

تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده

احمد کریمیان^۱، ارسطو ارمغانی^{۲*}، علاءالدین بهروش^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

۳- استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

*مه‌آباد، صندوق پستی ۵۹۱۴۷۶۵۴۳۹، arastoo_armaghani.iau2018@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۲۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۰)

چکیده

اتصالات تأثیر به‌سزایی در روند استهلاک انرژی در سازه و رفتار آن در برابر بارهای غیرعادی که اغلب منجر به پدیده خرابی پیش‌رونده می‌شوند دارند؛ از این رو در این تحقیق به مطالعه تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداخته شده است. در این راستا پارامترهای متغیر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری یا WFP، اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی یا WUF-W، اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا RBS و اتصال خمشی یا FF)، نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد نرمه ساختمانی St37 و فولاد با آلیاژ پایین Steel LY 160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف و حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم) می‌باشند که اثر فولاد با آلیاژ پایین در مطالعات قبلی در برابر خرابی پیش‌رونده بررسی نشده است. تحقیقات بر روی قاب فولادی سه‌طبقه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS و روش مسیر جایگزین به صورت دینامیکی غیر خطی با روش حذف ستون تحلیل شده است اعتبار سنجی روش المان محدود با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک قاب فولادی انجام شده و تطابق مناسبی مشاهده گردید. خروجی‌های مطالعه اخیر شامل DCR و بیشینه نیروی برشی و بیشینه جابجایی ایجاد شده در تیرهای پیرامون محل حذف ستون می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرهای پیرامون محل حذف متعلق به قاب‌های دارای اتصالات FF و WUF-W است و هنگامی که ستون در طبقات بالاتر قاب‌های خمشی فولادی حذف می‌گردد، جابجایی بیشتری در محل حذف ستون ایجاد شده است. به‌عنوان مثال در اتصالات تیر به ستون WUF-W-St37 بیشینه جابجایی ایجاد شده هنگامی که ستون در طبقه دوم حذف شده است، به میزان ۲۵/۸۵ درصد از مقدار متناظرش در حالتی که ستون طبقه همکف حذف شده، بیشتر گردیده است.

واژگان کلیدی

خرابی پیش‌رونده، قاب خمشی فولادی، فولاد با آلیاژ پایین، WUF-W، WFP

Effect of mechanical and geometric properties change on connections in steel moment frames against progressive

A. Karimian, A. Armaghani, A. Behravesh

Abstract

Connections have a significant impact on the process of energy dissipation in the structure and its behavior against abnormal loads that often lead to the phenomenon of progressive collapse; Therefore, the effect of changing mechanical and geometric characteristics on the fittings of steel moment frames against progressive collapse has been studied in this study. In this regard, variable parameters including the type of beam-to-column connection (welded flange plate connection or WFP, and welded unreinforced flange-welded web connection or WUF-W, reduced beam section or RBS and free flange connection or FF), type of steel used at beam-to-column connection (St37 and Steel LY 160) And the location of column removal in different stories (without removal and removal of columns in ground, first and second storeis) are that the effect of low alloy steel in previous studies against progressive collapse has not been investigated. Investigations on a three-storey steel frame have been analyzed using ABAQUS finite element software and alternative path method in a non-linear dynamic method with column removal method. Validation of finite element method has been performed using numerical simulation of a steel frame and a good match was observed. The outputs of the recent study include DCR and the maximum shear force and maximum displacement created in the beams around the column removal site. The most important results show that in frames where low yield point steel is used at the connection, the best performance in terms of demand-to-capacity ratio (DCR) of the beams around the removal location related to the Free Flange and WUF-W connection frames, and when the column is removed on the upper storeis of the steel moment frames, more displacement occurs at the column removal site. For example, in the beam connections to the WUF-W-St37 column, the maximum displacement created when the column on the second floor has been removed has increased by 25.85% of its corresponding value when the ground storey column has been removed.

Keywords

Progressive collapse, Steel moment frame, Low-yield strength plates, WUF-W, WFP

خرابی پیش‌رونده به‌صورت گسترش خرابی در سازه از یک المان به المان دیگر به‌طوری‌که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا بخش عمده‌ای از آن می‌گردد تعریف می‌شود. حوادث یازده سپتامبر در دهه‌های اخیر مهندسان را برانگیخت که در صدد مقابله با پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده برآیند از آنجا که این پدیده در اثر بارهای غیرعادی رخ می‌دهد و این در حالی است که اغلب سازه‌ها تنها در برابر بار زلزله، باد، مرده و زنده طراحی می‌شوند و اثری از بارهای غیرعادی وجود ندارد ولی از اتفاقات قرن اخیر و خسارات عمده‌ی این پدیده مقابله با آن جزئی از اصول مهندسی شده است [۱-۳].

Kim و Kim در سال ۲۰۰۹ قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات مختلف را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات شامل اتصالات بال جوش شده و جان پیچ شده (wuf-w)، بال با ورق پوششی جوش شده (wcpf) و اتصال کاهش‌یافته در مقطع تیر از نوع استخوانی (RBS) بودند که بعد از زلزله توسط محققان پیشنهاد شدند. در این پژوهش ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاصل نشان داد که نسبت دریافت داخلی طبقات در سازه با اتصالات wcpf کمتر از سازه‌های با اتصالات wuf-w و RBS بود. دلیل این موضوع آن است که قسمتی از بال آن‌ها بریده شده بود [۴].

Nouri و همکارانش (۱۳۹۸) به بررسی رفتار قاب خمشی فلزی با اتصال گیردار با مقطع کاهش‌یافته، ورق کناری و ورق زیر سری و روسری با جان تقویت‌شده تحت اثر خرابی پیش‌رونده پرداختند. جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده از ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه (بیانگر ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه) با سیستم قاب خمشی فلزی متوسط استفاده شد. آنالیزهای روش مسیر جایگزین خرابی پیش‌رونده انجام گرفته، نشان می‌دهد اتصال با مقطع کاهش‌یافته دارای مقاومت بالاتر نسبت به اتصال با ورق کناری و اتصال گیردار مستقیم تقویت‌شده جوشی است به‌گونه‌ای که مقدار جابجایی آن تا ۲۰ درصد کمتر است [۵].

Hashemi Rezvani در سال ۲۰۱۵ در مطالعه‌ای اثر طول دهانه‌ها در قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده را مورد بررسی قرارداد. برای این منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی را بر روی قاب‌های طراحی شده در ناحیه لرزه‌خیزی بالا را در نرم‌افزار Open SEES انجام شد. حذف ستون‌ها در طبقه اول از ستون گوشه‌ها و از ستون‌های میانی در ۶ سناریوی مختلف صورت گرفت. نتایج حاصل نشان

داد که با افزایش طول دهانه، جابجایی عمودی نقطه جابجا شده افزایش می‌یابد. پس با دو برابر کردن طول دهانه مقدار جابجایی عمودی ۵ برابر می‌شود و همچنین حذف ستون گوشه به نسبت حذف ستون میانی ۲۷٪ تغییر مکان قائم بیشتری دارد پس با افزایش طول دهانه میزان DCR (نسبت فرا ظرفیتی مورد نیاز) افزایش یافته و در نتیجه پتانسیل خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد [۶].

Weiwang و همکارانش در سال ۲۰۱۶ طی مطالعه‌ای رفتار و عملکرد اتصالات تیر به ستون‌ها با مقاطع مربعی را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور سه نوع اتصال با مقیاس کامل هم به‌صورت آزمایشگاهی و هم به‌صورت نرم‌افزاری به‌وسیله نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند. نتایج حاصل نشان داد که شکست اولیه در بال پایین تیر برای همه نمونه‌ها گسترش می‌یابد [۷].

Bagheripourasil و همکارانش در سال ۲۰۱۷ در یک مطالعه‌ی عددی یک روش پیشنهادی به‌منظور ارزیابی خرابی پیش‌رونده ناشی از بارگذاری انفجاری در ساختمان‌های فولادی دارای قاب‌های خمشی پرداختند. برای این منظور یک ساختمان فولادی ۷ طبقه تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفت و اشاره‌ای ناشی از انفجار در چهار حالت مختلف به اعضای سازه‌ای قرار گرفته در نزدیکی انفجار اعمال شد، نتایج حاصل نشان داد که اگر در هنگام ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده، عامل شروع خرابی، بارگذاری انفجاری در نظر گرفته شود، پاسخ سازه در مقایسه با روش‌های متداولی که به ارزیابی وقوع خرابی پیش‌رونده می‌پردازند، متفاوت خواهد بود [۳].

Li و همکارانش در سال ۲۰۱۸ به بررسی مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداختند. برای این منظور از روش اجزاء محدود استفاده گردید. در این مطالعه‌ی شاخص مبتنی بر ظرفیت جهت اندازه‌گیری مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده معرفی شد. نتایج حاصل نشان داد که در حالت ناپایداری یک ستون میرایی سازه تأثیرگذاری بیشتری در مقایسه نرخ کرنش مصالح بر روی مقاومت سازه دارد [۸].

Zhang و همکارانش (۲۰۱۸) در مطالعه‌ای به بررسی اثر اتصالات نیمه صلب در برابر حذف ناگهانی ستون در قاب‌های فولادی پرداختند. نتایج حاصل نشان داد که اتصال نیمه صلب در توزیع بار نقش تأثیرگذاری دارد و به پارامترهایی نظیر محل و زمان حذف ستون دارد [۹].

Wang و همکارانش (۲۰۱۶)، اثرات دال‌های فولادی-بتنی مختلف بر اتصال تیر به ستون فولادی صلب تحت فرآیند حذف



ستون را مورد بررسی قرار دادند. همچنین این تحقیق رفتار خرابی پیش‌رونده اجزاء بررسی شده را به وسیله روش خرابی پیش‌رونده و مسیر بار جایگزین بررسی کرده است. بعلاوه، مقاومت اتصال بالای ستون حذف شده و اتصال کناری آن مدنظر قرار گرفته شد. بر اساس نتایج به دست آمده مشخص گردید که نمونه‌های دال‌های فولادی عملکرد بهتری تحت شرایط خرابی پیش‌رونده دارند باین حال باید اقدامات لازم جهت کاهش شکستگی بال تیر پایینی انجام گیرد [۱۰].

