدود و با بکارگیری نرم افزار ABAQUS [27]، عملکرد اتصالات خمشی فولادی W-I.RBS، WUF-W، WFP تحت اثر چهارنوع سناریوی مختلف حذف ستون کناری، داخلی، گوشه و ستون با دو تیر هم راستا در نقاط مختلف پلان مورد بررسی قرار گرفته است. بعد از تجزیه و تحلیل رفتار جابجایی-بار و حالت های خرابی تک تک اتصالات در نقاط مختلف پلان، مکانیسم های انتقال بار اتصالات در فرایند بارگذاری مورد مقایسه قرار گرفته است و رفتار هر اتصال از لحاظ میزان ظرفیت باربری و نحوه گسیختگی موضعی در سناریوهای مختلف حذف ستون مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل سازی اجزای محدود

به منظور بررسی مقاومت اتصالات جوشی تیر به ستون در پدیده خرابی پیشرونده، ساختمان مسکونی ۶ طبقه ای با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط^{۱۶} در منطقه ای با لرزه خیزی متوسط در نظر گرفته شده است. پارامترهای شتاب طیفی S_1 ، S_g به ترتیب $0.181g$ و $0.38g$ فرض شده است. ارتفاع طبقات در همه مدل ها 3.50 متر بود. طراحی لرزه ای سازه و اتصالات مطابق با AISC 341^{۱۷} و AISC 358^{۱۸} صورت گرفته است [28 و 29]. بار مرده طبقات و بام $6.0 kg/m^2$ ، بار معادل تیغه ها $15.0 kg/m^2$ ، بار زنده برای طبقات $20.0 kg/m^2$ و بار مرده دیوارهای جانبی با احتساب نما برابر $7.0 kg/m^2$ در نظر گرفته شده است. ضمناً برای تیرها و ستون ها از مقاطع مورد استفاده در جدول ۱ استفاده شده است. در پلان شکل ۱ سناریوهای مختلف حذف ستون، شامل حذف ستون های کناری، گوشه و داخلی، در پلان سازه نشان داده شده نوع و موقعیت اتصالات مورد بررسی در جدول ۲ آورده شده است. رفتار خرابی پیشرونده نمونه ها با استفاده از افزایش جابجایی عمودی بالای ستون حذف شده از سازه، مورد ارزیابی قرار گرفته است. فلوجارت پیشنهادی روش تحقیق برای ارزیابی رفتار خرابی پیشرونده اتصالات جوشی تیر به ستون در شکل ۲ نمایش داده شده است.

جدول ۱: مشخصات هندسی نمونه ها (تمامی ابعاد به میلی متر)

نمونه	مقطع تیر H×B×tw×tf (mm)	ورق برشی (mm)	ابعاد (mm)	ورق بال بالایی (mm)	ورق بال پائینی (mm)	مقطع ستون H×B×tw×tf (mm)	طول تیر L (mm)
I-W	H300×150×6×8	-----	-----	-----	-----	SHS250×14	3750
WUF-W	H300×150×6×8	-----	a=10, b=30 d=60, e=15	-----	-----	SHS250×14	3750
WFP	H300×150×6×8	200×180×6	-----	400×120× 20	400×180× 13	SHS250×14	3750
RBS	H300×150×6×8	-----	a=110, b=220R =21.67	-----	-----	SHS250×14	3750

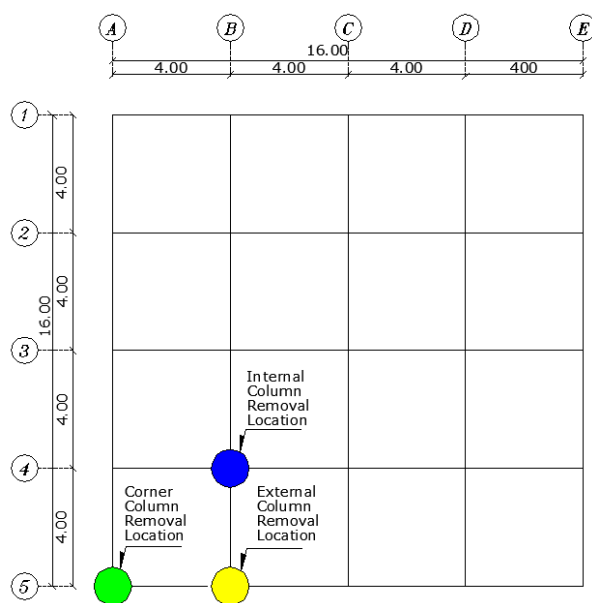
16 - Intermediate Moment Frame (IMF)

17 - American Institute of Steel Construction 341: seismic Evaluation And Retrofit Of Existing Building

18 - American Institute of Steel Construction 358: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

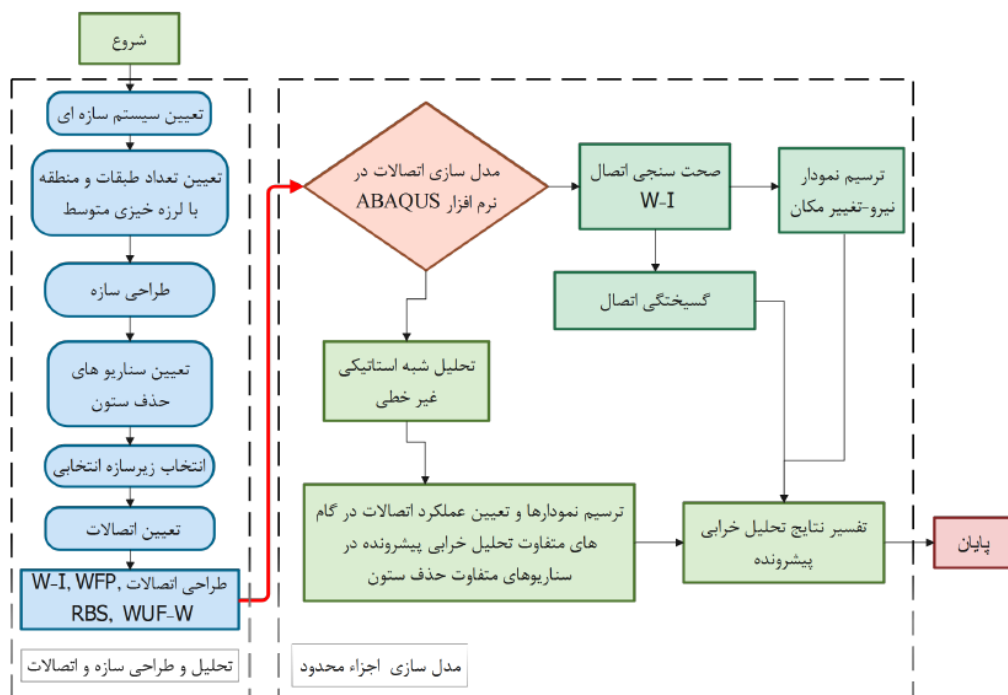
جدول ۲: نوع و موقعیت اتصالات مورد بررسی در پلان

نوع اتصال	اتصال با تیرهای همراستا	اتصال با دو تیر متعامد گوشه	اتصال با سه تیر متعامد کناری	اتصال با چهار تیر متعامد داخلی
WUF-W ^{۱۹}	WUF-W /In Line	WUF-W/Perpendicular	WUF-W/Side	WUF-W/Intermediate
WFP ^{۲۰}	WFP/In Line	WFP/Perpendicular	WFP/Side	WFP/Intermediate
RBS ^{۲۱}	RBS/In Line	RBS/Perpendicular	RBS/Side	RBS/Intermediate
W-I ^{۲۲}	W-I /In Line	W-I/Perpendicular	W-I/Side	W-I/Intermediate



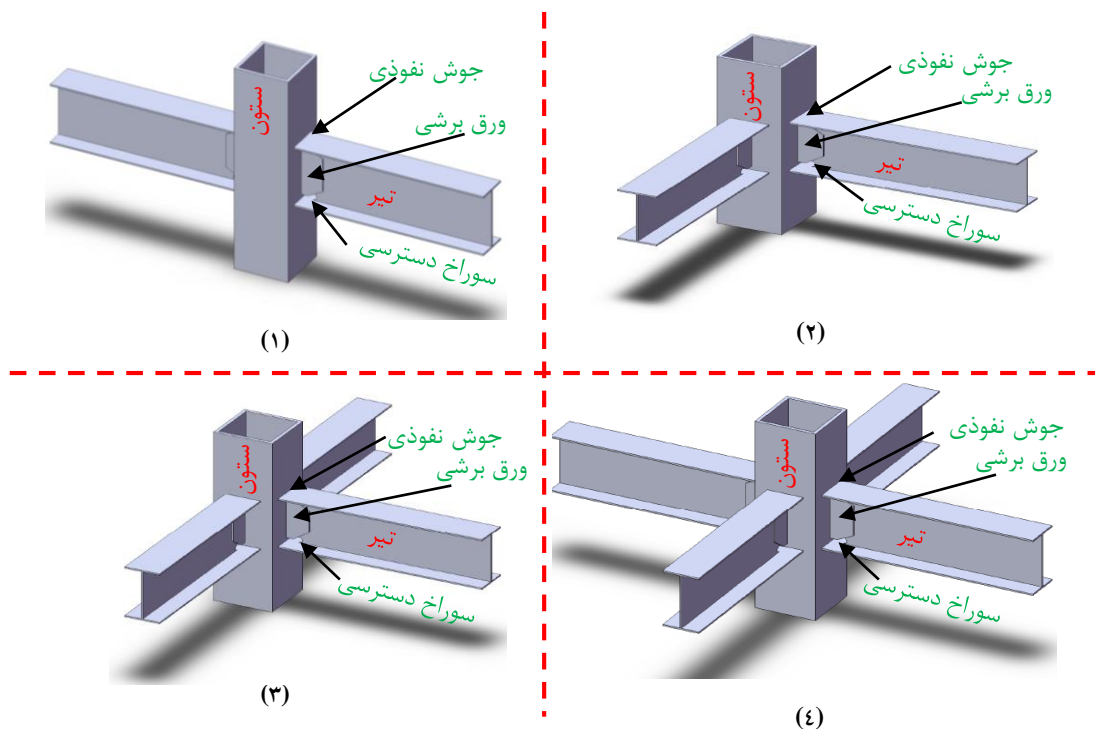
شکل ۱: نمایش سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان سازه.

19 - Welded Unreinforced Flange-Welded Web
 20 - Welded Flange Plate
 21 - Reduced Beam Section
 22 - Welded Flange-Weld Web Connection with Internal Diaphragms

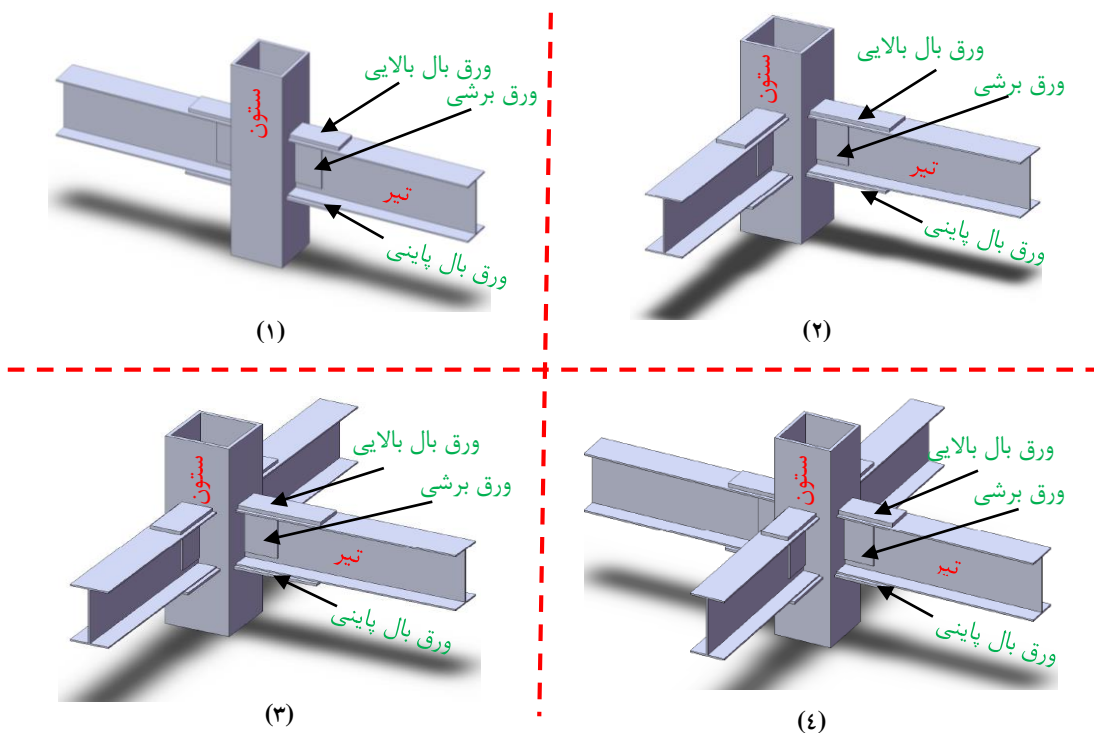


شکل ۲: فلوجارت روش تحقیق برای ارزیابی رفتار خرابی پیشرونده اتصالات تیر به ستون.

