مهندسی عمران شریف، (زمستان ۱۴۰۲)
دوره‌ی ۳۹، شماره‌ی ۴، صص. ۳-۱۷، (پژوهشی)

Original Article

ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری

پیام طریقی (دانشجوی دکتری)
محمدعلی کافی * (دانشیار)
رضا وهدانی (استادیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

در قاب‌های خمشی به دلیل تشکیل مفصل‌های خمیری در تیرها، تعمیر سازه‌ها پس از وقوع زلزله نیازمند صرف هزینه‌های گزاف و زمان زیادی خواهد بود و در برخی موارد نیاز است تا سازه تخریب شود. در این راستا، اتصال‌هایی با عنوان قابلیت تعویض‌پذیری مطرح شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر به بررسی آزمایشگاهی ۴ نمونه با مقیاس کامل از یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که در اتصال پیشنهادی، مفصل خمیری در ورق‌های فیوز با قابلیت تعویض‌پذیری تشکیل شده است. با وجود این، کمانش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب از دست رفتن ۲۲٪ از ظرفیت خمشی طراحی فیوز شده است. از طرفی، سختی اتصال با تعویض ورق‌های فیوز با کاهش ۸/۶۱ درصدی همراه بوده است. همچنین نتایج نشان داد با فراتر رفتن از حد در نظر گرفته شده در آیین‌نامه‌های طراحی، تعویض‌پذیری اتصال امکان‌پذیر بوده و عملکرد آن بهبود یافته است.

واژگان کلیدی: اتصال‌های گیردار، قابلیت تعویض‌پذیری، فیوز، بارگذاری چرخه‌یی، اتصال‌های از پیش تأیید شده.

p.tarighi@semnan.ac.ir
mkafi@semnan.ac.ir
rvahdani@semnan.ac.ir

۱. مقدمه

در آیین‌نامه‌های طراحی بین‌المللی، قاب‌های خمشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی معرفی شده‌اند. در این راستا، طراحی اتصال‌ها و در نظر گرفتن ضوابط خاص در سیستم ذکر شده، به منظور تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا، اهمیت بسزایی دارد. تا قبل از زلزله‌ی نورثریج[۱] (۱۹۹۴)، تصور بر آن بود که جزئیات ارائه شده در آیین‌نامه‌های طراحی در ارتباط با اتصال‌های صلب، به نحوی است که اتصال‌های تیر به ستون می‌توانند سطوح بالایی از شکل‌پذیری را از خود نشان دهند. وقوع زمین‌لرزه‌ی اخیر و مشاهده‌ی خرابی‌های گسترده‌ی پس از آن در اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی، حاکی از نیاز اساسی به بازنگری بنیادین در روند طراحی اتصال‌ها در سیستم قاب‌های خمشی فولادی بوده است. در این راستا، به منظور بهبود عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه، اتصال‌هایی با عنوان اتصال‌های از پیش تأیید شده در آیین‌نامه‌های طراحی مطرح شده است.

در اتصال‌های از پیش تأیید شده، ۲ رویکرد تقویت اتصال در بر ستون و یا تضعیف قسمتی از تیر در مجاورت اتصال در نظر گرفته شده است. در رویکرد دوم، که با عنوان اتصال گیردار تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته (RBS) شناخته می‌شود، هدف تشکیل مفصل خمیری در قسمتی از بال تیر در فاصله‌یی مشخص از بر ستون است. پس از مطرح شدن اتصال RBS در آیین‌نامه‌ی AISC۳۵۸-۱۶،[۱] به عنوان اتصال از پیش تأیید شده، پژوهشگران بسیاری به ارائه‌ی ایده‌های خود در زمینه‌ی اتصال‌های RBS پرداخته‌اند. از جمله‌ی آنها می‌توان به کاهش تدریجی ارتفاع تیر،[۲] موج‌دار کردن قسمتی از جان تیر،[۳] ایجاد سوراخ‌هایی در جان تیر،[۴] ایجاد سوراخ‌هایی در بال تیر،[۵] افزایش تدریجی عرض بال تیر در محل اتصال،[۶] اتصال تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته و صفحه‌ی انتهایی پیچ شده،[۷] روش حرارت دادن و به آرامی سرد کردن قسمتی از بال تیر،[۸] اتصال تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته‌ی همراه با سخت‌کننده‌ی قطری،[۹] دو کاهش متوالی در بال تیر،[۱۰] ضعیف‌شدگی در قسمت جان تیر به صورت استوانه‌یی،[۱۱] تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته همراه با سخت‌کننده‌ی قوطی[۱۲] و . . . اشاره کرد.

دغدغه‌یی که در ارتباط با این نوع از اتصال‌ها مطرح می‌شود، این است که پس

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۸/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱، پذیرش ۱۴۰۱/۱۲/۱.