طراحی اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی برای مقابله با بار ناشی از زلزله با روش طراحی همین اتصالات در مقابل خرابی پیش‌رونده ناشی از تخریب ستون متفاوت است؛ زیرا در این حالت، نیروی محوری نیز در اتصالات ایجاد می‌شود که رفتار آن را متفاوت می‌سازد. علی‌رغم اهمیت بسیار بالای اتصالات گیردار در خرابی پیش‌رونده، تحقیقات بیشتری در این زمینه می‌بایست انجام شود. از این رو و با توجه به اینکه در مطالعاتی محدودی به بررسی تأثیر انواع اتصالات بر روند خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های فولادی پرداخته شده است، لذا در مطالعه‌ی حاضر به بررسی اثر مشخصات مکانیکی و هندسی انواع اتصالات تیر-ستون قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداخته خواهد شد. طراحی یک اتصال مناسب تا حد زیادی از وقوع خرابی پیش‌رونده جلوگیری می‌کند. یک اتصال مناسب بایستی قادر باشد، در برابر نیروهای ناشی از حذف ستون مقاومت نماید و تغییر مکان‌های کمی بر سازه ایجاد شود. در حقیقت رفتار اتصال به گونه‌ای باشد که اتصال توانایی انتقال نیروها را داشته و خرابی را حتی المقدور محدود نماید. اتصال کارآمد تیر به ستون بر سازه فولادی اتصالی است که بتواند نیروی کششی و لنگر خمشی را به خوبی تحمل نماید؛ چراکه در هنگام حذف ستون در تیرهای متصل به آن کشش و خمش ایجاد می‌شود. از جنبه‌های جدید این تحقیق آن است که در نقاطی از محل اتصال تیر به ستون از فلزی با تنش تسلیم پائین‌تر (فولاد آلیاژ ۷۷ درصد روی و ۲۲ درصد آلومینیوم) استفاده می‌گردد [۱۱] تا بدین ترتیب از ظرفیت و شکل‌پذیری بیشتر سازه جهت دستیابی به سازه‌ای مقاوم در برابر پتانسیل خرابی پیش‌رونده قاب‌های فولادی به واسطه‌ی باره‌ای غیرعادی (انفجار، زلزله‌های شدید، برخورد اتومبیل، مسائل زمین‌شناختی همچون فرسایش، ساخت و سازهای معیوب و ...) استفاده نمود. از سوی دیگر بررسی پاسخ سازه‌های طرح شده با اتصالات جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP)، اتصالات مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)، اتصال

مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS^۲) و اتصال خمشی (FF^۳) در مقابل احتمال وقوع خرابی پیش‌رونده با فولاد نرمه ساختمانی و فولاد کم مقاومت LY160 و مقایسه آن‌ها با یکدیگر از دیگر جنبه‌های نوآوری تحقیق است.

۲- معرفی حالت‌های مورد بررسی

پارامترهای متغیر مورد بررسی در مطالعه حاضر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری یا WFP، اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی یا WUF-W، اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا RBS، اتصال خمشی یا FF) نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد ساختمانی st37 و فولاد با آلیاژ پایین steel LY160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف ستون و حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم) می‌باشند. حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. بررسی‌ها بر روی قاب‌های فولادی سه طبقه که در برابر زلزله طراحی شده‌اند، صورت می‌پذیرد. برای بررسی دقیق خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی ۳ طبقه از روش اجزای محدود استفاده گردیده است. نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS [۱۷] برای انجام این کار بسیار قدرتمند است، هرچند مدل‌سازی نمونه‌های با پیچیدگی هندسی بسیار دشوار است. با توجه به اینکه خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های ساخته شده اتفاق می‌افتد، لذا لازم است سازه قبل از مدل‌سازی با نرم‌افزار ABAQUS طراحی گردد. ETABS [۱۲] یک نرم‌افزار پیشرفته در مدل‌سازی ساختمان‌ها است؛ اما به خاطر برخی محدودیت‌ها نمی‌توان پدیده خرابی پیش‌رونده را با استفاده از این نرم‌افزار شبیه‌سازی کرد. در این مطالعه ابتدا یک ساختمان ۳ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی و سپس با نرم‌افزار ABAQUS مدل شد. به عبارتی در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار ETABS یک ساختمان فولادی ۳ طبقه، بر اساس مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شد. مدل ساختمان اشاره شده دارای پلان یکسانی در طبقات است و ارتفاع آن برابر ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد تمامی دهانه‌ها برابر ۶ متر و ابعاد دهانه باکس راه‌پله برابر ۴ متر است. سیستم باربر جانبی ساختمان در هر دو جهت X و Y قاب خمشی در نظر گرفته شده است. کف سازه نیز از نوع تیرچه و بلوک فرض شده است و اجزای سازه‌ای از فولاد ساختمانی St37 با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انتخاب شده‌اند. طراحی در چند مرحله صورت گرفت تا از



بر رفتار کلی سازه، به‌گونه‌ای مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل نمود. ستون‌ها از نوع Box و تیرها از نوع I شکل می‌باشند. ابعاد و خواص مقاطع فولادی در جدول (۲) و (۳) ذکر شده‌اند. در ادامه نمای سه بعدی سازه در نرم افزار ETABS (شکل (۱)) و پلان تیب طبقات را در (شکل (۲)) نمایش دادیم.

یک‌سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش‌ها و تغییر مکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزا ساده و یکنواخت (از نظر نوع مقاطع) باشد. بدین ترتیب می‌توان در بخش‌های آتی که به بررسی خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها پرداخته می‌شود، میزان تأثیر هر یک از انواع اعضا را

جدول ۱- معرفی حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه

ردیف	نوع اتصال	فولاد مصرفی در محل اتصال	موقعیت حذف ستون در طبقه	عبارت اختصاری	ردیف	نوع اتصال	فولاد مصرفی در محل اتصال	موقعیت حذف ستون در طبقه	عبارت اختصاری
۱	RBS	St37	-	WUF-W - St37-NR	۱۷	WUF-W	فولاد مصرفی در محل اتصال	-	WUF-W - St37-NR
۲	RBS	St37	همکف	WUF-W - St37-RGF	۱۸	WUF-W	همکف	همکف	RBS-St37-RGF
۳	RBS	St37	طبقه ۱	WUF-W - St37-RSt1	۱۹	WUF-W	طبقه ۱	طبقه ۱	RBS-St37-RSt1
۴	RBS	St37	طبقه ۲	WUF-W - St37-RSt2	۲۰	WUF-W	طبقه ۲	طبقه ۲	RBS-St37-RSt2
۵	RBS	LY160	-	WUF-W - LY160-NR	۲۱	WUF-W	-	-	RBS-LY160-NR
۶	RBS	LY160	همکف	WUF-W - LY160-RGF	۲۲	WUF-W	همکف	همکف	RBS-LY160-RGF
۷	RBS	LY160	طبقه ۱	WUF-W - LY160-RSt1	۲۳	WUF-W	طبقه ۱	طبقه ۱	RBS-LY160-RSt1
۸	RBS	LY160	طبقه ۲	WUF-W - LY160-RSt2	۲۴	WUF-W	طبقه ۲	طبقه ۲	RBS-LY160-RSt2
۹	WFP	St37	-	FF - St37-NR	۲۵	FF	-	-	WFP-St37-NR
۱۰	WFP	St37	همکف	FF - St37-RGF	۲۶	FF	همکف	همکف	WFP-St37-RGF
۱۱	WFP	St37	طبقه ۱	FF - St37-RSt1	۲۷	FF	طبقه ۱	طبقه ۱	WFP-St37-RSt1
۱۲	WFP	St37	طبقه ۲	FF - St37-RSt2	۲۸	FF	طبقه ۲	طبقه ۲	WFP-St37-RSt2
۱۳	WFP	LY160	-	FF - LY160-NR	۲۹	FF	-	-	WFP-LY160-NR
۱۴	WFP	LY160	همکف	FF - LY160-RGF	۳۰	FF	همکف	همکف	WFP-LY160-RGF
۱۵	WFP	LY160	طبقه ۱	FF - LY160-RSt1	۳۱	FF	طبقه ۱	طبقه ۱	WFP-LY160-RSt1
۱۶	WFP	LY160	طبقه ۲	FF - LY160-RSt2	۳۲	FF	طبقه ۲	طبقه ۲	WFP-LY160-RSt2

جدول ۳- مشخصات اجزا تشکیل دهنده اتصالات

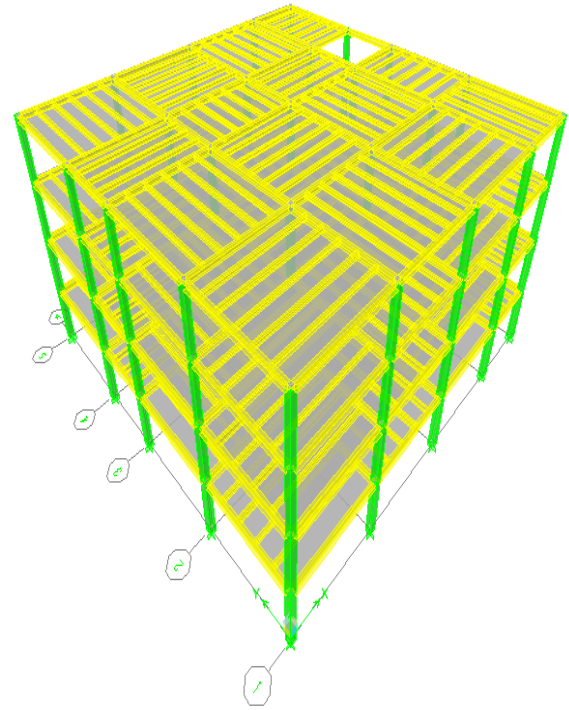
ابعاد ورق (mm)	نوع ورق
260×260×20	ورق روسری اتصال WFP
270×270×15	ورق زیرسری اتصال WFP
20×20×10	ورق جان کلیه اتصالات