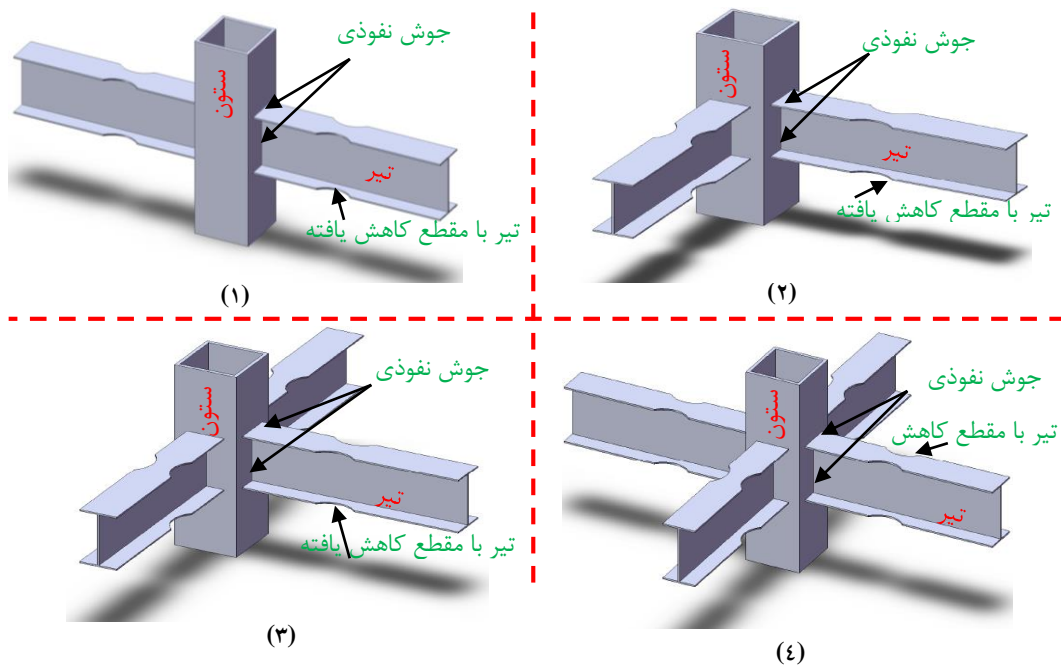
در نرم افزار آباکوس، برای مدل سازی نمونه اتصالات W-I, RBS, WUF-W, WFP، جمعا ۱۶ مدل مطابق شکل ۳ استفاده شده است. جزییات مدلسازی اتصال های WUF-W، WFP، RBS، مشخصات هندسی و شرایط مرزی در این نرم افزار آباکوس، در شکل ۴ نشان داده شده است.



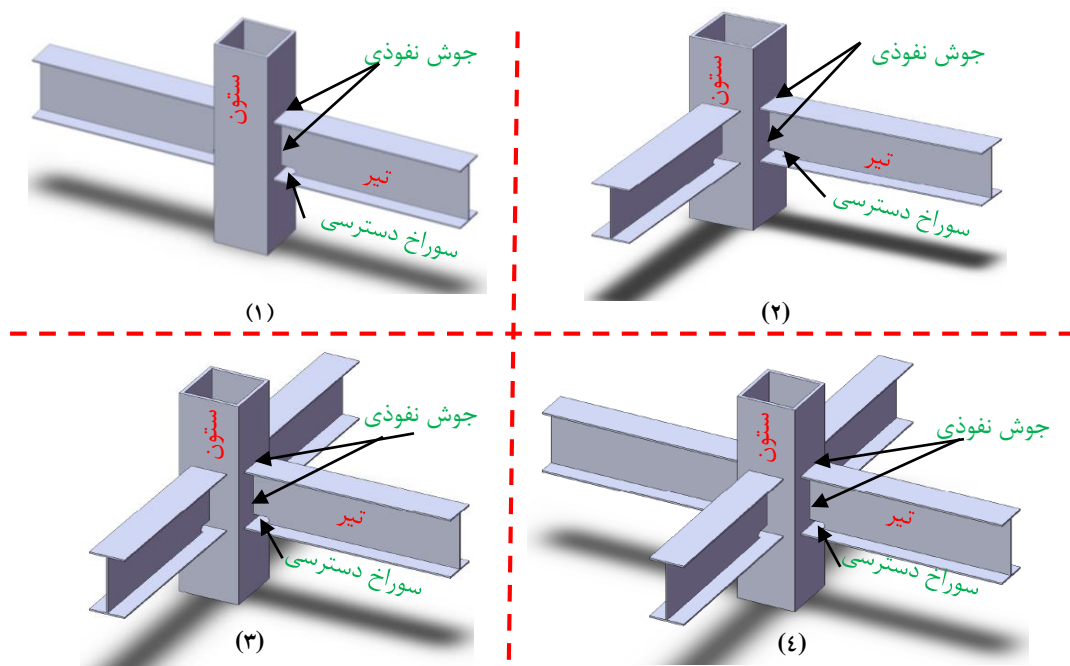
شکل ۳ الف: مدل سه بعدی اتصال تیر به ستون WUF-W در حالت‌های (۱) اتصال هم راستا، (۲) اتصال گوشه یا عمود برهم، (۳) اتصال کناری، (۴) اتصال میانی



شکل ۳ ب: مدل سه بعدی اتصال تیر به ستون WFP در حالت‌های (۱) اتصال هم راستا، (۲) اتصال گوشه یا عمود برهم، (۳) اتصال کناری، (۴) اتصال میانی

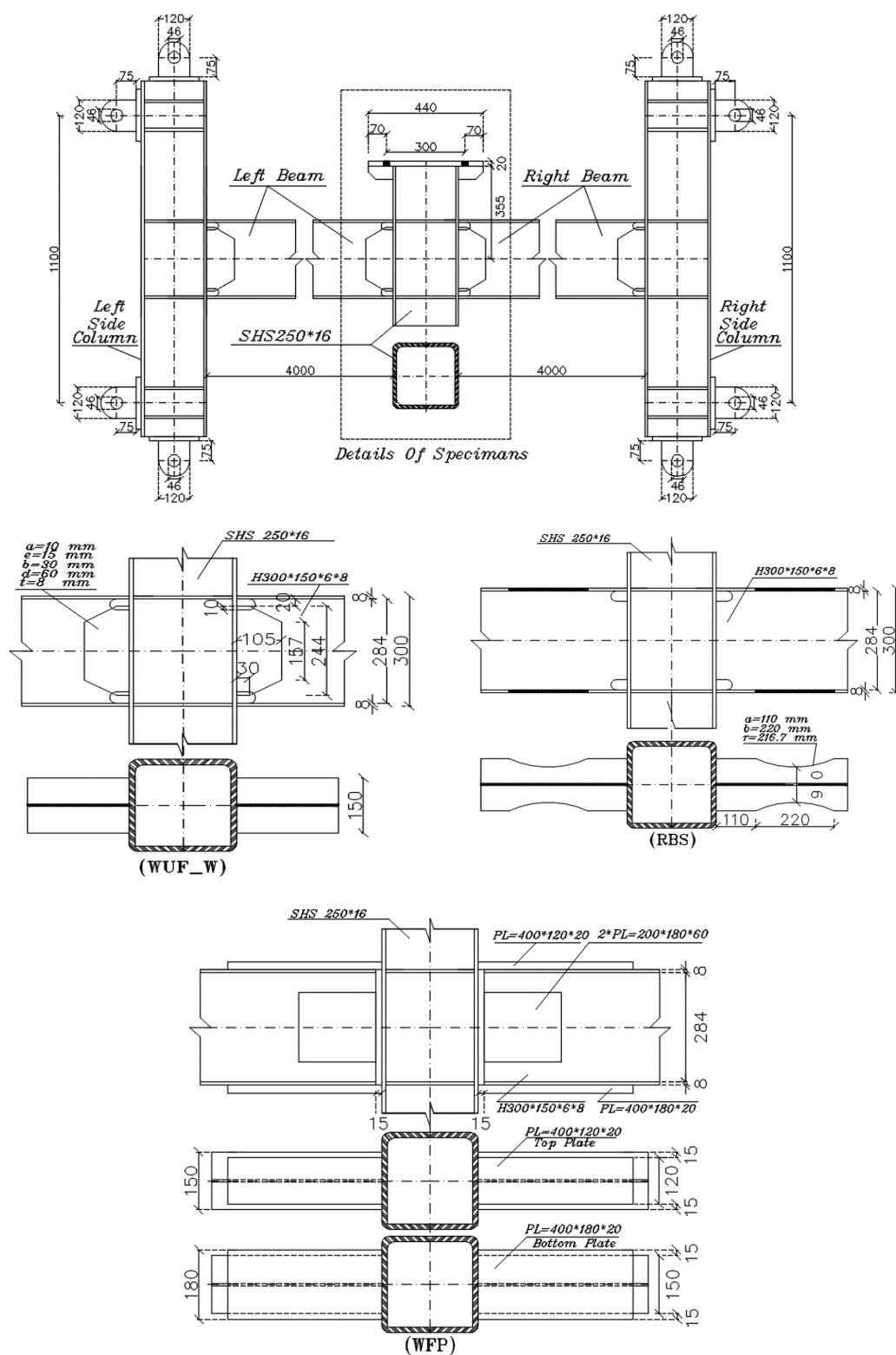


شکل ۳ پ: مدل سه بعدی اتصال تیر به ستون RBS در حالت‌های (۱) اتصال هم راستا، (۲) اتصال گوشه یا عمود برهم، (۳) اتصال کناری، (۴) اتصال میانی



شکل ۳ (ث): مدل سه بعدی اتصال تیر به ستون W-I در حالت‌های (۱) اتصال هم راستا، (۲) اتصال گوشه یا عمود برهم، (۳) اتصال کناری، (۴) اتصال میانی