استناد به این مقاله:
طریقی، پیام، کافی، محمدعلی، و وهدانی، رضا، ۱۴۰۲. ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۳-۱۷.
DOI:10.24200/J30.2023.61361.3166

از وقوع زلزله‌های متوسط و شدید و تشکیل مفاصل خمیری در تیرها، تعمیرپذیری سازه بسیار سخت و یا حتی غیرممکن خواهد بود. در صورت امکان تعمیر نیز نیازمند صرف هزینه‌ی گزاف و زمان طولانی است. به منظور برطرف کردن مشکل اخیر، اتصال‌هایی با عنوان اتصال‌های گیردار با قابلیت تعمیرپذیری مطرح شده است. در این نوع از اتصال‌ها، مفصل‌های خمیری در المان‌هایی از پیش تعیین شده به نام فیوز، که توسط پیچ‌های پرمقاومت به تیر متصل شده‌اند، تشکیل می‌شوند و پس از وقوع زلزله، با بازکردن پیچ‌ها و تعویض المان‌های مذکور، سازه مجدداً قابلیت بهره‌برداری خواهد داشت. در ادامه، به برخی از مطالعاتی که در سال‌های اخیر در این زمینه انجام شده، پرداخته شده است.

در مطالعه‌ی هی[2] و همکاران (۲۰۱۸)،[۱۳] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از نبشی به عنوان فیوز تعویض‌پذیر پرداخته شده است. همچنین در مطالعه‌ی ایشان هدف بر آن بوده است که مفصل خمیری در فیوز بال تحتانی تیر متمرکز شود، تا از خرابی دال بتنی موجود در بال فوقانی تیر ممانعت به عمل آید. نتایج مطالعه‌ی آنها نشان داده است که در اتصال پیشنهادی، بیشتر خرابی‌ها در نبشی تحتانی متمرکز شده و المان‌های اصلی در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین دال بتنی با کمترین خرابی در طول آزمایش مواجه بوده است.

سلطان‌آبادی و بهنام‌فر (۲۰۱۸)،[۱۴] در بررسی استفاده از نوع جدیدی از میراگرها در محل اتصال تیر به ستون که المان‌های اصلی آن، شامل لایه‌ی لاستیکی و پیچ‌های فولادی بوده و پیچ‌های فولادی به عنوان فیوز تعویض‌پذیر در نظر گرفته شده‌اند؛ دریافتند که تمامی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌یی، رفتاری پایدار و بدون کاهش مقاومت در تغییرشکل‌های بزرگ داشته‌اند.

گروسی و همکاران (۲۰۱۸ و ۲۰۲۰)،[۱۵ و ۱۶] در بررسی عددی و آزمایشگاهی ۴ نمونه‌ی اتصال همراه با فیوز تعویض‌پذیر با سطح مقطع کاهش‌یافته و با مفهوم استفاده از سطح مقطع کاهش‌یافته در فیوزهای تعویض‌پذیر دریافته‌اند که مفصل خمیری در قسمت فیوز با سطح مقطع کاهش‌یافته تشکیل شده و سایر المان‌های اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی به نمونه‌ها، امکان تعویض آنها و اعمال بارگذاری مجدد وجود داشته است.

ریچارد[3] (۲۰۱۹)، با استفاده از ۴ نمونه با ابعاد کامل همراه با فیوز برشی تعمیرپذیر، به بررسی اتصال ورق‌های فیوز توسط پیچ‌های پرمقاومت به بال‌های تیر و ورق‌های تعبیه شده در ستون پرداخته و دریافته است که اتصال‌های پیشنهادی، قابلیت تعویض‌پذیری پس از وقوع زلزله را داشته و سختی آنها فراتر از حدود تعیین شده برای اتصال‌های گیردار بوده است.[۱۷]

کانیلماز[4] و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۸] به بررسی نوع جدیدی از قاب‌های کامپوزیتی فولادی ـ بتنی پرداخته‌اند، که نسبت به قاب‌های متداول، در برابر نیروی‌های لرزه‌یی مقاوم‌تر و مقرون به صرفه‌تر بوده‌اند. ایشان از وصله‌های پیچ و مهره که به تیر متصل کرده بودند و با استهلاک انرژی لرزه‌یی به عنوان «فیوزهای سازه‌یی» رفتار می‌کردند، استفاده کردند و دریافتند که مفصل‌های خمیری در قسمت ورق وصله‌ی تیر متمرکز شده و سایر المان‌های اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

وانگ و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۲۲)،[۱۹ و ۲۰] در بررسی عددی اتصال صلب همراه با فیوز T شکل تعویض‌پذیر، که از فولاد با مقاومت پایین ساخته شده بودند، دریافتند که در اتصال پیشنهادی، بدون افزودن تجهیزات و قطعات اضافی به اتصال‌های معمول تیر به ستون، که نیازمند صرف انرژی و هزینه بوده است، به اتصالی با اهداف عملکردی مورد نیاز دست پیدا کرده‌اند، که استفاده از آن را برای تمامی سازندگان مقدور ساخته است.