جدول ۲- نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی ۳ طبقه

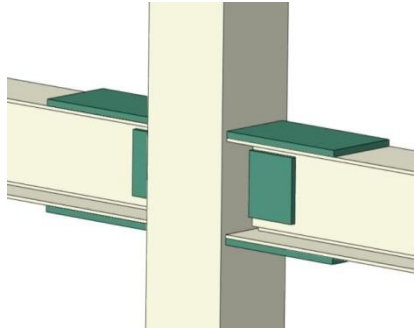
تیر	ستون	طبقه
2IPE 300	Box 35×35×1.6	همکف
2IPE 300	Box 35×35×1.6	۱
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۲
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۳



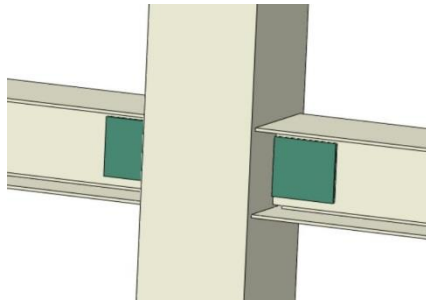
در شکل‌های (۳) تا (۶) ارائه شده است که در ورق‌های سبز رنگ از فولاد با آلیاژ پایین استفاده شده است. در ادامه به منظور ارزیابی اثرات استفاده از این اتصالات لرزه‌ای در کاهش خرابی پیش‌رونده قاب‌های فولادی، از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده گردید.



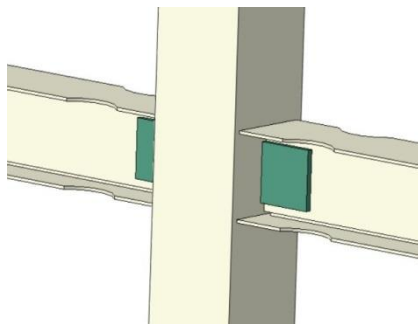
شکل ۱- نمای سه بعدی سازه ۳ طبقه



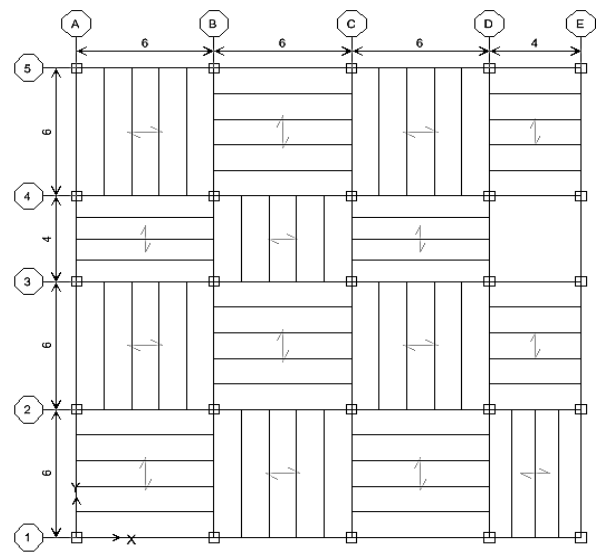
شکل ۳- مشخصات اتصال WFP



شکل ۴- مشخصات اتصال WUF-W



شکل ۵- مشخصات اتصال RBS



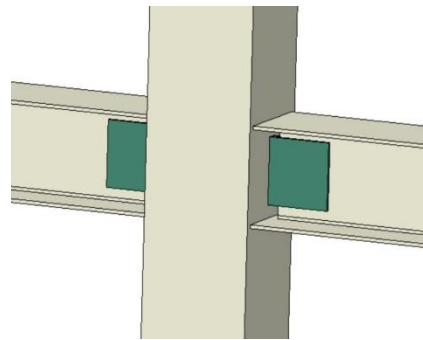
شکل ۲- پلان تیب طبقات سازه ۳ طبقه

لازم به توضیح است که اتصالات FF، WUF-W RBS و WFP در آیین‌نامه FEMA350 [۱۳] معرفی شده است. مقادیر نیرو، بارهای وارده و همچنین مقاطع مورد استفاده در قاب خمشی فولادی ۳ طبقه پس از طراحی استخراج شدند. سپس اتصالات با توجه به مقادیر اشاره شده و ضوابط آیین‌نامه FEMA 350 [۱۳] طراحی شدند. مشخصات این اتصالات

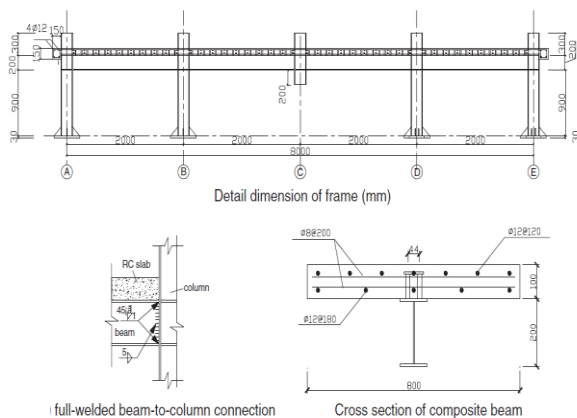
۳- شبیه‌سازی اجزای محدود

یکی از مهم‌ترین مراحل مربوط به شبیه‌سازی‌های عددی، بررسی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل آن‌ها از طریق مقایسه با نتایج تجربی و آزمایشگاهی می باشد. در مطالعه حاضر نیز،

ستون‌ها $H200 \times 200 \times 8 \times 12$ می‌باشند. عمق و عرض دال‌ها به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۸۰ میلی‌متر می‌باشند. درصد فولاد شبکه مسلح کننده نیز $0/85$ درصد در نظر گرفته شده است. میلگردهای طولی مسلح کننده با قطر ۱۲ میلی‌متر در دو لایه با فواصل یکسان در امتداد عرض دال قرار گرفته‌اند. همچنین در شبکه میلگردگذاری از میلگردهای عرضی با قطر ۸ میلی‌متر برای جلوگیری از شکست بتن و در جهت عمود بر میلگردهای طولی استفاده شده است. به منظور شبیه‌سازی حذف ستون نیز، ستون میانی فاقد تکیه گاه می‌باشد (شکل (۷)). مشخصات مصالح مقاطع در جدول (۴) آورده شده است.



شکل ۶- مشخصات اتصال FF



شکل ۷- جزئیات و ابعاد قاب [۱۴]

جدول ۴- مشخصات مصالح [۱۴]

E_s ۱۰ ^۵ MPa (F_u (MPa)	F_y (MPa)	مقطع	
			تیر	ستون
۱/۹۶	۴۰۱	۲۶۹	بال	تیر
۲/۰۹	۴۱۱	۲۷۵	جان	
۲/۰۰	۳۹۶	۲۴۷	بال	ستون
۱/۹۸	۴۱۵	۲۷۶	جان	
-	۴۸۷	۳۲۵	Ø۸	فولاد گذاری
۱/۹۵	۴۶۴	۳۳۱	Ø۱۲	

رفتار قاب و همچنین دال بتنی روی آن در حین آزمایش ارزیابی و سنجیده شد. برای این منظور یک دستگاه خطی اندازه گیری جابجایی (جابجایی سنج یا LVDT) به صورت قائم در قسمت میانی قاب و در محل ستون C قرار داده شد. همچنین از چهار جابجایی سنج به صورت افقی برای اندازه‌گیری جابجایی

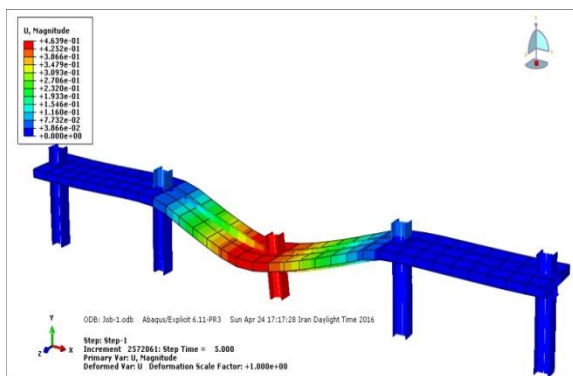
صحت‌سنجی روش اجزاء محدود به کار رفته، با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک قاب خمشی دارای سقف کامپوزیت یک طبقه و یک دهانه، انجام شد. در ادامه ابتدا توضیحات لازم در مورد مطالعه آزمایشگاهی که توسط Guo و همکارانش در سال ۲۰۱۳ صورت پذیرفت و صحت‌سنجی آن در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار گرفت ارائه خواهد شد و پس از آن جزئیات مربوط به مدل‌سازی اجزاء محدود مورد استفاده تشریح می‌گردد [۱۴]. حلگر مورد استفاده ABAQUS/Explicit می‌باشد که از رویکرد صریح برای انتگرال گیری استفاده می‌کند و برای حل سیستم‌های غیرخطی شامل مسائل تماس و در حالت بارگذاری گذرا کاربرد دارد برای ساختن ستون‌ها و تیرها از فرمان Beam استفاده شده است که هر المان در ABAQUS ویژگی‌ها منحصر به فرد خود را دارد همچنین برای مدل کردن دال‌ها از دستور Shell و برای آرماتورهای آن از دستور Rebar استفاده می‌شود. المان‌های shell برای مدل‌سازی سازه‌هایی به کار می‌رود که ضخامت آن‌ها نسبت به سایر ابعادشان به اندازه قابل توجهی کوچک‌تر باشد. در صورت استفاده از المان‌های پوسته conventional، نرم‌افزار ABAQUS کل جسم را بر روی یک صفحه‌ی مینا در نظر می‌گیرد. در این حالت، ضخامت جسم در مازول property نرم‌افزار ABAQUS تعیین می‌شود. المان‌های پوسته conventional، دارای درجات آزادی انتقالی و دورانی هستند.