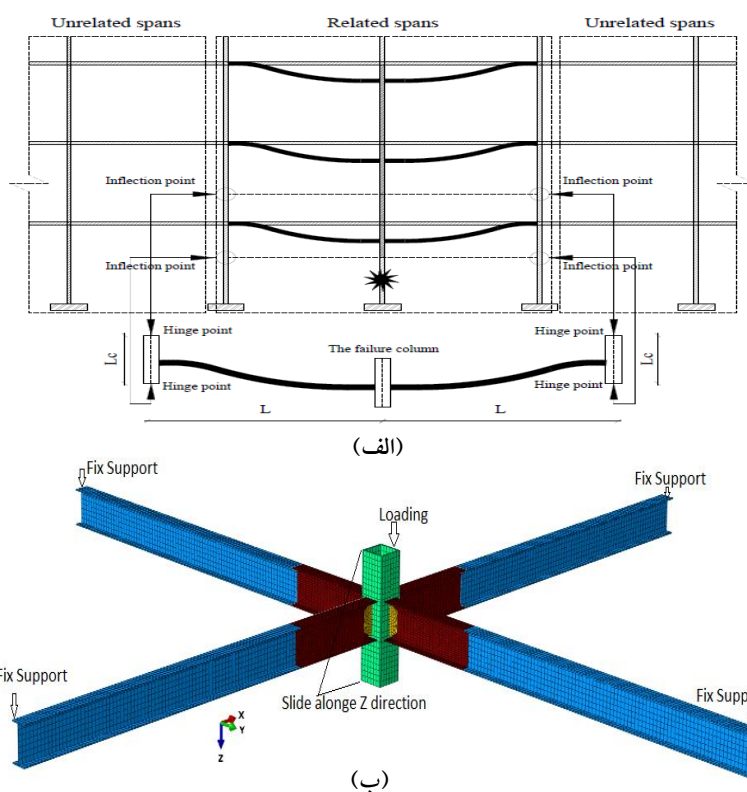
شکل ۳: گونه‌های مختلف اتصال‌های جوشی تیر به ستون در پی حالت‌های مختلف حذف ستون در قالب الگوهای عددی سه بعدی



شکل ۴: جزئیات اتصالات WUF-W، RBS، WFP

هنگام رخداد پدیده خرابی پیشرونده، سازه باید قادر به پل زدن از روی ستون حذف شده باشد و در نتیجه آن تغییر شکل‌ها و تلاش‌های داخلی از مقادیر مجاز تجاوز نکنند [۱۲]. در شکل ۵-الف مکانیزم حذف ستون و زیرسازه انتخابی برای تحلیل رفتار خرابی پیشرونده اتصالات نشان داده شده است. نقاط عطف ستون‌های کناری، بصورت تکیه گاه مفصلی مدل‌سازی شده است و ستون مرکزی تنها

بصورت عمودی مجاز به دوران درون صفحه‌ای است و طول ستون کناری LC برابر ۱۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است [۲۲]. در شکل ۵- (ب) مدل زیرسازه انتخابی سه بعدی اتصال گیردار تقویت نشده جوشی WUF-W در حالت اتصال میانی نشان داده شده است. در این مدل تیر فولادی با استفاده از ورق جان با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل شده است.



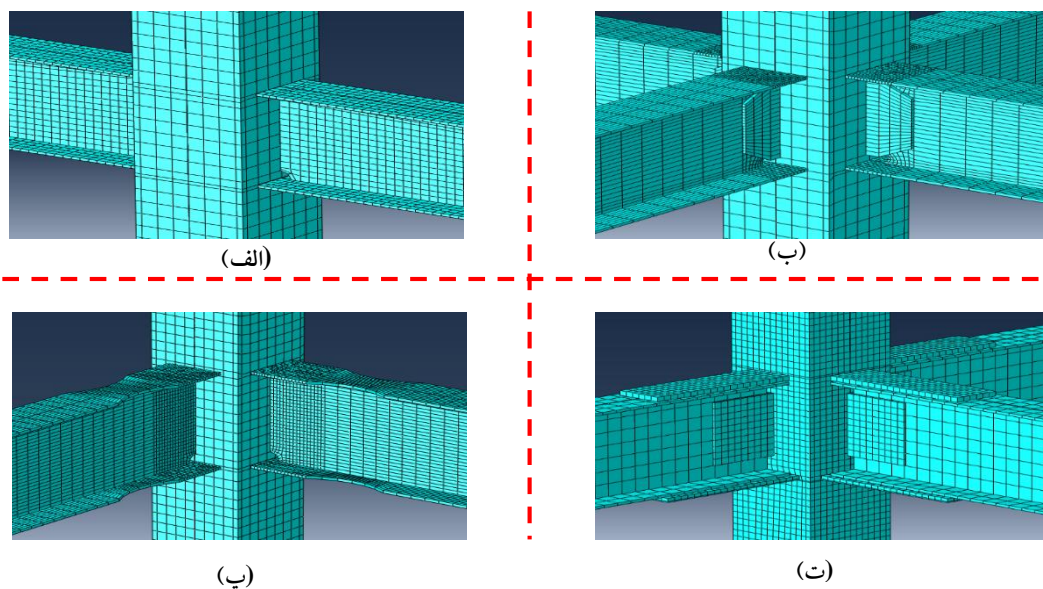
شکل ۵: (الف) مکانیزم حذف ستون و زیرسازه انتخابی (ب) مدل سه بعدی اتصال WUF-W در حالت اتصال میانی در نرم‌افزار آباکوس.

در پژوهش حاضر به بررسی رفتار و ظرفیت خرابی پیشرونده چهار نمونه اتصال جوشی تیر به ستون متداول در سناریوهای مختلف حذف ستون کناری، داخلی و گوشه از پلان سازه پرداخته شده است. برای این منظور زیرسازه‌های مطابق شکل ۵-الف، صرفاً شامل تیرهای متصل به گره موردنظر و چند ستون مجاور، از سازه جدا شده و تحت تحلیل شبه استاتیکی غیرخطی از نوع تغییرمکان-کنترل قرار گرفته است. با افزایش تدریجی تغییرمکان نقطه فوقانی ستون حذف شده، رفتار و ظرفیت خرابی اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. به این ترتیب الگوی رفتار غیرخطی اتصال تحت بارگذاری از نوع خرابی پیشرونده استخراج شده است که می‌تواند برای تعریف دقیق‌تر مفاصل پلاستیک اتصال در تحلیل‌های دینامیکی خرابی پیشرونده مورد استفاده قرار گیرد. در بارگذاری نیز از ترکیب بار ثقلی، ۱۲۰٪ بار مرده و ۵۰٪ بار زنده ($1.2DL + 0.5LL$)، همانطور که در استانداردهای $ASCE 7-16^{23}$ و $UFC 2016^{24}$ مشخص شده است، استفاده گردیده است [۱۲]، [۳۰]. بر اساس بارهای مرده و زنده بکار رفته در طرح، نیروهای محوری ستون محاسبه شده و در نهایت، ضریب بار برای هر اتصال مورد بررسی محاسبه گردیده است. براین اساس، مقادیر محاسبه شده برای کل بار ثقلی ارائه شده برابر استاندارد UFC مقدار ۱۷۸ کیلو نیوتن در نظر گرفته شده است [۱۲]. همچنین برای تعریف شرایط مرزی، انتهای کلیه تیرها گیردار و ستون در راستای قائم تغییرمکان دارد. در نزدیکی تکیه‌گاه، اندازه مش‌بندی تیر و ستون ۸ میلی‌متر و دورتر ۱۶ میلی‌متر است. نمره مش‌بندی در هر یک از مدل‌های W-I /in line

23 - American Society of Civil Engineers: Minimum design loads for buildings and other structures

24 - Unified Facility Criteria : Design of buildings to resist progressive collapse

المان C3D8R، شکل Hex و تکنیک Sweep مدل سازی شده اند. در ماژول Property خصوصیات مصالح تعریف شده و چگالی فولاد و ضریب پواسون و مدول الاستیسیته وارد گردیده است. سپس در قسمت Mechanical>Plasticity>Plastic همراه با تنش و کرنش لحاظ گردید. در قسمت تعریف Step بخش Basic با حالت On برای گزینه Nlgeom، اثرات غیرخطی هندسی در طول تحلیل لحاظ شده است.



شکل ۶: مش بندی اتصالات (الف) اتصال هم راستا (W-I/In Line، ب) اتصال میانی (WUF-W/Intermediate، پ) اتصال گوشه (RBS/Per، ت) اتصال کناری (WFP/Side).

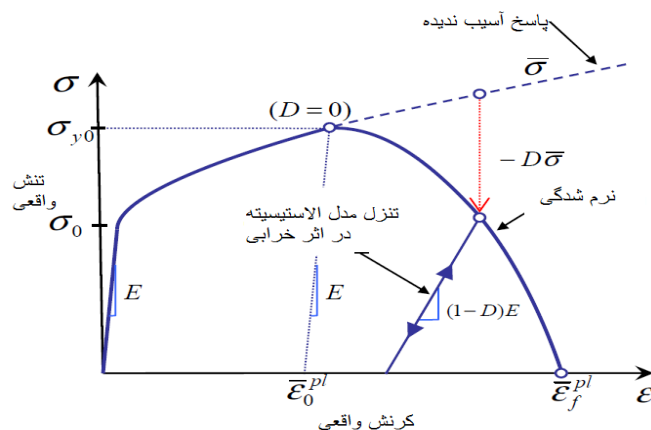
در مدل سازی اتصالات از دو نوع فولاد مختلف برای تیر و ستون استفاده شده است. همچنین فولاد مورد استفاده برای ساخت ستون و تیرها و صفحات برشی نمونه ها با توجه به فولاد S335 از طریق آزمون های Coupon مطابق با ASTM A370²⁵ و مشخصات مربوطه در جدول ۳ به دست آمده است [۳۱].

جدول ۳: خصوصیات مکانیکی مصالح [۳۱].

عضو	مدول الاستیسیته گیگا پاسگال E (GPa)	تنش تسلیم مگا پاسگال F _y (MPa)	حداکثر تنش کششی مگا پاسگال F _u (MPa)
بال ستون	۲/۰۳	۴۸۲	۵۶۰
جان ستون	۲/۰۹	۴۹۵	۵۷۷
بال تیر	۱/۹۸	۴۳۰	۵۴۵
جان تیر	۱/۹۶	۴۱۷	۵۱۴
ورق برشی	۱/۹۴	۴۰۹	۵۰۵

25- ASTM A370 is a testing standard that covers the mechanical testing definitions and procedures of steel products such as wrought and cast steels, stainless steels, and related alloys. This standard covers tension, bend, hardness, and impact tests

برای مدل سازی اتصالات، مدل شکست ماده با آسیب پیشرونده^{۲۶} مطابق شکل ۷ تعریف شده است، که باعث حذف عضوهای گسیخته شده از مش بندی کل مدل نمونه می شود. در این پژوهش برای مدل سازی شکست و آسیب پیشرونده در فلزات انعطاف پذیر از معیار شروع آسیب، شامل معیار مصالح شکل پذیر^{۲۷} و معیار برش^{۲۸} به همراه مدل تکامل آسیب^{۲۹} استفاده شده است [۲۷]، [۳۲].



شکل ۷: مدل شکست ماده با آسیب پیشرونده [۲۷].