ژانگ[5] و همکاران (۲۰۲۰)،[۲۱] به منظور بهبود عملکرد لرزه‌یی سازه‌های فولادی با سیستم لوله‌یی و همچنین افزایش دوام و کاهش نقدهای مطرح شده بر سازه‌های مذکور، از فیوز برشی تعویض‌پذیر استفاده کرده‌اند. ایشان در اتصال پیشنهادی‌شان، برای فیوز برشی از فولاد معمولی یا فولاد با مقاومت تسلیم پایین و برای تیر و ستون‌ها از فولاد با مقاومت بالا استفاده کرده و دریافته‌اند که در طی اعمال بارگذاری چرخه‌یی، تغییرشکل‌های خمیری و خرابی‌ها در قسمت فیوز برشی متمرکز شده و سایر المان‌های سازه در حالت کشسان باقی مانده‌اند. لذا پس از زلزله با تعویض فیوز برشی می‌توان از سازه مجدد بهره‌برداری کرد، که کاهش هزینه‌ی بهسازی و افزایش طول عمر سازه را نیز در بر خواهد داشت.

لان[6] و همکاران (۲۰۲۰)،[۲۲] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته در تیر پرداخته‌اند. ایشان بر روی ۴ نمونه از اتصال پیشنهادی‌شان، ۶ نوع بارگذاری شبه استاتیکی انجام داده و در آنها ضخامت ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته، تعداد و فاصله‌ی پیچ‌های آن و همچنین قابلیت تعویض‌پذیری پس از زلزله‌های طرح را ارزیابی کرده و دریافته‌اند که مفصل خمیری در ناحیه‌ی مورد نظر (ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته) تشکیل شده و به راحتی امکان تعویض سریع فیوز پس از زلزله وجود داشته است.

کلیک[7] (۲۰۲۰)،[۲۳] در ارائه‌ی اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری برای مطالعه‌ی المان فیوز، از تیری با سطح مقطع کاهش‌یافته، که توسط ورق انتهایی به بال ستون و توسط ورق‌های وصله به قسمت اصلی تیر متصل شده بود، استفاده کردند و دریافتند که مفصل خمیری در قسمت کاهش‌یافته‌ی المان فیوز تشکیل شده و اتصال مذکور قابلیت تعویض‌پذیری داشته است.

همچنین کلیک و توپکایا[8] (۲۰۲۱)،[۲۴] به‌ارائه‌ی جزئیات اتصال تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرا با قابلیت تعویض‌پذیری پرداختند و دریافتند که صفحه‌های انتهایی تیر پیوند، که مطابق با ضوابط آیین‌نامه طراحی شده بودند، توانسته‌اند عملکرد قابل قبولی از خود نشان دهند و تعویض‌پذیری نیز در آنها امکان‌پذیر بوده است.

لو[9] و همکاران (۲۰۲۲)،[۲۵] در بررسی آزمایشگاهی عملکرد اتصالی همراه با فیوز محدود شده در برابر کمانش، از ورق‌های وصله همراه با سوراخ‌های لوبیایی استفاده کرده‌اند، که در این قسمت نیز از ورق پوششی به منظور جلوگیری از کمانش ورق‌های وصله استفاده شده است. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که مفصل خمیری در ورق‌های وصله تشکیل و امکان لغزش پیچ منجر به استهلاک بیشتر انرژی اتصال شده است.

گودا[10] و همکاران (۲۰۲۲)،[۲۶] با استفاده از ناودانی پیچ شده به جان تیر به عنوان المان فیوز به ارزیابی تأثیر پارامترهایی، از قبیل: ارتفاع ناودانی و پهنای بال آن در عملکرد اتصال پیشنهادی به صورت عددی پرداختند و دریافتند زمانی‌که نسبت ارتفاع ناودانی به ارتفاع تیر برابر با ۰/۸۸ در نظر گرفته شده است، بیشترین جذب انرژی در اتصال رخ داده است.

اتصال‌های ذکر شده به سازه‌های فولادی محدود نشده و پیشنهاد استفاده از المان‌های فولادی با قابلیت تعویض‌پذیری در اتصال‌های سازه‌های بتن‌آرمه نیز در سال‌های اخیر مطرح شده[۲۷-۲۹] و در آنها پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی، مفصل خمیری در المان فیوز فولادی متمرکز شده و قابلیت تعویض‌پذیری وجود داشته است.

در مطالعه‌ی حاضر به بررسی آزمایشگاهی عملکرد یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری، تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی ورق‌های فیوز توسط پیچ‌های پُرمقاومت به بال‌ها و جان تیر متصل شده و فرض بر آن بوده است که پس از وقوع زلزله و تشکیل مفصل خمیری در ورق‌های فیوز، امکان تعویض آن وجود داشته و سازه قابلیت بهره‌برداری مجدد خواهد داشت. در مطالعات آزمایشگاهی، ۴ نمونه از اتصال پیشنهادی با مقیاس کامل بررسی شده

جدول ۱. معرفی نمونه‌های آزمایش شده.