۳-۱- مطالعه آزمایشگاهی Guo و همکارانش

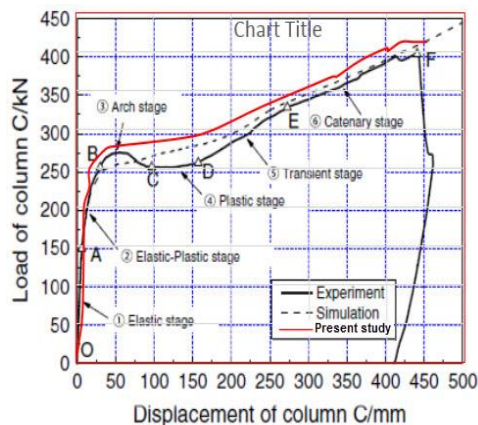
همان‌طور که اشاره گردید، قاب مورد بررسی دارای یک طبقه و چهار دهانه می‌باشد که با مقیاس $1/3$ در آزمایشگاه ساخته شد. طول هر یک از دهانه‌های قاب برابر ۲ متر و ارتفاع آن نیز $1/20$ متر در نظر گرفته شده است. تیرهای فولادی به طور کامل به بال ستون‌ها جوش شده‌اند تا بدین ترتیب اتصالات بین تیر و ستون صلب (گیردار) شود. مقطع تیرها $H200 \times 100 \times 5.5 \times 8$ و مقطع



مدل‌سازی شده به روش اجزای محدود مورد استفاده در این مطالعه که توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS و مطالعه آزمایشگاهی را باهم مقایسه می‌کند، نشان می‌دهد. بیشینه جابجایی و بار متناظر با نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۴۴۹ میلی‌متر و ۴۰۰ کیلو نیوتن و بیشینه جابجایی و بار متناظر با مدل و عددی به ترتیب ۴۶۲ میلی‌متر و ۴۲۶ کیلو نیوتن شده است. با توجه به مقادیر اشاره‌شده ملاحظه می‌گردد که اختلاف جابجایی و بار متناظر با نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی به ترتیب ۸ درصد و ۶/۵ درصد شده است. شکل (۹) اندازه بردار جابه‌جایی (ناشی از همه مولفه‌ها) قاب شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



شکل ۹- اندازه بردار جابه‌جایی (ناشی از همه مولفه‌ها) قاب شبیه‌سازی شده [۱۴]



شکل ۱۰- مقایسه بین نمودارهای بار-جابجایی مدل‌های اجزای محدود و آزمایشگاهی [۱۴]

۴- جزئیات تحلیل و سناریوی حذف ستون در مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان‌های Solid استفاده گردید. خصوصیات مدل شامل خاصیت غیر خطی مصالح، رفتار

افقی ستون‌های A, B, D, E استفاده گردید. به منظور بارگذاری از یک جک هیدرولیکی با قابلیت بارگذاری ۵۰۰ کیلو نیوتن در بالای ستون C با هدف ایجاد بارگذاری قائم متوالی استفاده گردید. همچنین از یک دستگاه اندازه‌گیری بارگذاری ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی به منظور سنجش دقیق بارگذاری قائم استفاده شده است. با استفاده از این روش و دستگاه‌های اشاره شده، بررسی بازتوزیع و انتقال نیروی داخلی پس از حذف ستون میانی قاب، به آسانی امکان پذیر می‌باشد. بار وارده براساس آیین نامه JGJ 101-96 کشور چین اعمال گردید. در محدوده الاستیک بار قائم با یک گام افزایشی به میزان ۱/۵ (یک پنجم) ظرفیت باربری نمونه‌ها اعمال گردید. پس از رسیدن قاب به نقطه تسلیم از روش کنترل بار-جابجایی تا هنگامی که قاب به ظرفیت نهایی خود رسید، استفاده گردید. در ادامه در شکل (۸) تصویر قاب پس از آزمایش نشان داده می‌شود.



شکل ۸- نمایی کلی پس از انجام آزمایش [۱۴]

۲-۳- صحت سنجی قاب خمشی فولادی ساخته شده توسط Guo و همکارانش با استفاده از روش اجزاء محدود مطالعه اجزای محدود به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS انجام گردید. ABAQUS توانایی بررسی مدل‌های عددی ویژه‌ای را برای پاسخ غیرخطی بتن تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی دارد. قاب خمشی فولادی ساخته شده در آزمایش Guo و همکارانش، به کمک نرم افزار ABAQUS تا لحظه رسیدن به ظرفیت باربری نهایی قاب شبیه‌سازی گردید.

خروجی‌های حاصل از تحلیل

در این قسمت خروجی‌های مربوط به قاب شبیه‌سازی شده ارائه می‌گردد.

شکل (۱۰) نمودار مربوط به بار-جابجایی قاب‌های

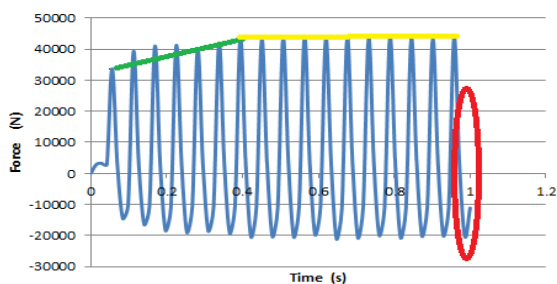
از سناریوی حذف ستون گوشه استفاده شده است. از آنجایی که روش AP مستقل از عامل خرابی است الگوی حذف ستون بر اساس مطالعه Kim (۲۰۰۹) انجام شد بدین صورت که در آن مطالعه جهت ساده‌سازی در محاسبات مقادیر نیروهای عکس‌العمل ستون به مدت ۵ ثانیه به صورت تقریب خطی افزایش یافتند و در ثانیه بدون تغییر ماندند تا سیستم به وضعیت پایدار برسد و در ثانیه ۷ نیرو برداشته شد تا اثر دینامیکی ناشی از حذف ستون لحاظ شود [۴]. از این رو در مطالعه حاضر مقادیر تاریخچه بارگذاری را به منظور کاهش حجم محاسبات و زمان تحلیل به یک ثانیه کاهش دادیم و مقادیر بارهای ناشی از عکس‌العمل ستون را تا ۰/۴ ثانیه افزایش و سپس آن را تا ۰۵/۹۵ ثانیه ثابت و بعد از گذشت این مدت حذف ستون انجام شده است. شکل (۱۱) و پس از حذف به صورت عکس‌العمل تکیه‌گاهی، به نقطه محل حذف مطابق شکل (۱۲) اعمال شد. ترکیب بار مورد استفاده در بام و طبقات مطابق آیین‌نامه $(0.9 \text{ or } 1.2)DL + 0.5LL + (0.2Wn \text{ or } 0.2 S)$ می‌باشد که پس از محاسبه بار بر اساس بار مرده و زنده در بام و طبقات اعمال شده است.

$$DL \text{ story} = 335 \text{ kg/m}^2$$

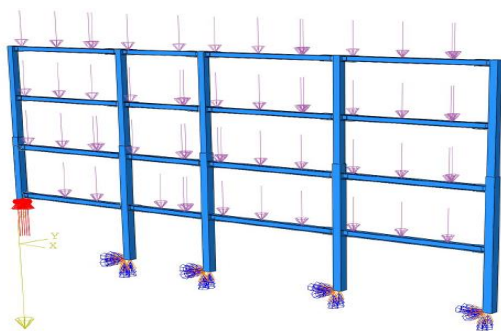
$$LL \text{ story} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$DL \text{ roof} = 310 \text{ kg/m}^2$$

$$LL \text{ roof} = 150 \text{ kg/m}^2$$



شکل ۱۱- بار ستون محذوف



شکل ۱۲- اعمال بار بر سازه

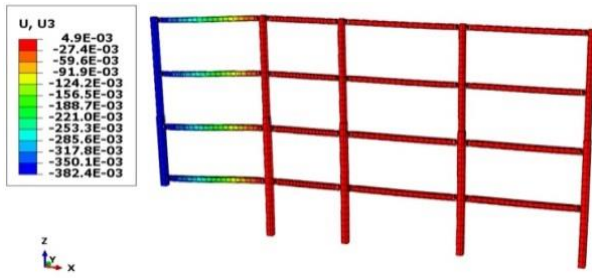
غیر خطی هندسی و تحلیل غیر خطی می‌باشد. در استفاده از تمام اجزاء فولادی از خاصیت الاستو پلاستیک مصالح استفاده شده است. رفتار مصالح تا حد تنش تسلیم به صورت الاستیک است. پس از آن وارد فاز سخت شدگی کرنشی تا حد رسیدن به تنش نهایی می‌شوند. وزن مخصوص فولاد اعضا هنگام استفاده از تحلیل دینامیکی مدل بایستی تعریف شود. چگالی برابر ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب تعریف می‌شود. حد مرحله الاستیک نمودار تنش-کرنش در بخش الاستیک نرم‌افزار و با تعریف مدول الاستیسیته برابر $2/1 \times 10^5$ مگاپاسکال و ضریب پواسون $0/3$ اعمال شد. همچنین خصوصیات پلاستیک نمودار تنش-کرنش فولاد در بخش پلاستیک نرم‌افزار تعریف شد. همان طور که اشاره شد در این مطالعه از فولاد ST37 در تمام اجزاء سازه‌ای و از فولاد با تنش تسلیم پایین برای ورق‌های اتصال تیر به ستون استفاده گردیده است. تنش نهایی مصالح اعضای فولادی ۳۷۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع اختیار شد. در این مطالعه برای تعریف شرایط مرزی، انتهای کلیه ستون‌ها به صورت گیردار تعریف شده است. این تکیه‌گاه از جابجایی و چرخش جلوگیری می‌کند. همچنین اندازه مش‌ها به نحوی تعیین شد که نرم‌افزار بتواند جواب مناسب را محاسبه کند دانه بندی المان‌ها در مطالعه حاضر به وسیله تعیین ابعاد المان انجام شده است برای این کار از نوار ابزار فهرست انتخابی Seed و پس از آن Edges را برای استفاده از امکانات مش بندی المان‌ها انتخاب می‌کنیم سپس با استفاده از پنجره Local Seeds گزینه By size را انتخاب می‌کنیم و سایز تقریبی المان‌ها با توجه به طول و ابعاد عضو از ۰/۰۵ تا ۰/۳ متر انتخاب گردیده است فرضاً برای ورق‌های اتصال جهت بالا بردن دقت و بررسی جزئیات از ۰/۰۵ متر و برای تیر IPE27 به طول ۶ متر سایز المان را ۰/۳ گرفته‌ایم حال نوبت به مش بندی می‌رسد در قسمت Mesh controls نوع المان (Element shape) را نوع Hex انتخاب می‌کنیم که المان‌های شش وجهی را استفاده می‌کند تکنیک مش بندی از نوع Sweep می‌باشد (در این روش نرم‌افزار از طریق جابجایی یک مش دو بعدی در طول مسیر تکرار یک مش سه بعدی را ایجاد می‌کند) در قسمت Element type نوع المان C3D8R می‌باشد که یک المان سه بعدی مکعبی با ۸ گره است.