۳ - صحت سنجی مدل سازی اجزاء محدود

در مقاله وانگ و همکاران [۱۹]، عملکرد ۳ نوع اتصال تیر به ستون SHS^{۳۰} در برابر خرابی پیشرونده توسط نمونه های آزمایشگاهی تمام مقیاس و شبیه سازی عددی بررسی شده است. تطابق نتایج عددی و آزمایشگاهی دلالت بر دقت مناسب شبیه سازی های عددی در تحلیل و بررسی مقاومت سازه های نمونه در برابر خرابی پیشرونده دارد. اتصالات مورد بررسی، $W-I^{۳۱}$ ، $W-I^{۳۲}$ و $WB-ST^{۳۳}$ بودند. در این مطالعه جهت صحت سنجی نتایج حاصل از شبیه سازی ها، سازه نمونه وانگ با اتصال W-I با جزئیات کامل مطابق شکل ۸ در نرم افزار ABAQUS مدل سازی گشته و رفتار نمونه اتصال W-I با دوتیر هم راستا به ازای حذف ناگهانی ستون به روش تحلیل شبه استاتیکی غیرخطی و در حالت متقارن به دست آمده است. در این پژوهش اعمال نیرو از طریق یک بار شبه استاتیکی با کمک اهرم^{۳۴} در نقطه فوقانی ستون مرکزی با تحلیل تغییر مکان کنترل انجام گرفته است. تست های آزمایشگاهی زمانی خاتمه یافت که گسیختگی در اتصال رخ داده باشد و یا اینکه جابجایی قائم ۴۰۰ میلی متر اتفاق بیافتد. در ابتدای روند تحلیل نیروی فشاری کوچکی در سازه مشاهده شد که با افزایش تغییر مکان و ادامه فزاینده تحلیل این نیروی فشاری کاهش یافته و نیروی کششی جایگزین آن شد. بر اساس نتایج تحلیل اجزاء محدود حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در اتصال در حدود $0.7\sigma_y$ در جابجایی $33/3$ سانتی متر می باشد که نشان دهنده تبدیل عملکرد سازه از حالت خمشی به حالت کششی در تغییر مکان های بزرگ است که در نتیجه، در این حالت پدیده گنش زنجیری در اتصال نمایانگر می شود. بدیهی است که نتایج تحلیل اجزاء محدود نمونه ها تحت تاثیر عوامل مختلفی همچون نحوه مدل سازی و تعریف مشخصه های مصالح، مدل سازی شکست و خرابی در فلزات انعطاف پذیر، نحوه مش بندی قطعات، تعریف شرایط مرزی و شیوه تحلیل و غیره قرار دارد. با این وجود مطابق شکل ۸، رفتار خرابی و ظرفیت باربری و مدگسیختگی نمونه اتصال W-I پژوهش حاضر با مدل حالت متقارن^{۳۵} مورد بررسی

1- Progressive Damage

27 -Ductile

28 -Shear

29 - Damage Evolution

30 -Beam-to-SHS column connections

31 -Welded Flange-weld Web Connection With Internal Diaphragms

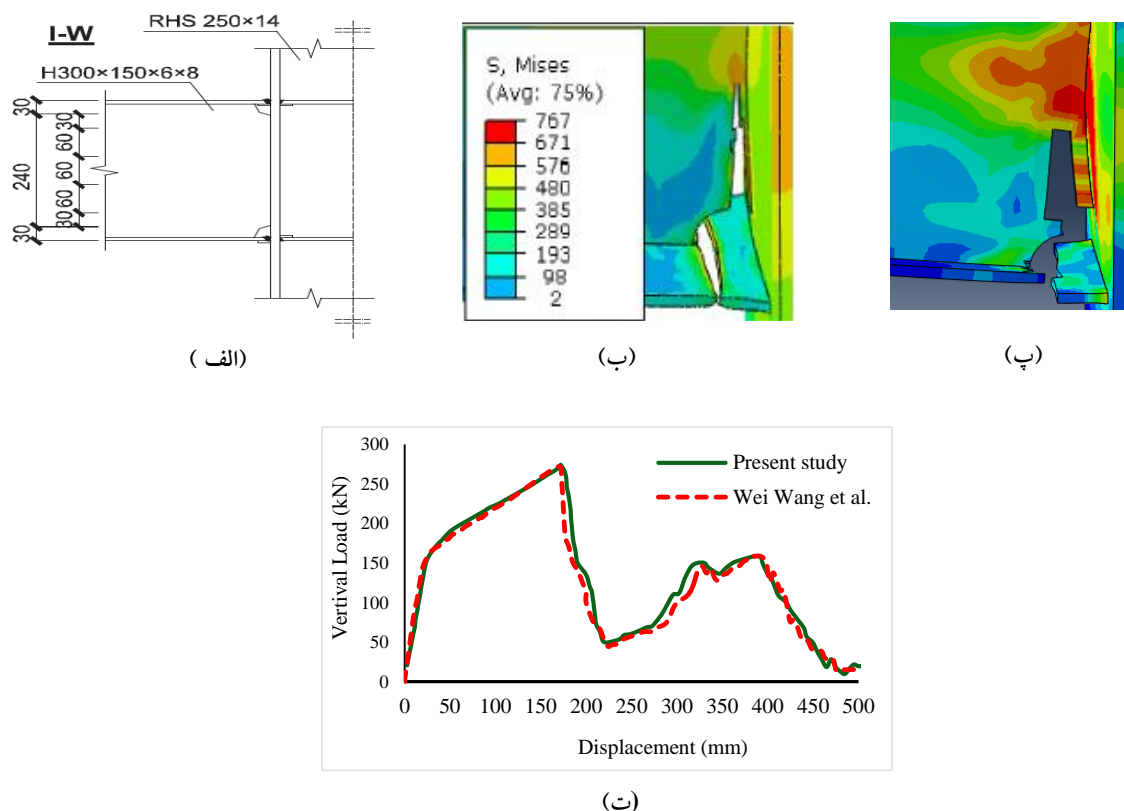
32 -Welded Flange Bolted Web Connection With Internal Diaphragms

33 -Welded Flange-Bolted Web Connection With Short Through Diaphragms

34 - Actuator

35 - FE-Symmetric

توسط وانگ و همکاران اختلاف جزئی و قابل قبولی داشته است. درصد خطای نمونه صحت سنجی، با توجه به نمره مش بندی و نویزهای تحلیل و عدم ارایه جزئیات دقیق مدل وانگ و همکاران [۲۴]، در حدود ۳ درصد می باشد.



شکل ۸: الف) جزئیات اتصال W-I [۱۹]، ب) گسیختگی اتصال مدل تحلیلی وانگ و همکاران [۱۹]، پ) گسیختگی اتصال در پژوهش حاضر (ت) نمودار نیروی قائم-تغییر مکان نمونه متقارن W-I.

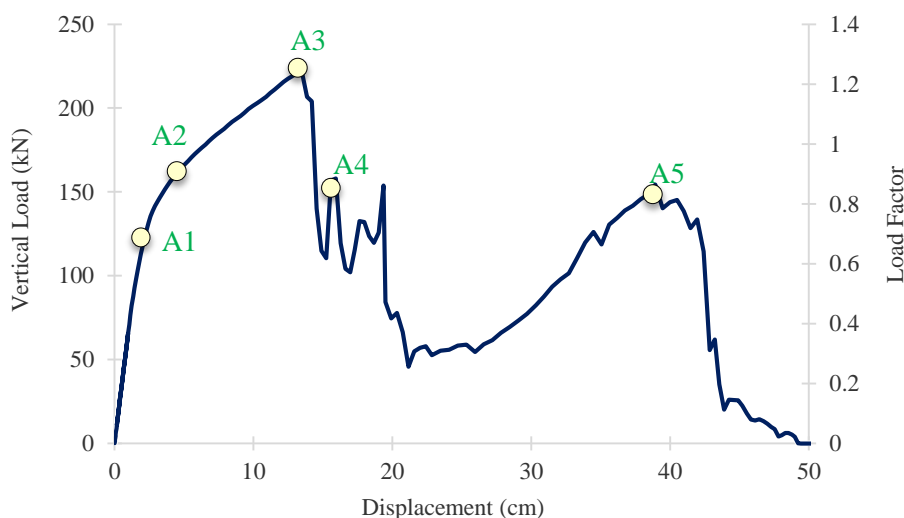
۴- نتایج تحلیل خرابی پیشرونده

برای ارزیابی مقاومت اتصالات مختلف در برابر خرابی پیشرونده، تحلیل شبه استاتیکی غیرخطی از نوع تغییر مکان کنترل به ازای حذف ستون مورد نظر در سازه های نمونه صورت گرفته است و افزایش تدریجی بارهای اعمالی تحت تحلیل تغییر مکان کنترل مطابق الگوی پیشنهادی بر روی مدل های سازه ای انجام گرفته است.

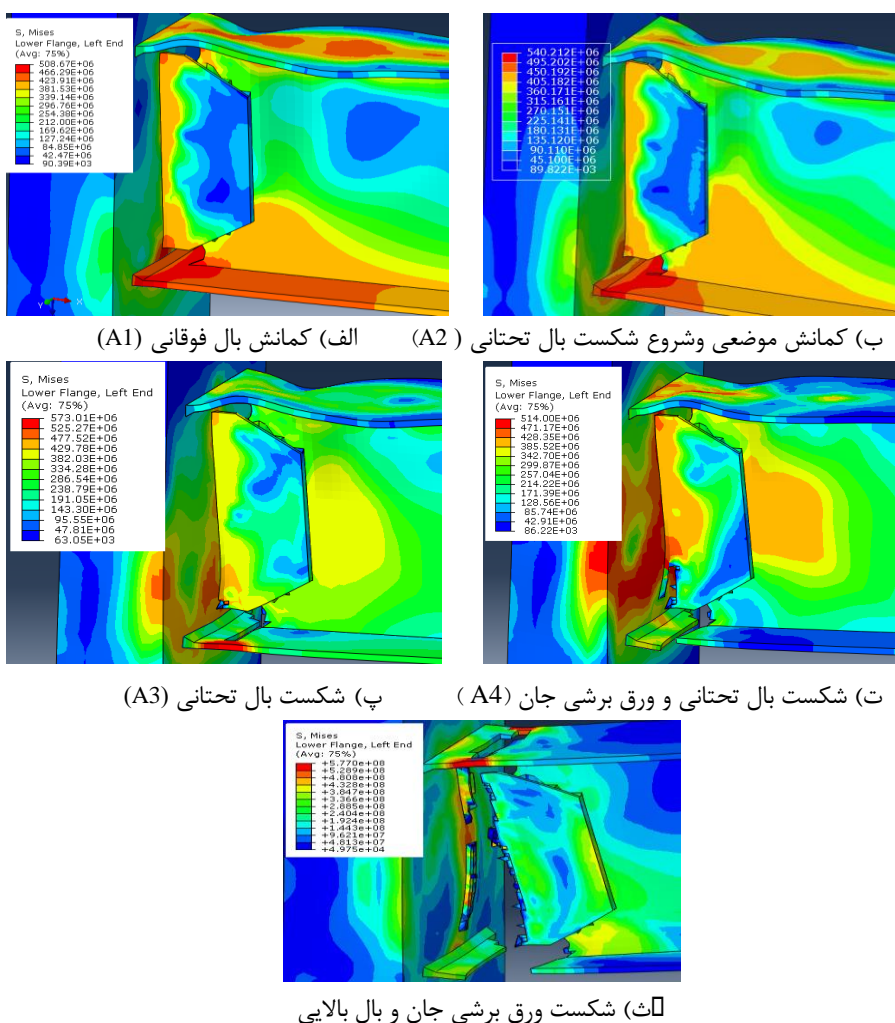
۴-۱- نتایج خرابی پیشرونده با اتصال WUF-W/In Line در سناریوی حذف ستون برای تیرهای هم راستا

به ازای تحلیل شبه استاتیکی غیرخطی در مدل نمونه با اتصال WUF-W/In Line، ابتدا منحنی نیروی قائم-تغییر مکان سازه در شکل ۹ رسم شده است و مدهای شکست مربوطه در شکل ۱۰ نشان داده شده است. شایان ذکر است که منظور از تغییر مکان در این منحنی ها، تغییر مکان قائم نقطه فوقانی ستون حذف شده می باشد. در طی فرآیند تحلیل خرابی پیشرونده به نسبت بار وارده در هر گام از تحلیل به مقدار کل بار ثقلی سرویس خرابی پیشرونده توصیه شده در آیین نامه UFC، ضریب بار گفته می شود. از این رو هر گاه مقدار بار وارد بر سازه نمونه برابر با مقدار کل بار خرابی پیشرونده باشد، ضریب بار مساوی ۱ خواهد بود. در واقع اگر نمودار تغییر مکان-ضریب بار مربوط به سازه ای تحت بار ثقلی خرابی پیشرونده، بتواند تا ضریب بار ۱ بصورت صعودی پیش رود، آن سازه قادر به تحمل کل بار خرابی