نمونه	توضیحات
P۱۲-۰۱	اتصال با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر
P۱۲-۰۲	مدل P۱۲-۰۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز
P۱۵-۰۱	اتصال با ضخانت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۵ میلی‌متر
P۱۵-۰۲	مدل P۱۵-۰۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز

است. سپس به کمک نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس به راستی‌آزمایی نتایج به دست آمده در آزمایشگاه پرداخته شده است. در جدول ۱، نمونه‌های آزمایش شده معرفی شده‌اند.

۲. معرفی اتصال پیشنهادی

در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی عملکرد اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی از ورق به عنوان المان فیوز استفاده شده است. نحوه‌ی اتصال ورق‌ها به جان و بال‌های تیر به وسیله‌ی پیچ‌های پرمقاومت (۹ و ۱۰) انجام پذیرفته و اتصال از نوع پیش‌تنیده در نظر گرفته شده است. در اتصال اخیر، تیر به ۲ قسمت تقسیم شده است: قسمت کوتاه، که توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به ستون اتصال یافته و قسمت اصلی، که توسط المان فیوز و به کمک پیچ‌های پرمقاومت به مجموعه اضافه شده است. در اتصال اخیر فرض بر آن بوده است که به دلیل کاهش ارتفاع مقطع المان فیوز نسبت به ارتفاع تیر و در نتیجه کاهش ممان اینرسی آن حول محور قوی، مفصل خمیری در فیوز تشکیل شود و اتصال تیر به ستون از هرگونه شکست و خرابی مصون بماند؛ که این امر یکی از معیارهای اصلی مطرح شده در آیین‌نامه‌های بین‌المللی،[۱] در طراحی لرزه‌یی اتصال‌های از پیش تأیید شده است. از طرف دیگر، اتصال فیوز به بال‌های تیر موجب می‌شود که تیر در ناحیه‌ی مذکور تقویت شود و مفصل خمیری را به سمت فیوز در ناحیه‌یی که هیچ‌گونه اتصالی با بال‌ها و جان تیر ندارند، هدایت کند. همان‌طور که پیشتر نیز مطرح شده است، تقویت اتصال در بر ستون یا تضعیف ناحیه‌یی از تیر در فاصله‌یی مشخص از بر ستون، روش‌هایی بوده است که تاکنون در اتصال‌های از پیش تأیید شده، استفاده شده است. در این راستا، اتصال پیشنهادی در مطالعه‌ی حاضر نیز به دلیل کاهش ارتفاع مقطع در فاصله‌یی مشخص از بر ستون، می‌تواند در دسته‌بندی اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته قرار گیرد. در اتصال پیشنهادی فرض بر آن بوده است که پس از وقوع زلزله، المان‌های تیر و ستون کاملاً در حالت کشسان باقی بمانند و به وسیله‌ی بازکردن پیچ‌های المان فیوز و تعویض آنها، سازه مجدداً قابلیت بهره‌برداری داشته باشد. جزئیات اتصال پیشنهادی در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

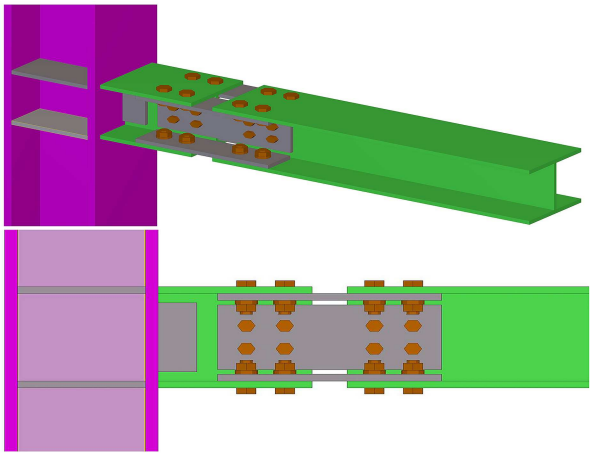
۳. طراحی اتصال پیشنهادی

در بخش حاضر، طراحی اتصال پیشنهادی به صورت گام به گام ارائه شده است:

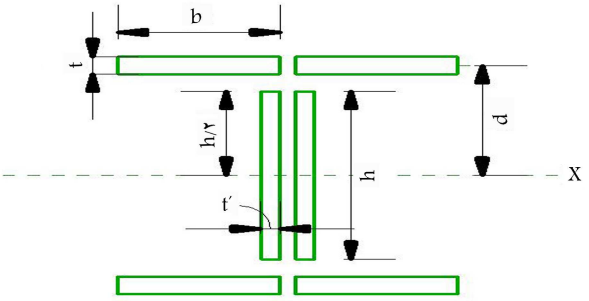
گام ۱. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل خمیری (M_{pr}) مطابق با آیین‌نامه‌ی AISC۳۵۸-۱۶ (رابطه‌ی ۱).