در این مطالعه از روش مسیر بار جایگزین که مستقل از عامل خرابی است و توسط GSA و DOD پیشنهاد شده است و همچنین از تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی با در نظر گرفتن پارامترهای غیر خطی در رفتار مصالح در محدوده پلاستیک تعریف شده است. به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده

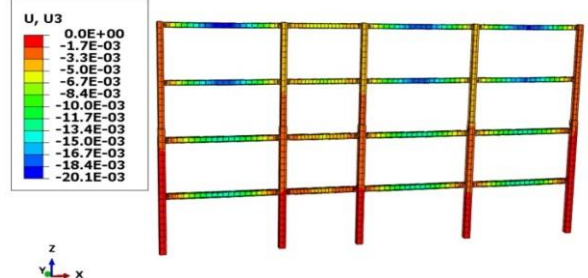
۵- ارائه نتایج حاصل از تحلیل

پس از تحلیل قاب‌های شبیه‌سازی شده در ۳۲ حالت موردنظر، در این قسمت به تجزیه و تحلیل نتایج پرداخته شده است. برای این منظور در ابتدا خروجی شکل تغییر یافته‌ی سازه در محل

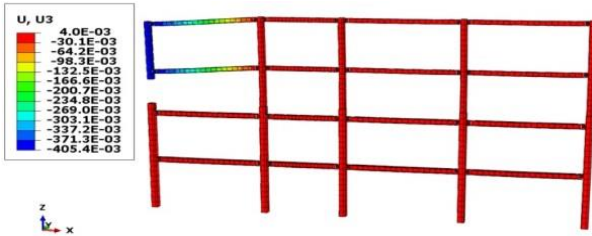
حذف ستون، در شکل (۱۳) ارائه می‌گردد و پس از آن با استفاده از نمودارهای مقایسه‌ای به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل پرداخته می‌شود.



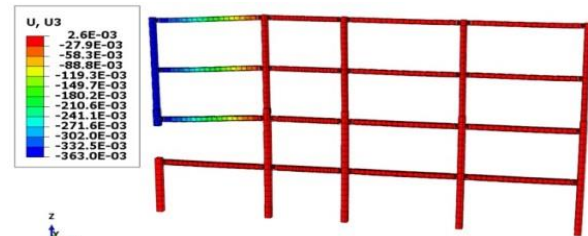
RBS-St37-RGF



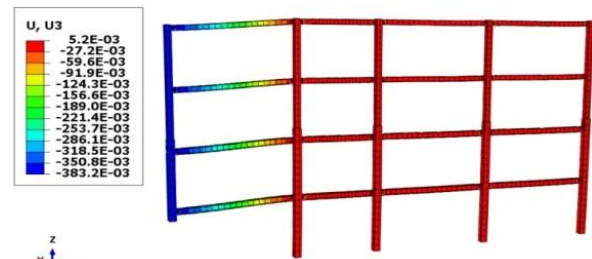
RBS-St37-NR



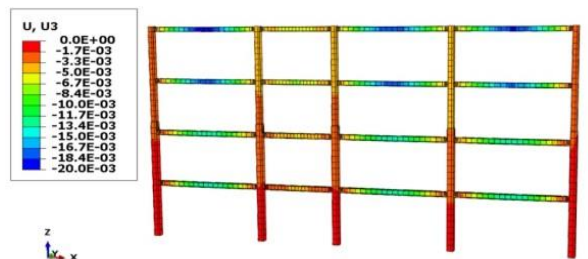
RBS-St37-RSt2



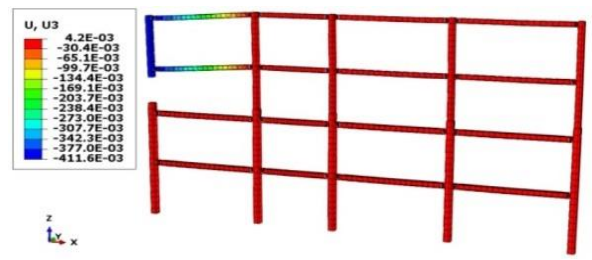
RBS-St37-RSt1



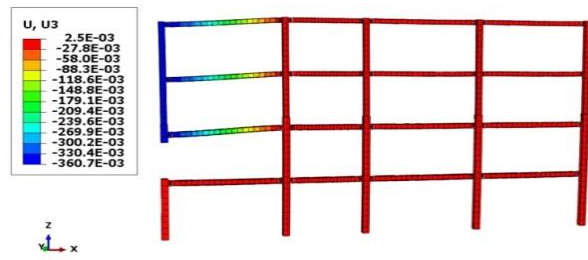
RBS-LY160-RGF



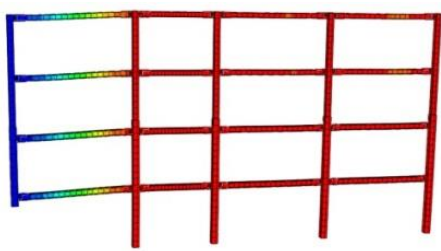
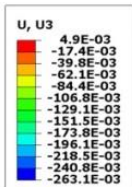
RBS-LY160-NR



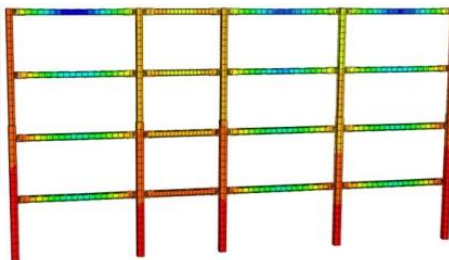
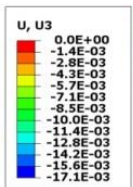
RBS-LY160-RSt2



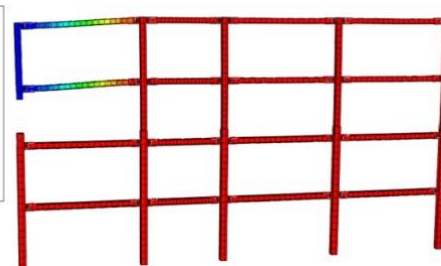
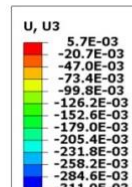
RBS-LY160-RSt1



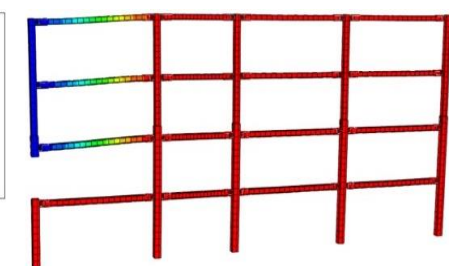
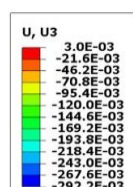
WFP-St37-RGF



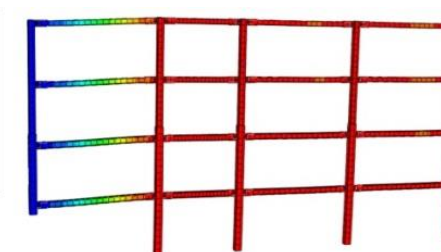
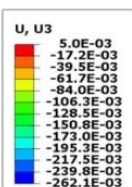
WFP-St37-NR



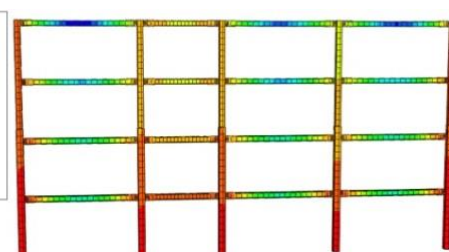
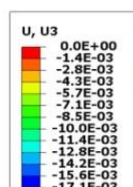
WFP-St37-RSt2



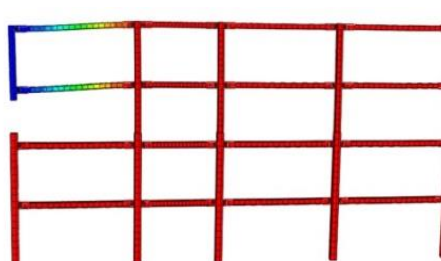
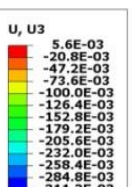
WFP-St37-RSt1



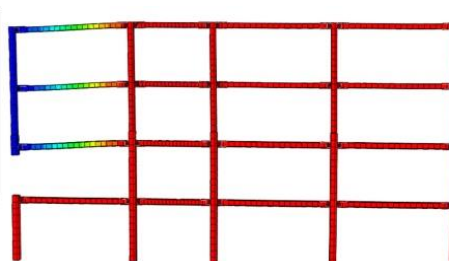
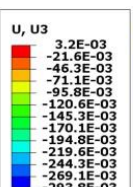
WFP-LY160-RGF