بوده و در برابر خرابی پیشرونده مقاوم محسوب می‌گردد، در غیر این صورت سازه دارای مقاومت کافی برای مقابله با بار خرابی پیشرونده نمی‌باشد. مطابق شکل ۹ در سازه قاب خمشی با اتصال تیر به ستون نوع WUF-W/In Line در جابجایی‌های کمتر از ۲/۰۲ سانتی متر در نقطه A1 که متناظر با نیروی قائم ۱۱۷/۶۲ کیلو نیوتن و ضریب بار معادل ۰/۶۶ می‌باشد. رفتار خطی بار- تغییر مکان در سازه نمونه ثبت شده است که نشان دهنده عملکرد خمشی الاستیک در مراحل اولیه بارگذاری می‌باشد. از نقطه A1 به بعد نمونه وارد حوزه رفتار غیرخطی مصالح می‌گردد. مطابق شکل ۹ در تغییر مکان ۶/۸ سانتی متر در نقطه A2 و رسیدن نیرو به ضریب بار ۱/۰۲ کمانش موضعی در بال فوقانی تیر تحت تاثیر ترکیب خمش و فشار کوچک^{۳۶} پدیدار می‌گردد. همانطور که در منحنی شکل ۹ در نقطه A3 مشاهده می‌شود، سازه تا نیروی قائم ۲۱۹/۸۱ کیلو نیوتن و متناظر با ضریب بار ۱/۲۳ توانسته بار نظیر خرابی پیشرونده را تحمل کند. جابجایی گره فوقانی ستون حذف شده در ضریب بار ماکزیمم برابر با ۱۳/۵۲ سانتی متر است و در این مرحله مطابق شکل ۱۰-ب گسیختگی خمشی بال تحتانی در فاصله ۲/۵ سانتی متری از بر ستون اتفاق افتاده است و پس از آن افت شدید و ناگهانی مقاومت پدید آمده است. با توجه به اینکه حداکثر ضریب بار تحمل شده در این نمونه بزرگتر از ۱ می‌باشد، لذا اتصال WUF-W/In Line در برابر پدیده خرابی پیشرونده دارای مقاومت کافی می‌باشد. با افزایش تغییر مکان سازه نمونه، خمش اضافی باعث کمانش جان ستون شده و در نزدیکی سوراخ دسترسی ترک‌هایی ایجاد می‌گردد. مطابق شکل ۱۰-پ در نقطه A4 این ترک‌ها به سرعت در راستای جان تیر و ورق برشی در نزدیکی جوش انتشار می‌یابند و باعث افت در مقاومت محوری فشاری تیر می‌گردند. با ادامه فرایند تحلیل تغییر مکان کنترل، رشد ترک‌ها و به هم پیوستن حفره‌ها و شکست برشی ناشی از تجمع مرز برشی^{۳۷} سبب گسیختگی ورق برشی شده تا در نهایت در جابجایی ۴۱/۹ سانتی متر و ضریب بار ۰/۷۴ خرابی کلی در اتصال مطابق شکل ۱۰-ت در نقطه A5 پدید آمده است.



شکل ۹: منحنی نیروی عمودی - تغییر مکان نمونه اتصال WUF-W.

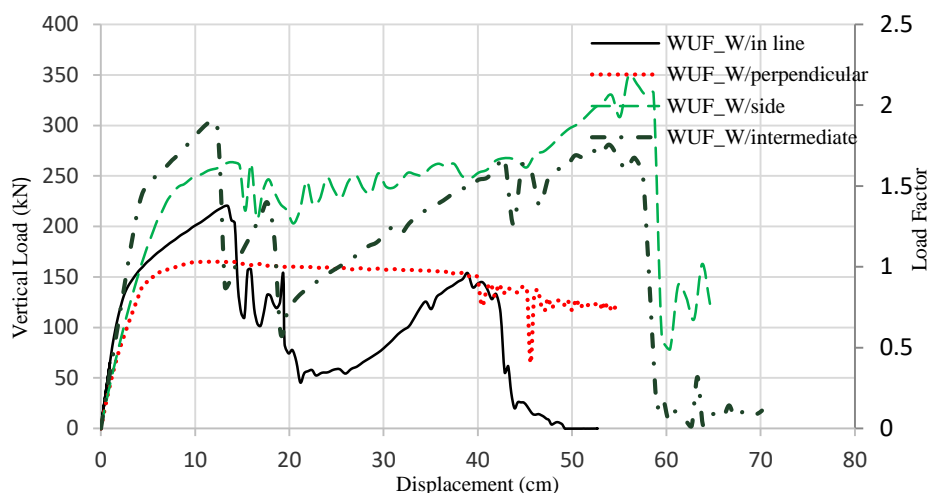


شکل ۱۰: نتایج مرحله به مرحله خرابی نمونه WUF-W.

۲-۴- نتایج خرابی پیشرونده اتصال WUF-W در سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان

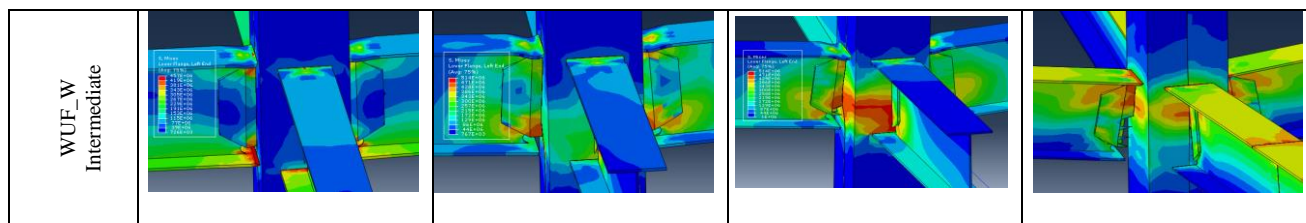
در شکل ۱۱ نمودار نیروی قائم-تغییر مکان و ضریب بار-تغییر مکان سازه‌ی نمونه WUF-W در محل اتصال تیر به ستون بصورت مقایسه‌ای به ازای چهار نوع سناریوی حذف ستون نشان داده شده است. اتصال WUF-W در سناریوی حذف ستون WUF-W/Side با ضریب بار ۲/۲۳ و ضریب شکل‌پذیری ۹/۴۱ ظرفیت باربری بالاتری را از لحاظ مقاومت نسبت به سه نوع سناریوی دیگر حذف ستون WUF-W/Per، WUF-W/Inter و WUF-W/In Line دارد. اتصال WUF-W در حالت WUF-W/Per با دو تیر پیرامونی عمود برهم با ضریب بار ۱/۰۲ و ضریب شکل‌پذیری ۳/۳۹ ظرفیت باربری کمتری را از خود نشان داده است. شکل ۱۲ رفتار اتصال در برابر حذف ناگهانی ستون در مهمترین گام‌های تحلیل یعنی تسلیم (الف)، گسیختگی در بال تحتانی (ب)، حداکثر بار تحمل شده (پ)، لحظه گسیختگی کامل در نمونه‌ها (ت) را با کانتورهای رنگی نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱۲ به وضوح دیده می‌شود، در تمامی اتصالات تمرکز تنش در ابتدای تحلیل در محدوده بال تحتانی تیر تحت اثر توأم نیروهای داخلی شامل عمدتاً لنگر خمشی و جزئی نیروی محوری کششی قرار دارد. با ادامه روند تحلیل و گذر از فاز خمشی به گنش زنجیری^{۲۸} و افزایش نیروهای محوری کششی، اجزای مختلف سازه نمونه در انتقال بار مشارکت عمده نموده و رفتار غیرخطی در نواحی مختلف تیر مشاهده می‌گردد. با افزایش تغییر مکان، در مسیر انتقال بار از ستون به تیر، در

تغییر مکان‌های بزرگ، بال پایینی اتصال تحت تنش‌های قرار می‌گیرند که در مرحله طراحی المان‌های مختلف این بار در نظر گرفته نشده است. با ادامه روند نموداری تحلیل، نواحی مختلفی از تیر دچار کمانش شده و ورق جان گسیخته می‌شود. گسیختگی در جان و بال بالایی تیر ایجاد می‌شود. همچنین در اتصال WUF-W/Side بدلیل کمانش تیر عمود بر تیرهای هم‌راستا و در راستای آن کمانش جزئی ستون در ناحیه اتصال، تنش در محل اتصال تیر به ستون بیشتر شده و شروع گسیختگی ابتدا از تیرهای هم‌راستا بوده است. اتصال WUF-W سطح کرنش بالایی را داشته و در نقاط مختلف اتصال شامل: اطراف سوراخ دسترسی در نزدیکی جان و بال تحتانی تیر و در گوشه تحتانی ورق برشی در نزدیکی خط جوش به وضوح قابل مشاهده است.



شکل ۱۱: منحنی نیروی عمودی - تغییر مکان نمونه WUF-W.

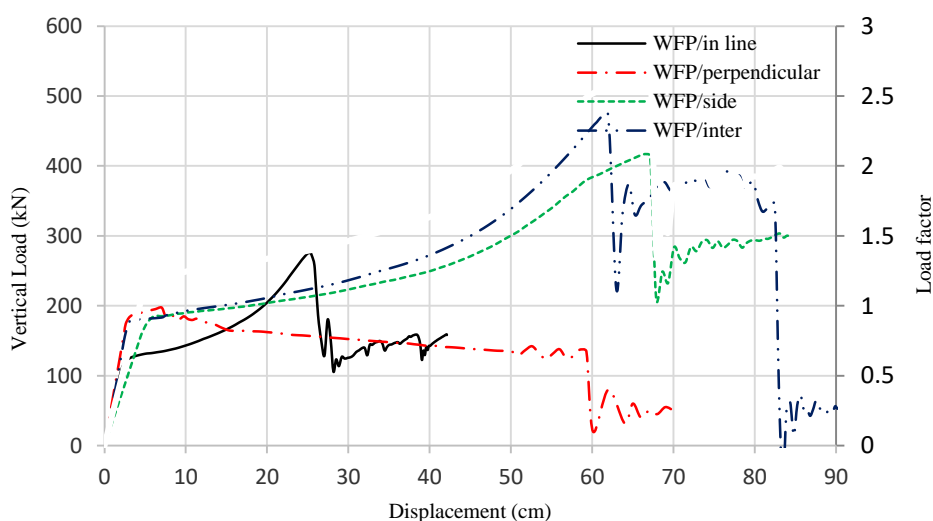
انواع اتصال	(الف) تسلیم	(ب) گسیختگی بال تحتانی	(پ) حداکثر بار تحمل شده	(ت) گسیختگی کامل
WUF_W In Line				
WUF_W Perpendicular				
WUF_W Side				



شکل ۱۲: عملکرد اتصال WUF-W در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده در سناریوهای مختلف حذف ستون.

۳-۴- نتایج خرابی پیشرونده اتصال WFP در سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان

مطابق شکل ۱۳ نمونه اتصال WFP در سناریوی حذف ستون داخلی WFP/Inter، با ضریب بار حداکثر ۲/۴۱ و ضریب شکل پذیری ۱۵/۲۵، به لحاظ مکانیسم واکنش گنش زنجیری و مقاومت در برابر شکست تدریجی، نسبت به سایر حالت‌های نمونه بهترین رفتار را دارد. اتصال با دو تیر متعامد گوشه WFP در حالت WFP/Per در گوشه پلان با دو تیر عمود برهم با ضریب بار ۰/۹۷ و ضریب شکل پذیری ۲/۸۵ کمترین مقاومت را از خود نشان داده است. شکل ۱۴ عملکرد خرابی اتصال WFP در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده در فاصله ۲/۵ سانتی متری از بر ستون را نشان می‌دهد. در ابتدای تحلیل بال تحتانی تحت اثر توام تمرکز تنش ناشی از لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارد. با افزایش تغییر مکان در بال تحتانی تیر و ورق اتصال زیر سری، تنش‌های بزرگی پدید آمده و کمانش جان و بال بالایی رخ داده است. در ادامه روند تحلیل و با رشد ترک در ورق زیر سری و افزایش تغییر مکان، ورق‌های جان دچار آسیب می‌گردند. ظرفیت و شکل پذیری سازه‌های نمونه، بسته به تعداد تیرهای اتصالی متفاوت بوده است. لذا با توجه به نتایج تحلیل می‌توان گفت که آرایش ورق‌های روسری و زیر سری و جان می‌تواند مقاومت بسیار تاثیر گذاری در برابر خرابی پیشرونده داشته باشد. همچنین در اتصال WFP/Side به دلیل کمانش تیر عمود بر تیرهای هم‌راستا و در راستای آن کمانش جزئی ستون در محل اتصال، تنش در محل اتصال تیر به ستون بیشتر شده و شروع گسیختگی ابتدا از تیرهای هم‌راستا بوده است. در اتصال WFP/In Line افزایش تغییر مکان، باعث مشارکت در باربری بیشتر عضوهای دیگر و گسیختگی همزمان در تیرهای هم‌راستا افتاده است. در اتصال WFP با توجه به وجود ورق اتصال تحتانی در بال پایینی تیر و وجود صفحات اتصال برشی متقارن در جان تیر، سطح کرنش بالاتر نسبت به سایر اتصالات رخ داده است و شروع ترک خوردگی و انتشار آن نیز در تغییر مکان‌های بیشتری نسبت به سایر اتصالات اتفاق افتاده است.