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x \qquad (۱)$$

که در آن، C_{pr} ضریب سخت‌شدگی کرنشی، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به کمینه‌ی تنش تسلیم تعیین شده‌ی مصالح، F_y تنش تسلیم فولاد و Z_x اساس



شکل ۱. اتصال پیشنهادی.



شکل ۲. نمایی از هندسه‌ی فیوز در اتصال پیشنهادی.

مقطع خمیری حول محور x هستند. با توجه به هندسه‌ی فیوز شکل ۲ در اتصال پیشنهادی، اساس مقطع خمیری آن مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$Z_x = ۴btd + \frac{h^۲ t'}{۲} \qquad (۲)$$

گام ۲. محاسبه‌ی نیروی برشی در محل تشکیل مفصل خمیری مطابق (رابطه‌ی ۳):

$$V_{pr} = \frac{۲M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{۲} \qquad (۳)$$

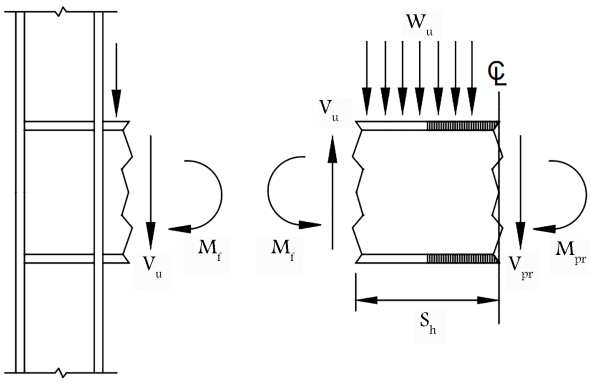
گام ۳. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون (مطابق رابطه‌ی ۴):

$$M_f = M_{pr} + V_{pr} S_h \qquad (۴)$$

گام ۴. کنترل لنگر خمیری تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار با بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون (مطابق رابطه‌ی ۵):

$$M_f \leq \phi_d M_{p-beam} (\phi_d = ۱) \qquad (۵)$$

در روابط اخیر، W_u بار ثقلی ضریب‌دار، L_h فاصله‌ی بین مفاصل خمیری، M_f لنگر در بر ستون، M_{p-beam} ظرفیت خمشی تیر، V_{pr} برش در محل مفصل خمیری و S_h فاصله‌ی بر ستون تا محل مفصل خمیری هستند. پارامترهای مذکور در شکل ۳ نمایش داده شده‌اند. پس از به دست آمدن ضخامت ورق‌های فیوز بال و جان تیر، تعداد و قطر پیچ‌های مورد نیاز برای اتصال ورق‌های مذکور به تیر محاسبه شده و براساس محدودیت‌های مربوط به کمینه‌ی فواصل بین پیچ‌ها و فاصله‌ی آنها تا لبه‌ی ورق‌های اتصال، طول ورق‌های فیوز به دست آمده است.



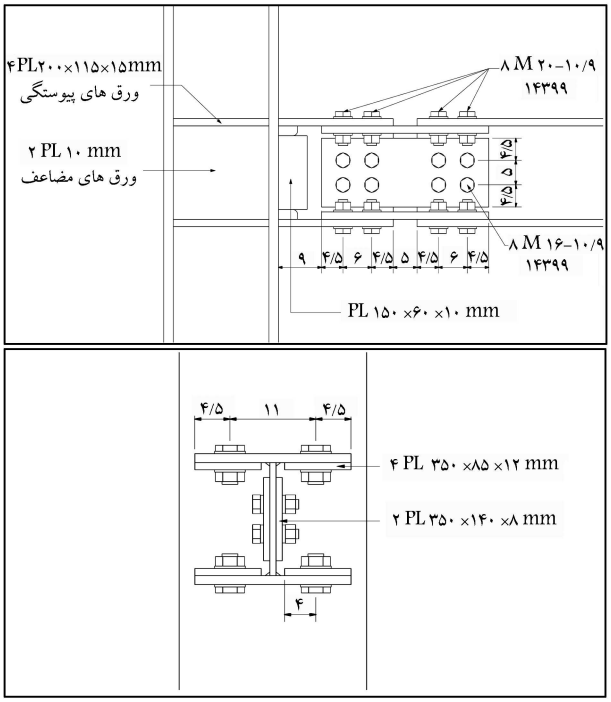
شکل ۳. دیاگرام آزاد نیروها در محل تشکیل مفصل خمیری.

جدول ۲. ابعاد مقاطع تیر و ستون.