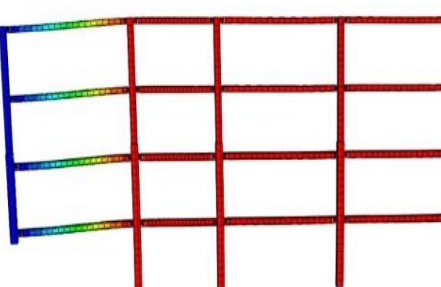
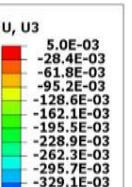
WFP-LY160-NR



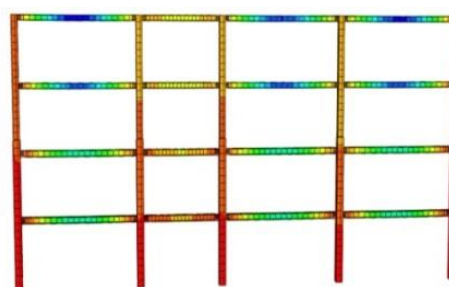
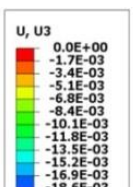
WFP-LY160-RSt2



WFP-LY160-RSt1

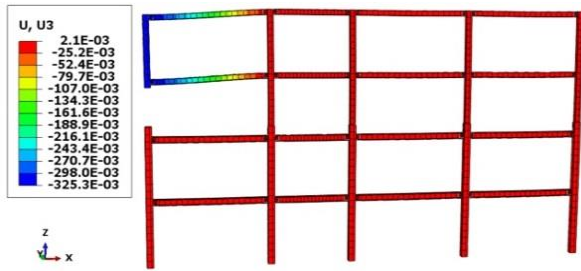


WUF-W -St37-RGF

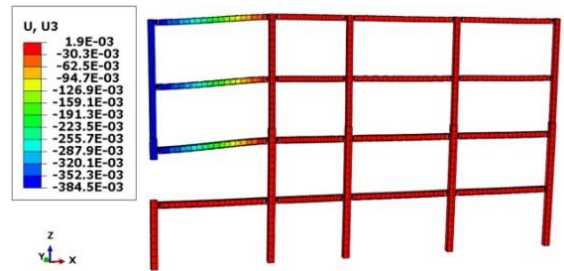


WUF-W -St37-NR

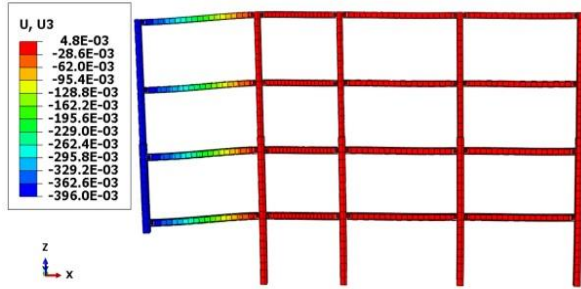




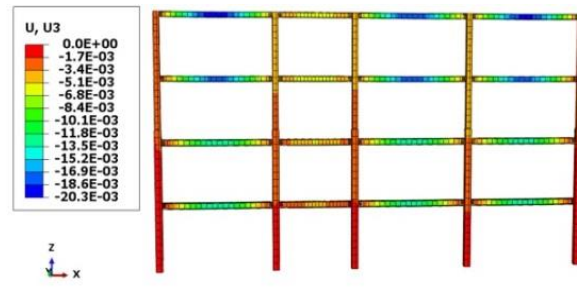
WUF-W - St37-RSt2



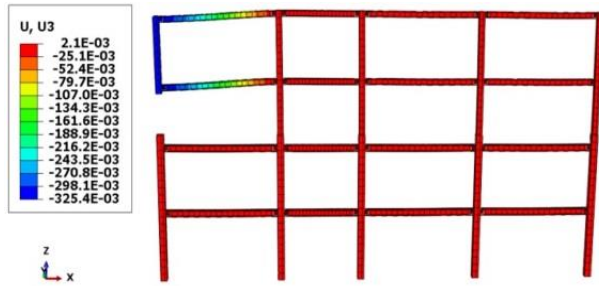
WUF-W - St37-RSt1



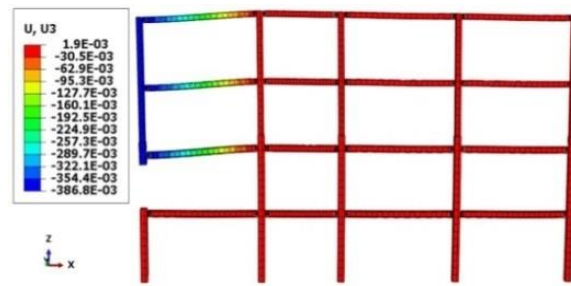
WUF-W - LY160-RGF



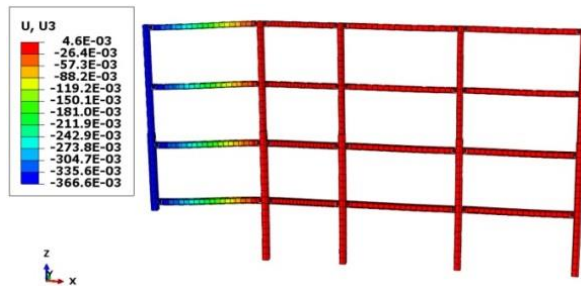
WUF-W - LY160-NR



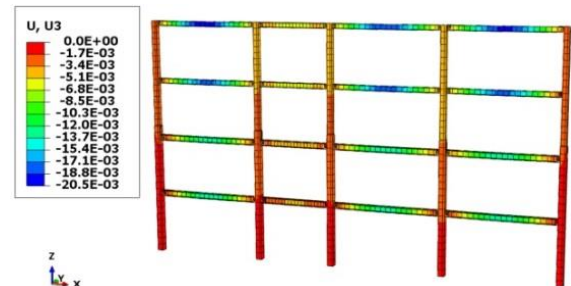
WUF-W - LY160-RSt2



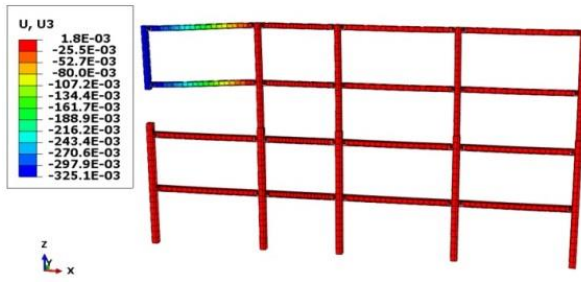
WUF-W - LY160-RSt1



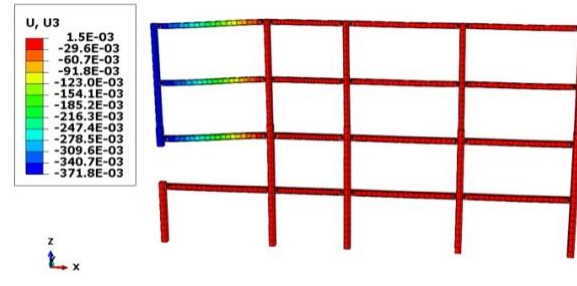
FF - St37-RGF



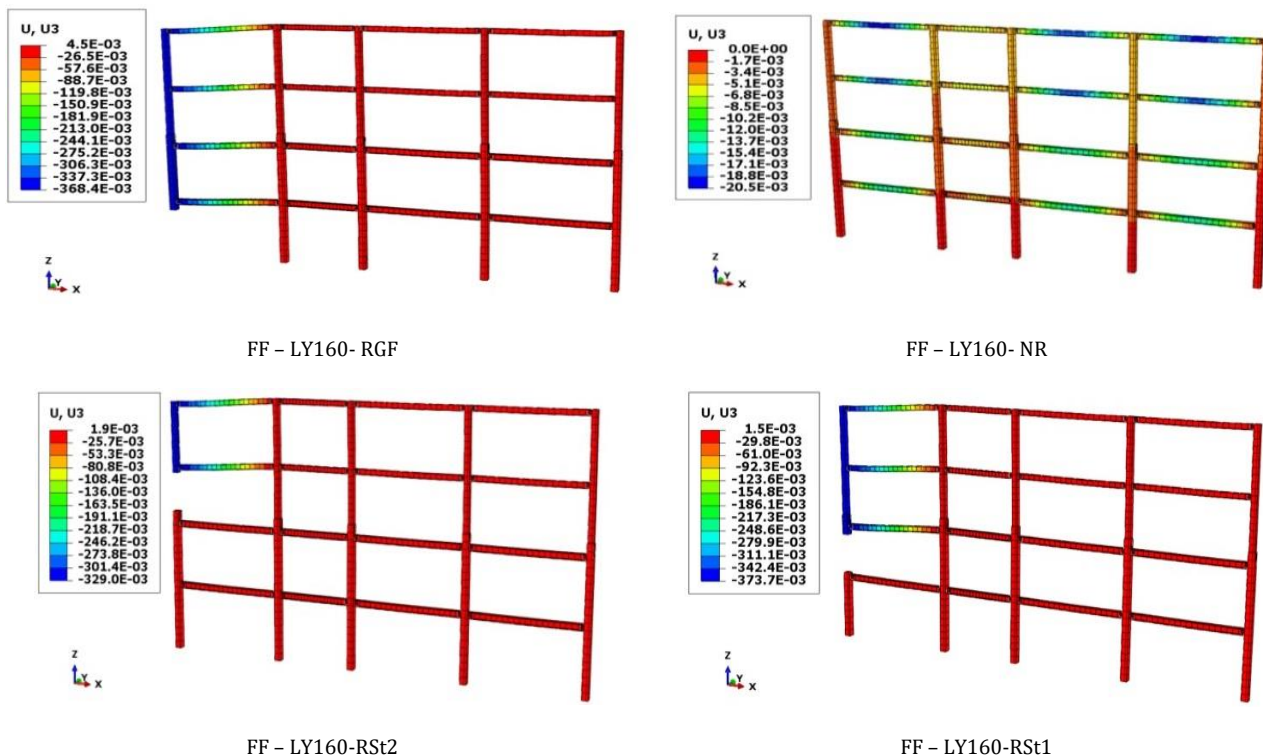
FF - St37-NR



FF - St37-RSt2

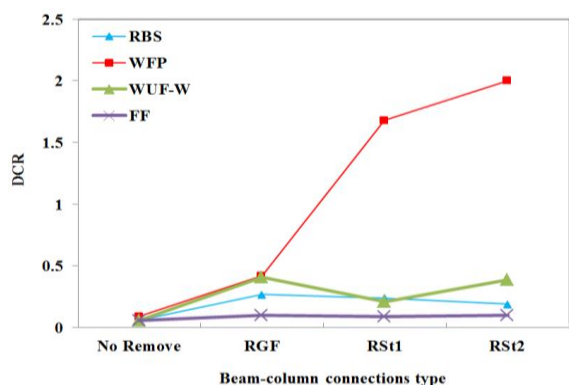


FF - St37-RSt1



شکل ۱۳- شکل تغییر یافته قاب‌های ۳ طبقه مورد بررسی

ستون با برشی از تیر جدا شده و یک صفحه دوزنقه‌ای شکل جایگزین آن می‌شود. این صفحه دوزنقه‌ای شکل از یک طرف با جوش نفوذی به بال ستون و از طرف دیگر با جوش گوشه به‌طور کامل به جان تیر جوش می‌شود. وجود ورق‌های دوزنقه‌ای شکل و پیوستگی کامل بین اتصال تیر و ستون سبب شده است که تیرهای متصل به این اتصالات پس از حذف ستون متحمل نیروی برشی کمتری شوند.