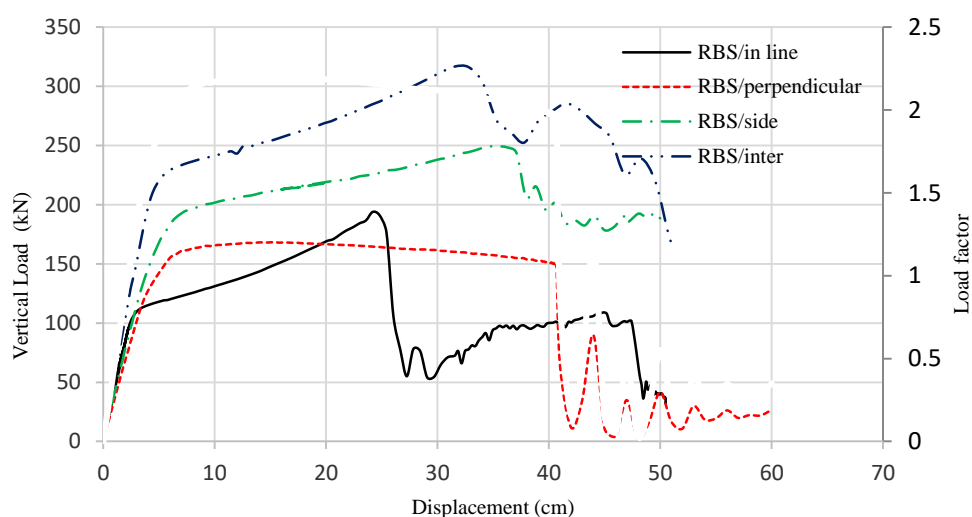
شکل ۱۳: منحنی نیروی عمودی - تغییر مکان نمونه اتصال WFP.

نوع اتصال	(الف) تسلیم	(ب) گسیختگی بال تحتانی	(پ) حداکثر بار تحمل شده	(ت) گسیختگی کامل
WFP In Line				
WFP Perpendicular				
WFP Side				
WFP Intermediate				

شکل ۱۴: عملکرد اتصال WFP در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده در سناریوهای مختلف حذف ستون

۴-۴- نتایج خرابی پیشرونده اتصال RBS در سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان

شکل ۱۵، نشان دهنده نمودار نیروی قائم - تغییرمکان و ضریب بار-تغییرمکان سازه نمونه با اتصال RBS می‌باشد. اتصال RBS در سناریوی حذف ناگهانی ستون میانی RBS/Inter با ضریب بار $2/32$ و ضریب شکل پذیری $11/30$ مقاومت و شکل پذیری بالاتری نسبت به سایر حالت‌های نمونه در پلان را داشته است. اتصال RBS در حالت RBS/Per با ضریب بار $1/18$ و ضریب شکل پذیری $2/26$ کمترین مقاومت در برابر فروپاشی تدریجی را داشته است. مطابق شکل ۱۶، در سناریوی حذف ستون با تیرهای هم‌راستا RBS /In Line، در ابتدا بال تحتانی تحت اثر توام نیروهای داخلی لنگر خمشی و نیروی محوری کششی دچار آسیب شده و بعد از گسیختگی بال تحتانی در ادامه روند تحلیل، ترک‌ها از ناحیه سوراخ دسترسی وارد ناحیه جان تیر شده و دچار آسیب می‌گردند. در سناریوی حذف ستون RBS /Side به دلیل کمانش تیر عمود بر تیرهای هم‌راستا و به دنبال آن کمانش جان ستون و تحمل تنش‌های بیشتر، گسیختگی همزمان در تمام تیرها در بال تحتانی تیر رخ نداده است. شروع گسیختگی بال تحتانی در تیرهای هم‌راستا اتفاق افتاده است. سپس با ادامه تحلیل، گسیختگی در تیرهای دیگر روی داده است.



شکل ۱۵: منحنی نیروی عمودی - تغییر مکان نمونه RBS.

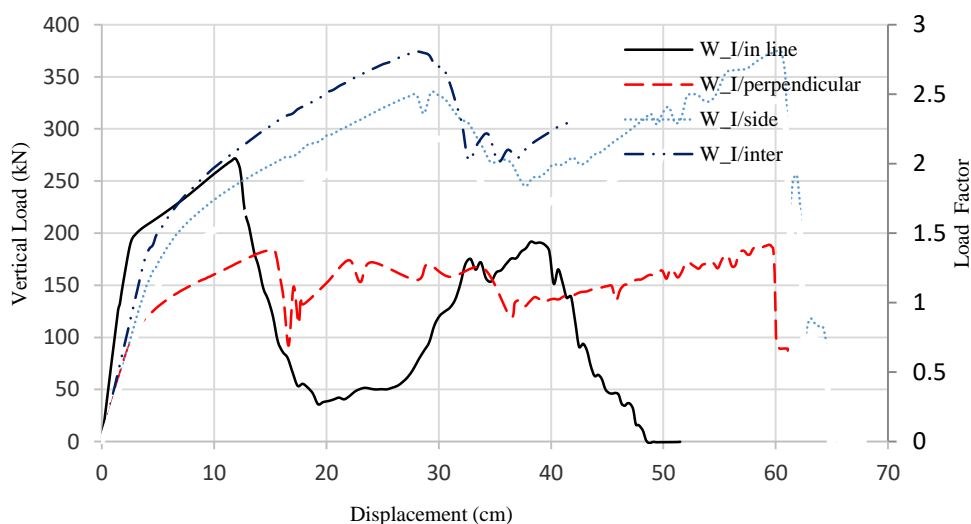
نوع اتصال	(الف) تسلیم	(ب) گسیختگی بال تحتانی	(پ) حداکثر بار تحمل شده	(ت) گسیختگی کامل
RBS In Line				
RBS Perpendicular				
RBS Side				
RBS Intermediate				

شکل ۱۶: عملکرد اتصال RBS در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده، تحت سناریوهای مختلف حذف ستون.

در نمونه با اتصال RBS با وجود رخداد سطوح کرنش بسیار بالا بدلیل وجود سوراخ دسترسی، گسیختگی در این ناحیه متمرکز شده و در نواحی باریک‌شدگی بال‌های تیر گسترش نیافته است. لازم به توضیح است که پدیده کنش زنجیری در نمونه‌ها زمانی رخ می‌دهد که شکستگی اولیه رخ دهد و مقاومت ثانویه نمونه‌ها در برابر بار قائم اعمالی می‌تواند پس از گسیختگی اولیه بال پایینی بدست آید.

۵-۴- نتایج خرابی پیش‌رونده اتصال W-I در سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان

مطابق شکل ۱۷، اتصال W-I در سناریوی حذف ناگهانی ستون داخلی W-I/Inter، با ضریب بار ۲/۶۲ و ضریب شکل‌پذیری ۶/۷۰، بیشترین مقاومت و شکل‌پذیری را نسبت به سایر سناریوهای حذف ستون در پلان را دارد. اتصال W-I در حالت W-I/Per با ضریب بار ۱/۳۶ و ضریب شکل‌پذیری ۴/۰۵ کمترین مقاومت را نشان داده است. عملکرد خرابی اتصال نمونه W-I در شکل ۱۸ در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیش‌رونده در سناریوهای متفاوت حذف ستون نشان‌دهنده این موضوع است که در ابتدا با توجه به تمرکز تنش ناشی از خمش و نیروی محوری، ترک از بال تحتانی تیر شروع شده و به سرعت از ناحیه سوراخ دسترسی نزدیک جوش جان به تیر گسترش می‌یابد و بال بالایی تیر شروع به کمانش موضعی می‌کند و گسیختگی جان همراه با کمانش رخ می‌دهد. گسیختگی همزمان بال تحتانی در تمام حالت‌های اتصال اتفاق افتاده است.



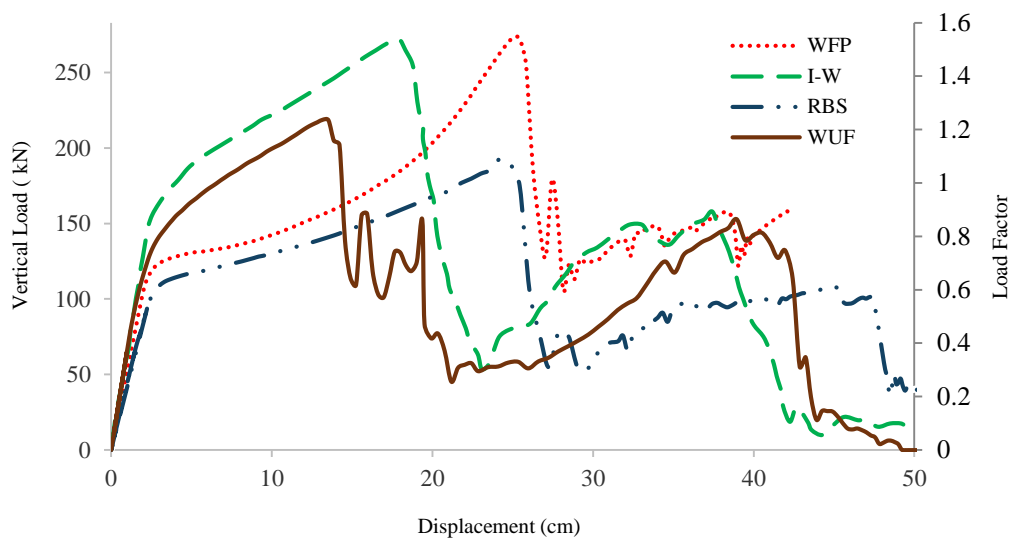
شکل ۱۷: منحنی نیروی عمودی - تغییر مکان نمونه W-I.

انواع اتصال	(الف) تسلیم	(ب) گسیختگی بال تحتانی	(پ) حداکثر بار تحمل شده	(ت) گسیختگی کامل
W-I In line sym				
W-I Perpendicular				
W-I Side				
W-I Intermediate				

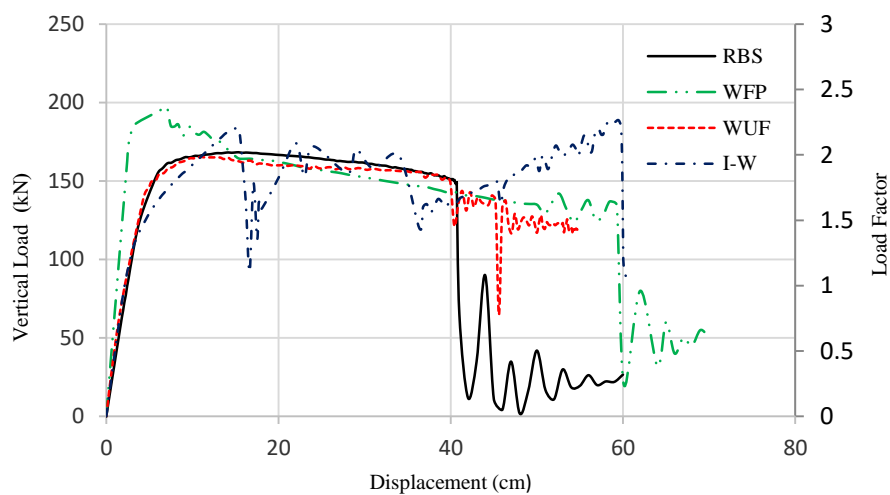
شکل ۱۸: عملکرد اتصال W-I در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده، تحت سناریوهای مختلف حذف ستون در پلان.