	بال (mm)	جان (mm)
تیر	۲۰۰ × ۱۵	۱۹۰ × ۸
ستون	۲۴۰ × ۲۰	۲۰۰ × ۱۰

در تمامی نمونه‌ها، طول ستون برابر با ۲۰۰۰ میلی‌متر و طول تیر از مرکز ستون تا محل اعمال بار برابر با ۱۴۴۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. از آن‌جایی که هدف در مطالعه‌ی حاضر، بررسی شکست در تیر بوده است، در این راستا ابعاد مقطع ستون و مشخصات چشمه‌ی اتصال به نحوی انتخاب شده است که در رفتار کلی اتصال، تأثیری نداشته باشد.[۳۰] بدین منظور در چشمه‌ی اتصال از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده شده است، به طوری که مدول مقطع ستون بیشتر از ۲ برابر مقطع تیر بوده است؛ تا اطمینان حاصل شود که مفصل خمیری در تیر تشکیل خواهد شد.[۱۵] پس از انتخاب مقاطع تیر و ستون براساس ضابطه‌ی ستون قوی ـ تیر ضعیف، طراحی اتصال پیشنهادی براساس آیین‌نامه‌ی AISC۳۵۸-۱۶،[۱] برای قاب خمشی ویژه انجام شده است. نکته‌ی حائز اهمیت در طراحی اتصال پیشنهادی، کنترل مقاومت اتکایی ورق‌های اتصال بوده است؛ به دلیل آنکه در صورت ایجاد سُرخوردگی بین ورق‌های فیوز و تیر و ایجاد تنش بین پیچ و جداره‌ی سوراخ، این امر موجب لهیدگی ورق در ناحیه‌ی مذکور نشود. در غیر این صورت، قابلیت تعویض‌پذیری اتصال با خطر روبه‌رو خواهد شد. ابعاد تیر و ستون که از نوع فشرده‌ی لرزه‌یی هستند، در جدول ۲ ارائه شده است.

در اتصال پیشنهادی، ابعاد ورق فیوز براساس محدودیت‌های کمینه‌ی فواصل بین سوراخ پیچ‌ها و کمینه‌ی فاصله بین سوراخ پیچ و لبه‌ی ورق فیوز یا تیر انتخاب شده است. با توجه به کاهش ارتفاع مقطع تیر در حد فاصله بین دو لبه‌ی تیر و در نتیجه کاهش ممان اینرسی مقطع در فاصله‌ی مذکور می‌توان اتصال پیشنهادی را جزء اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته فرض کرد. در این راستا، طول قسمت کاهش‌یافته برابر با فاصله‌ی بین مرکز پیچ‌های نزدیک به لبه‌ی تیر در نظر گرفته شده است.[۱۳] از طرفی دیگر، با توجه به اینکه هر مقدار طول آزاد کمانش ورق‌های فیوز بال تیر (فاصله‌ی بین دو لبه‌ی تیر) افزایش یابد، ظرفیت خمشی آنها به دلیل کمانش زودهنگام کاهش می‌یابد؛ لذا فاصله‌ی اخیر برابر با کمینه‌ی میزان تعیین شده در اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته در نظر گرفته شده است. در نتیجه، این فاصله برابر با ۱۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است، که در این حالت فاصله‌ی میان دو تیر برابر با ۵۰ میلی‌متر به دست آمده است. با



شکل ۴. جزئیات اتصال پیشنهادی (P۱۲).

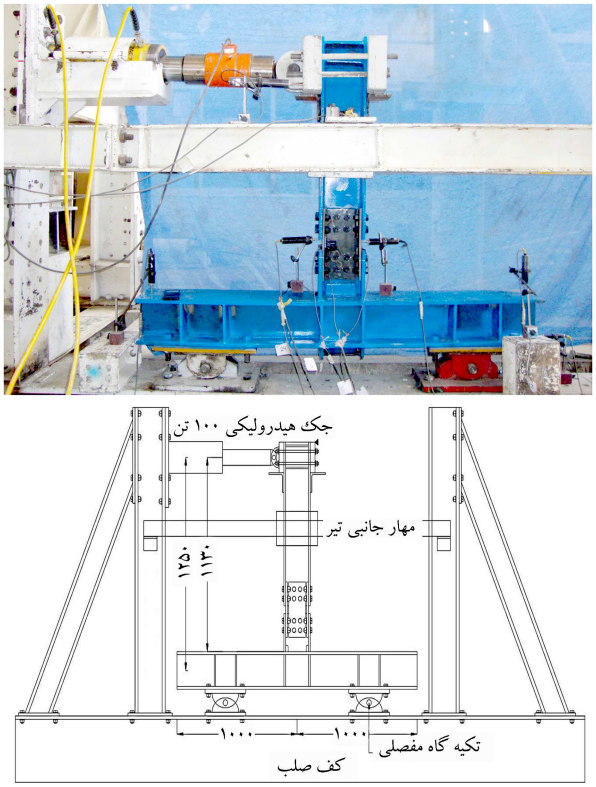
توجه به روند طراحی مطرح شده، جزئیات اتصال (P۱۲) در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