شکل ۱۴- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف (استفاده از فولاد St37 در محل اتصال)

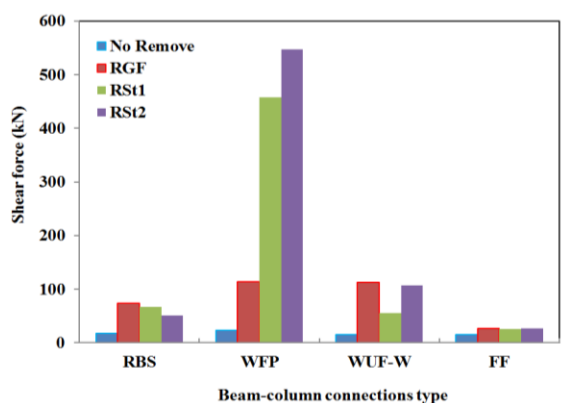
یکی از معیارهای بررسی خرابی پیش‌رونده، معیار DCR است که عبارت است از نسبت تقاضا به ظرفیت که از آن به‌عنوان ضریب تقاضا نیز نام می‌برند [۱].

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{UC}} \quad (1)$$

Q_{UD} نیروی حاصل از انجام تحلیل در عضو یا اتصال و Q_{UC} ظرفیت مورد انتظار در عضو یا اتصال است. چنانچه نسبت DCR از عدد ۲ بزرگ‌تر شود، عضو به‌شدت آسیب‌دیده و به‌احتمال زیاد فروریزش خواهد نمود و با حذف آن‌ها از مدل، محدوده خرابی با مقادیر مجاز مقایسه می‌گردد [۱].

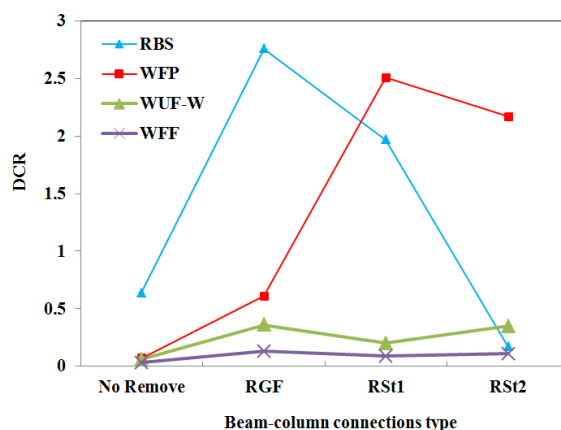
در شکل (۱۴) به مقایسه بیشینه DCR تیرهای پیرامون محل حذف برای قاب‌های خمشی فولادی که در آن‌ها در محل اتصال از فولاد St37 استفاده گردیده است، پرداخته شده است. هدف از این مقایسه بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد از جنبه DCR تیرها اتصالات خمشی FF بهترین عملکرد را در برابر حذف ستون دارند، به‌طوری‌که سبب شده‌اند که بیشینه نیروی برشی ایجاد شده در تیرهای متصل به آن‌ها در مقایسه با سایر اتصالات بسیار کمتر باشند. در این اتصال بال تیر با جوش نفوذی کامل به بال ستون‌ها متصل شده است و جان تیر کنار محل اتصال به بال

پیوستگی بین تیر و ستون در این اتصالات در مقایسه با سایر اتصالات سبب شده است که آن‌ها عملکرد نسبتاً ضعیف‌تری در برابر حذف ستون داشته باشند و نیروهای کمتری را تحمل کنند. در شکل (۱۶) به مقایسه مقادیر بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون ستون حذف‌شده در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد St37 استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی ایجادشده به‌طور نسبتاً قابل‌ملاحظه‌ای از مقادیر متناظر در قاب‌های با اتصالات دیگر بیشتر شده است؛ از سوی دیگر کمترین مقادیر نیروی برشی در قاب‌هایی ایجادشده است که اتصال آن‌ها از نوع FF می‌باشند. این اتصالات با عملکرد خود سبب توزیع یکنواخت نیرو می‌شوند و مقاومت قاب را در برابر خرابی پیش‌رونده افزایش می‌دهند. به عبارتی می‌توان بیان نمود که اتصالات FF با عملکرد خود سبب می‌شوند که قاب‌های خمشی بتوانند رفتار مناسب‌تری را در مقایسه با اتصالات WFP، RBS و WUF-W در برابر خرابی پیش‌رونده داشته باشند؛ به‌طوری‌که به‌عنوان مثال مقدار بیشینه نیروی برشی ایجادشده برای حالتی که در آن از اتصال FF-St37 استفاده گردیده و ستون در طبقه همکف حذف‌شده به میزان ۷۸ درصد کمتر از مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP-ST37 شده است. از این اختلاف قابل‌توجه می‌توان به نقش تأثیرگذار اتصالات در جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با قاب خمشی پی برد؛ به‌طوری‌که طراحی و انتخاب یک اتصال مناسب تا حد زیادی از وقوع خرابی پیش‌رونده جلوگیری می‌کند.



شکل ۱۶- مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال (قاب سه‌طبقه) (استفاده از فولاد St37 در محل اتصال)

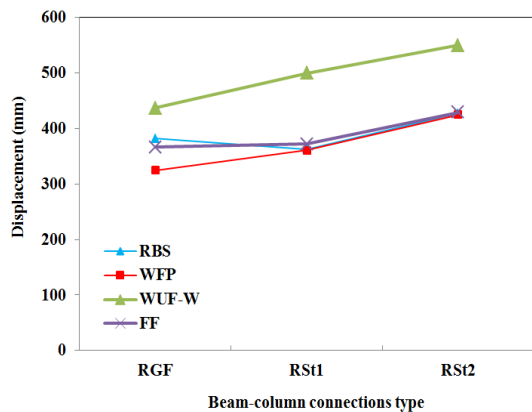
از سوی دیگر از بین اتصالات موردبررسی، ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرها، اتصالات اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP) می‌باشند؛ به‌طوری‌که بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای متصل به آن‌ها در حالت‌هایی که ستون گوشه سازه در طبقات اول و دوم حذف‌شده است، حدوداً به مقدار ۱۷ و ۲۰ برابر از مقدار متناظر باحالتی که در آن از اتصال خمشی FF استفاده گردیده، بیشتر شده است.



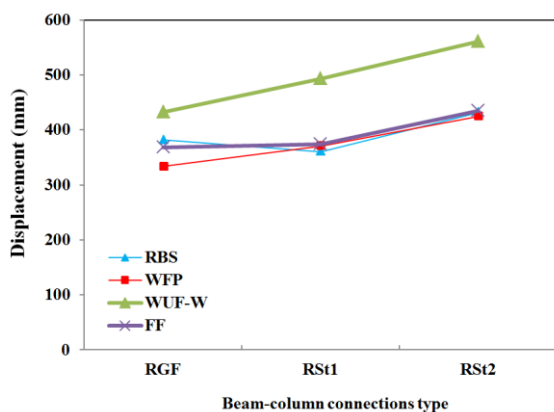
شکل ۱۵- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای پیرامون محل حذف (استفاده از فولاد LY-160 در محل اتصال)

در شکل (۱۵) به مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف برای حالت‌هایی که در آن‌ها در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است نیز بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت یا DCR تیرهای پیرامون محل حذف، متعلق به قاب‌های دارای اتصال FF و WUF-W می‌باشند؛ به‌طوری‌که DCR تیرهای متصل به این اتصالات به‌مراتب کمتر از مقادیر متناظر با اتصالات RBS و WFP شده است. از سوی دیگر ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرهایی که در اتصالات آن‌ها از ورق با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است، متعلق به قاب‌های دارای اتصال WFP می‌باشند. در این اتصالات برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می‌شود و هیچ‌گونه تماس مستقیم بین تیر و ستون وجود ندارد. صفحات اشاره‌شده با جوش نفوذی کامل به بال ستون و با استفاده جوش گوشه در بالا و پایین تیر به بال‌های بالایی و پایینی تیر متصل می‌شوند. عدم

تغییر در نوع اتصال نقش بسیار تأثیرگذاری بر بیشینه جابجایی محل حذف ستون دارد؛ اختلاف بین بیشینه و کمینه مقدار جابجایی برای حالت‌های حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم به ترتیب برابر ۳۲، ۳۳ و ۳۱ درصد شده است.