۵- مقایسه خرابی پیشرونده انواع اتصالات، به ازای سناریوهای مختلف حذف ستون

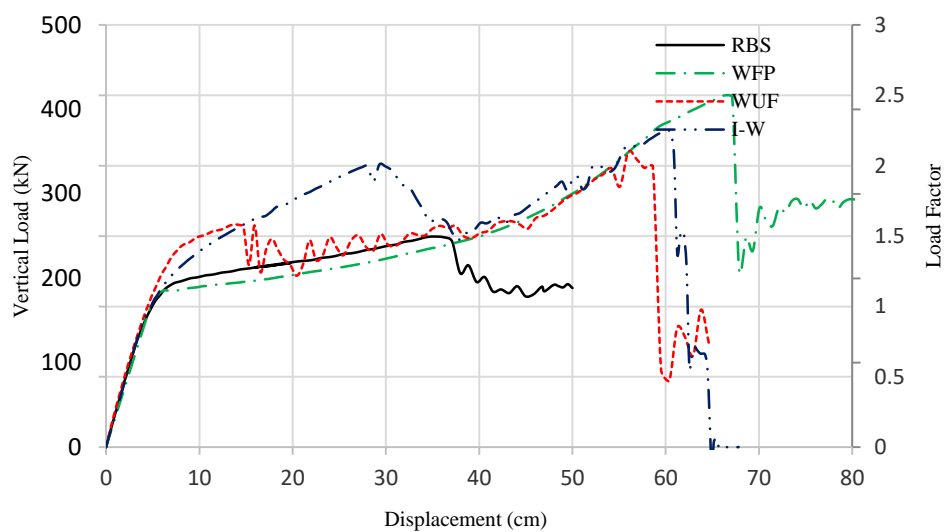
در شکل‌های به ترتیب ۲۱، ۲۰، ۲۱ و ۲۲ نمودار نیروی قائم-تغییر مکان و ضریب بار-تغییر مکان اتصالات مختلف به ازای هر یک از سناریوهای مختلف حذف ستون به صورت جداگانه نشان داده شده است. مطابق شکل ۱۹ در سناریوی حذف ستون با تیرهای هم‌راستا، اتصال WFP با ضریب بار حداکثر ۱/۵۵ و ضریب شکل‌پذیری ۱۱/۸۶ مقاومت و شکل‌پذیری بالاتری را نسبت به سایر اتصالات دارد. و اتصال RBS با ضریب بار ۱/۰۹ علاوه بر اینکه حداقل مقاومت در برابر خرابی را داشت، در مقایسه با اتصال WUF-W شکل‌پذیری بالاتری از خود نشان داده است. همچنین در شکل ۲۰ برای سناریوی حذف ستون با دو تیر پیرامونی عمود برهم، اتصال WFP با ضریب بار ۲/۳۸ بیشترین مقاومت و اتصال WUF-W کمترین مقاومت را از خود نشان داده است. در شکل ۲۱ نیز با سه تیر پیرامونی، اتصال WFP در ضریب بار ۲/۴۹ بالاترین مقاومت را داشته است. ضعیف‌ترین مقاومت را اتصال RBS داشته است. نهایتاً در شکل ۲۲ با چهار تیر عمود برهم، اتصال WFP در ضریب بار ۲/۸۹ بهترین عملکرد مقاومت، در اتصال WUF-W گسیختگی اولیه بال تحتانی نسبت به سایر اتصالات زودتر اتفاق افتاده است. خلاصه نتایج چهار نمونه اتصال در حالت تیرهای هم‌راستا در شکل ۲۳ نشان داده شده است.



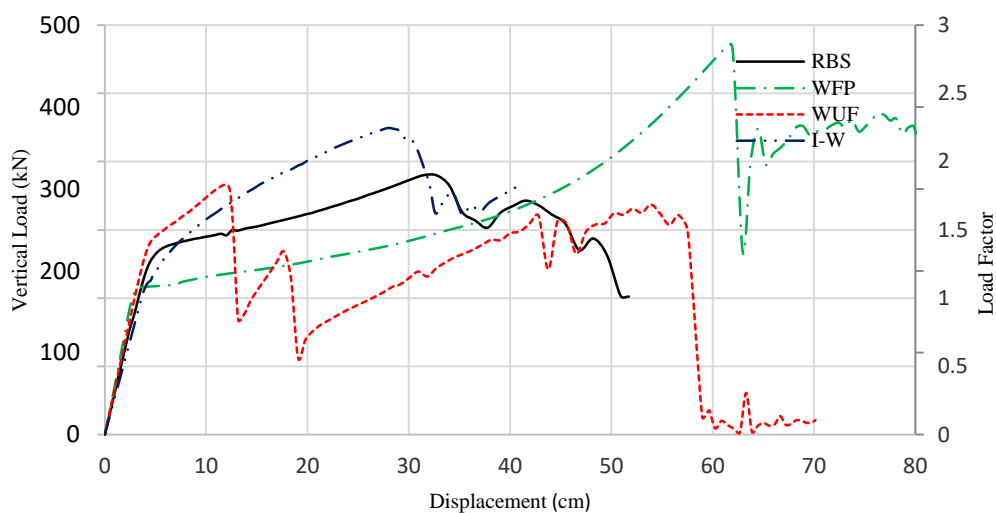
شکل ۱۹: منحنی نیروی قائم و ضریب بار - تغییرمکان سازه با اتصالات WFP، RBS، WUF، W-I برای تیرهای هم راستا.



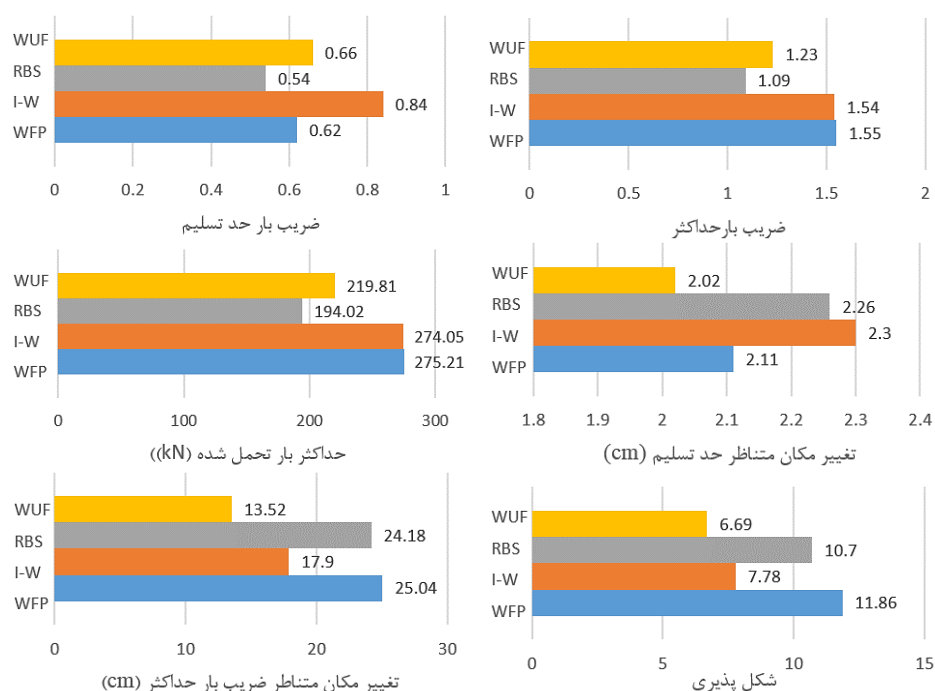
شکل ۲۰: منحنی نیروی قائم و ضریب بار - تغییرمکان سازه با اتصالات WFP، RBS، W-I، WUF برای دو تیر متعامد.



شکل ۲۱: منحنی نیروی قائم و ضریب بار- تغییر مکان سازه با اتصالات WUF_W, W-I.RBS, WFP برای سه تیر متعامد.



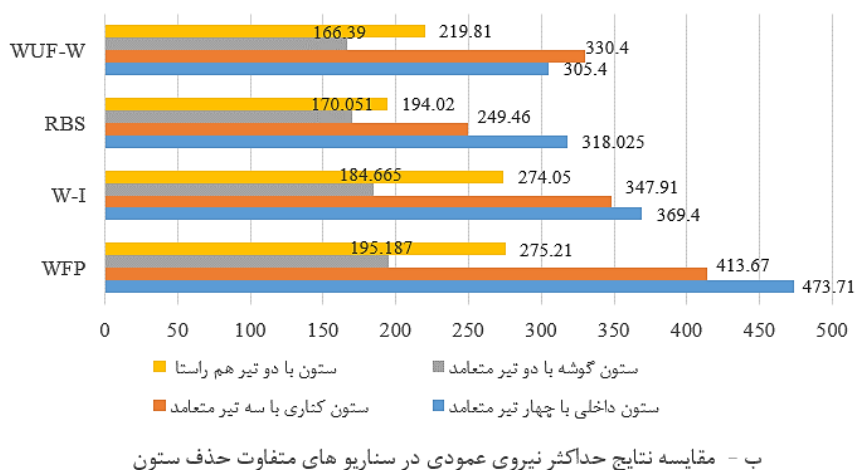
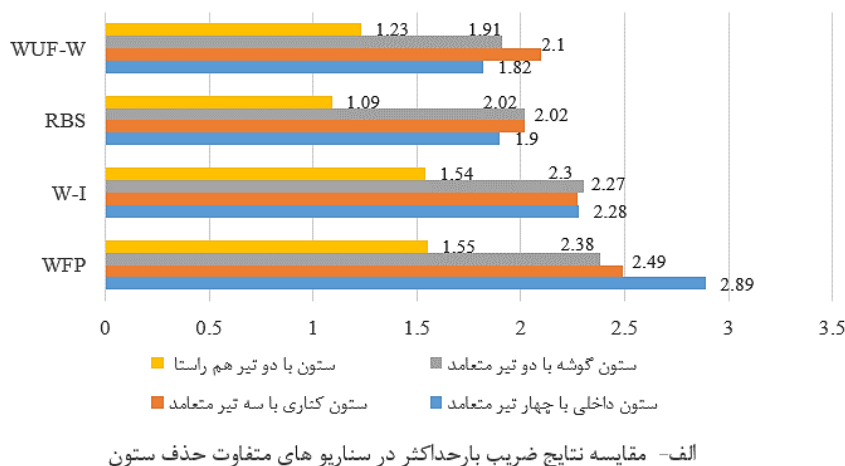
شکل ۲۲: منحنی نیروی قائم و ضریب بار - تغییر مکان سازه با اتصالات WUF_W, W-I.RBS, WFP برای چهار تیر متعامد.



شکل ۲۳: خلاصه نتایج اتصالات مختلف به ازای حذف ستون در سناریوی تیرهای هم‌راستا

در شکل ۲۴ خلاصه‌ای از نتایج مربوط به حداکثر مقاومت خرابی پیشرونده اتصالات مختلف به ازای سناریوهای مختلف حذف ستون آورده شده است. با توجه به داده‌های شکل ۲۴-الف و شکل ۲۴-ب استنباط می‌گردد که نصب ورق‌های روسری و زیرسری در بال‌های تیر و هم‌چنین در نظرگیری ورق‌های برشی جان باعث مطلوب‌تر شدن عملکرد و جذب انرژی بیشتر اتصال در برابر خرابی پیشرونده شده و با افزایش ضریب بار قابل تحمل سازه، ضریب اطمینان سازه در برابر خرابی پیشرونده افزایش می‌یابد.