۴. پیکربندی آزمایش

در برپایش نمونه‌ها، ستون به حالت افقی و تیر به صورت عمودی در نظر گرفته شده است. میزان تغییرمکان مورد نظر با توجه به پروتکل بارگذاری توسط جک هیدرولیکی ۱۰۰ تن به انتهای تیر وارد شده است. با توجه به ظرفیت خمشی محاسباتی تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار (M_{pe}) که در جدول ۳ ارائه شده است، بیشینه‌ی نیروی مورد نیاز برای اعمال جابه‌جایی بیشینه در حدود ۱۷ تن بوده است، که کفایت ظرفیت جک را تأیید می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر فرض شده است که تیر و ستون در یک قاب خمشی که فقط تحت بارگذاری جانبی بوده و از بارهای ثقلی صرف‌نظر شده است، قرار گرفته‌اند؛ که در این حالت لنگرهای ایجاد شده در وسط ارتفاع طبقات و در قسمت میانی طول تیر برابر با صفر در نظر گرفته شده‌اند. در این راستا، در آزمایشگاه در دو انتهای ستون از دو صفحه‌ی فولادی که توسط شفت به یکدیگر متصل شده بودند و صفحه‌ی فوقانی آن آزادانه حول محور عرضی خود دوران می‌کرد، به عنوان تکیه‌گاه مفصلی استفاده شده است. در این حالت، ستون توسط پیچ‌های پرمقاومت به تکیه‌گاه‌ها و تکیه‌گاه‌ها نیز توسط پیچ‌های پرمقاومت به کف صلب متصل شده‌اند. به منظور اعمال یکنواخت تغییرمکان به تیر توسط جک هیدرولیکی، از دو صفحه‌ی صلب که توسط میل مهارهای رزوه شده به یکدیگر متصل شده بودند، استفاده شده است. همچنین به منظور عدم جابه‌جایی صفحه‌های صلب در راستای قائم از ۲ عدد نبشی متصل به تیر در زیر آنها و نیز عدم جابه‌جایی تیر در راستای خارج صفحه، از دو تیر فولادی در دو طرف تیر اصلی به عنوان مهار جانبی استفاده شده است. به منظور جلوگیری از خطاهای محتمل در اندازه‌گیری، ابتدا توسط جک هیدرولیکی، جابه‌جایی مشخص به سر تیر اعمال

جدول ۳. نتایج آزمایش کشش بر روی نمونه ورق‌های فولادی.

ضخامت ورق mm	مدول کشسانی (GPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش شکست (٪)
۲۰	۱۹۸/۱۲	۳۵۴/۳۲	۴۱۲/۸۲	۲۵/۶۹
۱۵	۱۹۳/۳۶	۲۸۸/۷۰	۳۹۳/۷۲	۲۳/۹۶
۱۲	۲۰۳/۷۱	۳۳۴/۶۴	۴۰۰/۷۳	۱۶/۸۵
۱۰	۱۹۰/۰۱	۲۹۹/۵۰	۳۷۳/۱۲	۲۲/۷۷
۸	۱۹۲/۱۱	۲۴۱/۰۱	۳۷۲/۱۰	۲۹/۶۳
اتصال‌دهنده‌ها	۲۱۰/۹۲	۱۰۱۷/۷۰	۱۱۷۳/۹۸	۱۱/۶۳

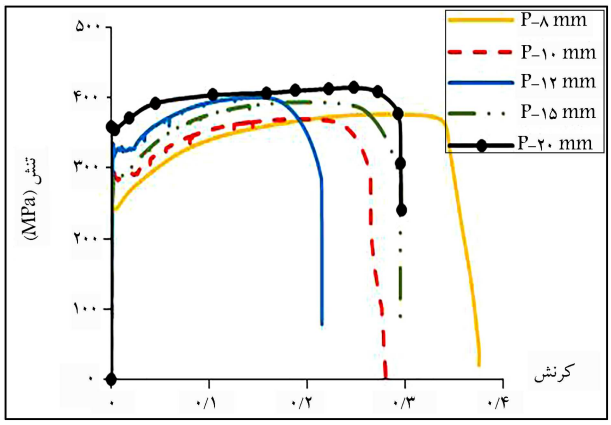


شکل ۵. پیکربندی آزمایش.

و سپس با مقدار ثبت شده در سیستم رایانه‌یی، که از جابه‌جایی‌سنج نصب شده در آن قسمت به دست آمده بود، مقایسه شده است. همچنین با توجه به نتایج آزمایش کشش، کرنش‌های تسلیم به دست آمده در ورق‌های با ضخامت‌های مختلف با نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق‌های فولادی بررسی و ارزیابی شده است. در شکل ۵، پیکربندی آزمایش مشاهده می‌شود.