شکل ۱۸- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۳ طبقه باهدف بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف (استفاده از فولاد S37 در محل اتصال)



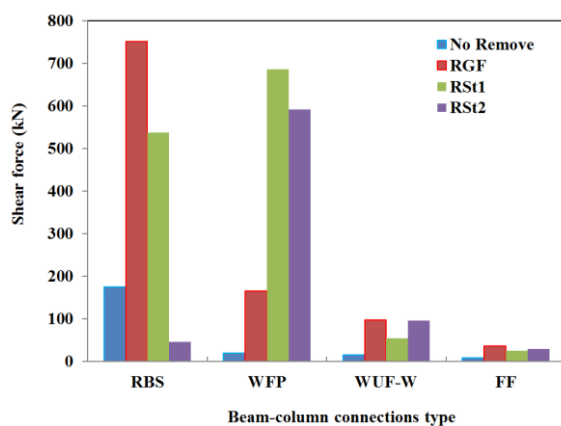
شکل ۱۹- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۳ طبقه (استفاده از فولاد LY-160 در محل اتصال)

۶- نتایج

نتایج حاصل از تحقیق حاضر عبارتند از:

- از جنبه DCR تیرها اتصالات خمشی FF بهترین عملکرد را در برابر حذف ستون دارند، وجود ورق‌های جان که برش دوزنقه‌ای شکل جان تیر را پر می‌کنند و پیوستگی کامل بین اتصال تیر و ستون سبب شده است که تیرهای متصل به این اتصالات پس از حذف ستون متحمل نیروی برشی کمتری شوند.

در شکل (۱۷) به مقایسه مقادیر بیشینه نیروی برشی تیرهای پیرامون ستون حذف‌شده در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، بیشینه نیروی برشی متناظر با اتصالات RBS در بیشتر حالت‌های حذف ستون در نظر گرفته‌شده از مقادیر متناظر با سایر اتصالات بیشتر شده است. در این اتصالات هنگامی که ستون حذف می‌شود و عملکرد خود را از دست می‌دهند، به ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر نیروی بزرگی اعمال می‌شود و سبب می‌شود تیرهای پیرامونی دچار افزایش بار ناگهانی شوند.



شکل ۱۷- مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال (قاب سه طبقه) (استفاده از فولاد LY160 در محل اتصال)

در شکل (۱۸) و (۱۹) به مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب‌های ۳ طبقه که در محل اتصال از فولاد St37 و LY-160 استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد قاب‌های سه طبقه‌ای که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بهترین عملکرد را از جنبه جابجایی محل حذف ستون دارند؛ جابجایی محل حذف ستون در آن‌ها در مقایسه با سایر حالت‌ها کمتر شده است. به عبارتی در قاب‌هایی که از اتصالات WFP استفاده شده، در اثر حذف ستون جابجایی کمتری در محل حذف ایجاد شده است. حضور صفحات فولادی در بالا و پایین اتصالات WFP سبب می‌شود که این اتصالات پس از حذف ستون نسبت به سایر اتصالات بررسی شده، کارکرد بهتری داشته باشند. از سوی دیگر با توجه به شکل (۱۹) ملاحظه می‌گردد که

در نظر گرفته شده از مقادیر متناظر با سایر اتصالات بیشتر شده است. در این اتصالات هنگامی که ستون حذف می‌شود و عملکرد خود را از دست می‌دهند، به ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر نیروی بزرگی اعمال می‌شود و سبب می‌شود تیرهای پیرامونی دچار افزایش بار ناگهانی شوند.

از سوی دیگر مقادیر جابجایی ایجاد شده در محل حذف ستون هنگامی که از اتصالات WFP استفاده شده است، به مراتب کمتر از مقادیر متناظر با حالت استفاده از اتصالات WUF-W شده است. به عنوان مثال هنگامی که از اتصالات WUF-W- St37 استفاده شده است، در حالت حذف ستون طبقه دوم مقدار جابجایی به میزان ۲۹/۴۱ درصد نسبت به مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP بیشتر شده است. همچنین هنگامی که از اتصالات WUF-W-LY160 استفاده شده است، در حالت حذف ستون طبقه دوم مقدار جابجایی به میزان ۳۲ درصد نسبت به مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP بیشتر شده است. با توجه به مقادیر اشاره شده می‌توان بیان نمود که اگرچه جابجایی محل حذف ستون در قاب‌های با اتصالات WUF-W نسبت به قاب‌های با اتصالات WFP بیشتر شده است، اما مقادیر DCR حاصل شده در قاب‌های با اتصالات WUF-W نسبت به مقادیر WFP کمتر شده است و اختلاف DCR نسبت به اختلاف جابجایی محل حذف ستون بسیار بیشتر است. از این رو و با توجه به مجموع مقادیر DCR و جابجایی حاصل شده می‌توان بیان نمود که اتصالات WFP به مراتب دارای عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش‌رونده می‌باشند و توانایی بیشتری در انتقال نیروها داشته و خرابی را حتی المقدور محدود می‌نمایند و در هنگام حذف ستون به تیرهای پیرامونی کمک بیشتری در تحمل تنش‌های وارده می‌کنند.

۷- پیشنهادها برای کارهای آتی

- ۱- بررسی اثر جدارهای میان قابی و جانمایی بازشوها در روند خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی که در اتصالات آن‌ها از فولاد با تنس تسلیم پایین استفاده شده است.
- ۲- بررسی سایر آلیاژها غیر از روی و آلومینیوم در ساخت فولاد با تنش تسلیم پایین و اثر آن‌ها بر روی خرابی پیش‌رونده

از بین اتصالات مورد بررسی، ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرها، اتصالات اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP) می‌باشند.

در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است نیز بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت یا DCR تیرهای پیرامون محل حذف، متعلق به قاب‌های دارای اتصال FF و WUF-W می‌باشند؛ DCR تیرهای متصل به این اتصالات به مراتب کمتر از مقادیر متناظر با اتصالات RBS و WFP شده است. از سوی دیگر ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرهایی که در اتصالات آن‌ها از ورق با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است، متعلق به قاب‌های دارای اتصال WFP می‌باشند. در این اتصالات برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می‌شود و هیچ‌گونه تماس مستقیم بین تیر و ستون وجود ندارد.

استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین در محل اتصالات فولادی در اتصالات WUF-W مؤثر بوده و مقادیر DCR تیرها را تا حدودی کاهش داده است. به عنوان مثال هنگامی که ستون در طبقات همکف و دوم حذف شده است، مقدار بیشینه DCR تیرهای مجاور به محل حذف در حالت‌های متناظر با استفاده از فولاد St37 به ترتیب حدوداً به مقدار ۱۴ و ۱۰ درصد بیشتر از مقادیر متناظر در حالت استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین شده است. از این رو می‌توان بیان نمود که استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین‌تر با توجه به نوع اتصال می‌تواند در بهبود رفتار قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده مؤثر باشد.

در قاب‌هایی که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی ایجاد شده به طور نسبتاً قابل ملاحظه‌ای از مقادیر متناظر در قاب‌های با اتصالات دیگر بیشتر شده است؛ از سوی دیگر کمترین مقادیر نیروی برشی در قاب‌هایی ایجاد شده است که اتصال آن‌ها از نوع FF می‌باشند. این اتصالات با عملکرد خود سبب توزیع یکنواخت نیرو می‌شوند و مقاومت قاب را در برابر خرابی پیش‌رونده افزایش می‌دهند.

در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، بیشینه نیروی برشی متناظر با اتصالات RBS در بیشتر حالت‌های حذف ستون



- [13] FEMA 350, (2000), Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [14] Guo, L., Gao, S., Fu, F. and Wang, Y. (2013), "Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 89, pp. 236-251.
- [15] Fu, F. (2009), "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modelling method", *Journal of constructional steel research*, Vol. 65, pp. 1269-1278.
- [16] GB50017, (2003), Code for design of steel structures. Beijing (China): China Construction Industry Press.
- [17] ABAQUS theory manual. Pawtucket, (2011), R.I: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.; Version 6.11.

۳- بررسی اثر مشخصات مکانیکی و هندسی انواع اتصالات تیر-ستون ساختمان‌های فولادی نامنظم در پلان و ارتفاع در برابر خرابی پیش‌رونده

۸- مراجع

- [1] Unified Facilities Criteria (UFC), (2009), 4-023-03-Design of buildings to resist progressive collapse, Dept of Defense, Washington (DC).
- [2] GSA, (2003), "Progressive collapse analysis and design guidelines for federal office buildings and major modernization projects", The U.S.General Services Administration.
- [3] Bagheripourasil, M., Mohammadi, Y. and Gholizad, A. (2017), "A proposed procedure for progressive collapse analysis of common steel building structures to blast loading", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, pp. 2186-2194.
- [4] Kim, T. and Kim, J. (2009), "Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp.1316-1322

[۵] نوری، غ.ر.، قنوی رستگار، ا. و یوسف پور اوندری، ا. (۱۳۹۸)، "بررسی اثر انواع اتصالات گیردار بر رفتار قاب خمشی فولادی تحت خرابی پیش‌رونده"، *مجله علمی پژوهشی عمران شریف*، دوره ۳۵.۲، شماره ۴.۱، شماره پیاپی ۴، ص. ۹۳-۱۰۰.

- [6] Hashemi Rezvani, F., Yousefi, A.M. and Ronagh, H.R. (2015), "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames", *Structures*, Vol. 3, pp. 81-89.
- [7] 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*, Vol. 106, pp. 332-347.
- [8] 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*, Vol. 143, pp. 264-278.
- [9] Zhang, J., Jiang, J., Xu, S. and Wang, Z. (2018), "An investigation of the effect of semi-rigid connections on sudden column removal in steel frames", *Structures*, Vol. 13, pp. 166-177.
- [10] 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*, Vol. 106, pp. 332-347.
- [11] He, H., Chen, K. and Li, R. (2015), "Seismic performances of replaceable steel connection with low yield point metal," *Advances in Materials Science and Engineering*, Vol. 2015, pp. 1-11.
- [12] ETABS, C. (2015), 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures Inc.

پی نوشت

- 1 Welded flange plate
 2 Welded unreinforced flange-welded web
 3 Reduce beam section
 4 Free flange
 5 Demand-capacity ratio