در این مقاله رفتار و مدهای شکست اتصالات مختلف با در نظرگیری توانایی آنها تحت پدیده‌ی کُنش زنجیری (Catenary action) بررسی شد. و نشان داده شد به هنگام وقوع پدیده خرابی پیشرونده، تمرکز تنش‌ها در بال تحتانی تیر اتفاق می‌افتد و با تقویت این ناحیه از اتصال می‌توان مقاومت کلی سیستم در برابر خرابی پیشرونده را بصورت چشمگیری افزایش داد. اتصالاتی که در آنها سخت کننده در بال‌های تیر نصب شده‌اند نسبت به اتصالات بدون سخت کننده تنش‌های بیشتری را تحمل کرده و شکل‌پذیری بالاتری از خود نشان می‌دهند. در اکثر اتصالات بررسی شده تجمع کرنش‌های پلاستیک در اطراف سوراخ دسترسی رخ داده و گسیختگی در همین نواحی رخ می‌دهد.



شکل ۲۴: حداکثر مقاومت خرابی پیشرونده اتصالات مختلف به ازای سناریوهای متفاوت حذف ستون

۶- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، قاب خمشی فولادی تحت اثر سه نوع سناریوی حذف ستون (گوشه، کناری، داخلی) همراه با سناریوی حذف ستون تیرهای هم‌راستا، جمعاً ۱۶ مدل بصورت سه‌بعدی مورد ارزیابی قرار گرفته است. باتوجه به نتایج تحلیل‌های خرابی پیشرونده نمونه‌های مختلف اتصالات خمشی تیر به ستون و نمودارهای نیروی عمودی-تغییر مکان و ضریب بار-تغییر مکان، استخراج گردید. اهم نتایج حاصل این پژوهش در حوزه مدل‌های بررسی عبارتند از:

- ۱- در تمامی اتصالات مورد بررسی در ابتدا بال تحتانی تیر تحت اثر توام نیروهای داخلی لنگر خمشی و نیروی محوری کششی دچار آسیب شده و بعد از گسیختگی بال تحتانی تیر با ادامه تحلیل، جان تیر و ورق‌های متصل به آن دچار آسیب می‌گردند.
- ۲- در طراحی ساختمان‌هایی که در معرض بارهای غیرعادی ناشی از پدیده خرابی پیشرونده هستند نیروی محوری قابل توجه ایجاد شده در اتصالات تیر به ستون باید در مراحل طراحی این اتصالات در نظر گرفته شود.
- ۳- خرابی کلی نمونه در ناحیه اتصال تحت پدیده‌ی گنش زنجیری در تغییر مکان‌های بزرگ رخ می‌دهد. در این حالت عملکرد سازه از حالت خمشی به حالت کششی تبدیل گشته و نیروی محوری کششی بسیار بزرگی در نمونه پدید می‌آید. این پدیده در اتصال پس از گسیختگی بال تحتانی و شروع گسیختگی در جان تیر و ورق برشی اتفاق می‌افتد.

۴- هر چهار نمونه اتصال بررسی شده، به ازای حذف ستون میانی مقاومت کافی را در برابر خرابی پیشرونده نشان دادند. اتصال WFP به علت وجود ورق‌های روسری و زیرسری در بال‌های فوقانی و تحتانی تیر و بدلیل دورکردن تنش‌های بحرانی از ناحیه اتصال و وارد شدن کمترین تنش‌های فشاری و کششی در ناحیه‌ی بحرانی بهترین عملکرد را دارد این در حالی است که اتصال RBS با جذب تنش‌های بیش از حد و گسیختگی زود هنگام و تحمل بار قائم کمتر نسبت به سایر اتصالات، ضعیف‌ترین عملکرد را در برابر خرابی پیشرونده از خود نشان داده است.

۵- اتصالات به ترتیب WUF-W, RBS, W-I, WFP در حالت حذف ستون داخلی و با چهار تیر متعامد (به ترتیب با حداکثر نیروی عمودی ۳۰۵/۴ و ۳۱۸/۰۲۵، ۳۶۹/۴۰، ۴۷۳/۷۱ کیلو نیوتن و ضریب بار به ترتیب ۲/۸۹، ۲/۲۸، ۱/۹۰، ۱/۸۲) مقاومت بیشتری در خرابی پیشرونده نشان دادند و این اتصالات در حالت گوشه با دو تیر متعامد (به ترتیب با حداکثر نیروی عمودی ۱۹۵/۱۸۷، ۱۸۴/۶۶۵ و ۱۷۰/۰۵۱ و ۱۶۶/۳۹ کیلو نیوتن و ضریب بار به ترتیب ۲/۳۸، ۲/۳۰، ۲/۰۲، ۱/۹۱) حداقل مقاومت و کمترین ظرفیت باربری در برابر خرابی پیشرونده را داشته‌اند.

۶- نمونه اتصال WUF-W (با حداکثر نیروی عمودی ۳۳۰/۴۰ کیلو نیوتن و ضریب بار ۲/۱۰) به ترتیب بعد از اتصالات WFP و W-I (با حداکثر نیروی عمودی به ترتیب ۴۱۳/۶۷ و ۳۴۷/۹۱ کیلو نیوتن و ضریب بار به ترتیب ۲/۴۹ و ۲/۲۷) در حالت حذف ستون کناری با سه تیر متعامد و در دو تیر همراستا مقاومت بالاتری در برابر خرابی پیشرونده نسبت به اتصال RBS داشت. اتصال RBS با ضریب شکل‌پذیری ۱/۰۹، ضریب شکل‌پذیری کمتری در مقایسه با سایر اتصالات داشته است.

۷- گسیختگی همزمان در بال تحتانی تیرها، در سناریوهای حذف ستون با سه تیر عمود برهم در اتصالات WFP، WUF-W، RBS به دلیل کمانش تیر عمود بر تیرهای همراستا و به دنبال آن کمانش جزئی ستون در محل اتصال و تحمل تنش‌های بیشتر، رخ نداده است و شروع گسیختگی بال تحتانی در تیرهای همراستا اتفاق افتاده، سپس با ادامه تحلیل، گسیختگی در تیر سوم روی داده است.

۸- بر اساس نمودار نیروی عمودی-تغییر مکان و عملکرد اتصالات نمونه در گام‌های متفاوت تحلیل خرابی پیشرونده در سناریوهای متفاوت حذف ستون، اتصالات WFP و W-I در حالت اتصال سه تیر عمود برهم، اتصالات WFP و RBS در حالت چهار تیر عمود برهم، دارای مقاومت خرابی پیشرونده بیشتری می‌باشند.

۹- در تمامی اتصالات با دو تیر همراستا گسیختگی همزمان تیرها در نمونه‌ها رخ داده و بیشترین مقاومت را اتصال WFP و کمترین مقاومت را اتصال RBS داشته است.

در ادامه این پژوهش پیشنهاد می‌گردد رفتار خرابی پیشرونده سایر انواع اتصالات از پیش تایید شده پیچی و جوشی تیر به ستون مورد مطالعه قرار گیرد. همچنین جا دارد منحنی رفتاری لنگر-دوران اتصالات مختلف تحت بار خرابی پیشرونده استخراج گردیده و با منحنی رفتاری همان اتصالات تحت بارهای لرزه‌ای مقایسه گردد، به این ترتیب می‌توان مفاصل پلاستیک آیین‌نامه‌ای تعریف شده برای اتصالات تیر به ستون در تحلیل‌های خرابی پیشرونده و لرزه‌ای را مورد مقایسه و بازنگری قرار داد.

مراجع

- [1] Li, L. L., Li, G. Q., Jiang, B., and Lu, Y. (2018). Analysis of robustness of steel frames against progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 264-278.
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2013). *Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings*. New York: ASCE41-13.
- [3] Kiakojouri, F., De Biagi, V., Chiaia, B., and Sheidaii, M. R. (2020). Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Engineering Structures*, 206, 110061.
- [4] Starossek, U. (2009). *Progressive collapse of structures* (Vol. 153). London: Thomas Telford.

- [5] American Institute of Steel Construction Inc (AISC). (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-16)*. Chicago, IL.
- [6] Kiakojoori, F., Sheidaii, M. R., De Biagi, V., and Chiaia, B. (2020). Progressive Collapse Assessment of Steel Moment-Resisting Frames Using Static-and Dynamic-Incremental Analyses. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(3), 04020025.
- [7] Shyam-Sunder, S., Gann, R. G., Grosshandler, W. L., Lew, H. S., Bukowski, R. W., Sadek, F., ... and Lawson, J. R. (2005). *Federal building and fire safety investigation of the world trade center disaster: final report of the national construction safety team on the collapses of the world trade center towers (NIST NCSTAR 1)*.
- [8] Arshadi, H., Kheyroddin, A., and Naderpour, H. (2019). High-strength reinforcement effects on the seismic behaviour of beam-column joints. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 1-12.
- [9] Starossek, U., and Haberland, M. (2011). Approaches to measures of structural robustness. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7.7-8, 625-631.
- [10] Sorensen, J. D. (2011). Framework for robustness assessment of timber structures. *Engineering Structures*, 33(11), 3087-3092.
- [11] Prestandard, F. E. M. A. (2000). *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7.
- [12] UFC. (2016). *Design of buildings to resist progressive collapse*. 4-023-03, Department of Defense (DOD), Washington, D.C., VA: Unified Facility Criteria.
- [13] GSA, U. (2003). *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, DC.
- [14] Mehdizadeh, K., and Karamodin, A. (2018). Evaluation the possibility of the occurrence of progressive collapse in steel moment frames (ordinary, intermediate and special) due to sudden column removal. *Journal of Structural and Construction Engineering*. DOI: 10.22065/jsce.2017.89028.1231.
- [15] Rohola Rahnvard, Navid Siahpolo, (2021). Function comparison between moment frame and moment frame with centrally braces in high-rise steel structure under the effect of progressive collapse. *Journal of Structural Engineering and Construction Engineering* .DOI: 10.22065/jsce.2017.77865.1084.
- [16] Rezvani, F. H., Yousefi, A. M., and Ronagh, H. R. (2015). Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. *In Structures*, vol. 3, pp. 81-89.
- [17] Kordbagh, B., and Mohammadi, M. (2018). Influence of panel zone on progressive collapse resistance of steel structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32(3), 04018014.
- [18] Mohammad Saghaie Sahebalzaman, Mohammad Reza Sheidaii, Alireza Salmasi, (2021). Effects of plastic hinges modelling of fully restrained connections in the progressive collapse resistance of steel moment frames *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(1), 2021, pp. 327-342.
- [19] Wang, W., Fang, C., Qin, X., Chen, Y., and Li, L. (2016). Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse. *Engineering Structures*, 106, 332-347.
- [20] Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., and El-Tawil, S. (2013). Performance of steel moment connections under a column removal scenario. II: Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 139(1), 108-119.
- [21] Zhong, W., Meng, B., and Hao, J. (2017). Performance of different stiffness connections against progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 135, 162-175.
- [22] Barmaki, S., Sheidaii, M. R., and Azizpour, O. (2020). Progressive Collapse Resistance of Bolted Extended End-Plate Moment Connections. *International Journal of Steel Structures*, 1-15.
- [23] Mahmoudi, M., and Varmaghani, S. (2017). Performance Evaluation of Moment Connections of Moment Resisting Frames Against Progressive Collapse. *Journal of Structural and Construction Engineering*. DOI: 10.22065/jsce.2016.40426.

- [24] Kim, T., and Kim, J. (2009). *Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections*. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(6), 1316-1322.
- [25] Park, J., and Kim, J. (2010). Fragility analysis of steel moment frames with various seismic connections subjected to sudden loss of a column. *Engineering Structures*, 32(6), 1547-1555.
- [26] Jalali, A. R., and Yasrebinia, Y. (2012). Investigation of Steel Welded Moment Connections Performance under Column Collapse. *Modares Civil Engineering journal*, 12(1).
- [27] ABAQUS. (2014). *Analysis user's manual*, ABAQUS Standard, 2014, Version 6.14.
- [28] ANSI/AISC 341-10. (2010), *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [29] ASCE358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. 130 East Randolph Street, Suite 2000, Chicago, Illinois 60601.
- [30] ASCE 7. (2016). *Minimum design loads for buildings and other structures (SEI/ASCE 7-16)*, American Society of Civil Engineers; New York.
- [31] ASTM A370-17. (2017). *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*.
- [32] DoD (Department of Defense). (2009). *Design of buildings to resist progressive collapse*. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03.