۵. مشخصات مصالح

برای تمامی ورق‌های استفاده شده در تیر، ستون، ورق‌های فیوز بال و جان تیر، سخت‌کننده‌ها و همچنین اتصال‌دهنده‌ها، آزمون کشش مطابق با استاندارد ASTM A۳۷۰،[۳۱] انجام شده است. مدول کشسانی، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش شکست مصالح در جدول ۳ آورده شده است. همچنین نمودار تنش ـ کرنش ورق‌های فولادی نیز در شکل ۶ مشاهده می‌شود.



شکل ۶. نمودار تنش ـ کرنش نمونه‌های فولادی.

۶. پروتکل بارگذاری

در مطالعه‌ی حاضر، به منظور بررسی عملکرد چرخه‌یی اتصال پیشنهادی از پروتکل بارگذاری ارائه شده در آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۰،[۳۲] استفاده شده است. از پروتکل بارگذاری ذکر شده در مطالعات بسیاری به منظور بررسی رفتار اتصال تیر به ستون فولادی استفاده شده است.[۳۳-۳۸] در بارگذاری ذکر شده، برای نسبت تغییرمکان نسبی ۰/۰۰۳۷۵، ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۷۵ رادیان: ۶ چرخه، برای نسبت تغییرمکان نسبی ۰/۰۱، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ رادیان به ترتیب: ۴، ۲ و ۲ چرخه در نظر گرفته شده و در مراحل بعد با اضافه شدن ۰/۰۱ رادیان در هر مرحله و اعمال ۲ چرخه، بارگذاری تا شکست کامل اتصال ادامه یافته است. در مطالعه‌ی حاضر، اعمال بارگذاری به انتهای تیر صورت پذیرفته و برای نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۵-۰۱ بارگذاری تا نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ رادیان و پس از تعویض فیوز (نمونه‌های P۱۲-۰۲ و P۱۵-۰۲) بارگذاری مجدداً اعمال شده و تا ۹٪ رادیان ادامه یافته است. در شکل ۷، پروتکل بارگذاری و نحوه‌ی اعمال آن مشاهده می‌شود.

۷. نتایج آزمایش

در مطالعات آزمایشگاهی پس از بارگذاری نمونه‌ی مورد نظر تا تغییرمکان مشخص، ورق‌های فیوز تعویض شده و نمونه مجدداً تحت بارگذاری قرار گرفته است. با توجه به روند طراحی اتصال پیشنهادی، ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر به دست آمده است، که در نمونه‌ی اخیر نسبت مقاومت خمشی مورد

جدول ۴. خلاصه‌یی از نتایج طراحی اتصال پیشنهادی.

مدل	t (mm)	$Z_{x,fuze}$ (cm^3)	M_f (kN.m)	M_{pe} (kN.m)	M_f/M_{pe}	M_{pr} (kN.m)
P۱۲	۱۲	۴۳۵/۴۰	۱۸۸/۳۸	۱۸۹/۶۸	۰/۹۹	۱۴۴/۲۰
P۱۵	۱۵	۵۲۴/۶۵	۲۲۷/۰۰	۱۸۹/۶۸	۱/۱۹	۱۷۳/۷۶

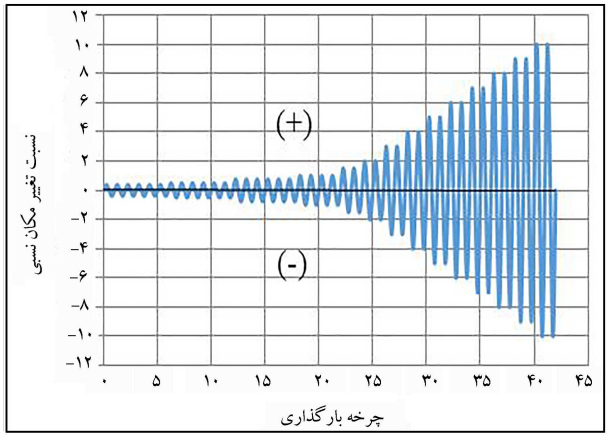
t: ضخامت ورق فیوز بال تیر

$Z_{x,fuze}$: اساس مقطع خمیری فیوز

M_f: بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون

M_{pe}: لنگر خمیری تیر بر حسب تنش تسلیم مورد انتظار

M_{pr}: بیشینه‌ی لنگر خمشی خمیری در محل تشکیل فیوز



شکل ۷. تاریخچه‌ی بارگذاری FEMA-۳۵۰.[۳۲]

نیاز در بر ستون به لنگر قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار، کوچک‌تر از ۱ بوده است. در نتیجه، در نمونه‌های اول و دوم (نمونه‌ی اول پس از تعویض ورق‌های فیوز)، به بررسی رفتار چرخه‌یی اتصال پیشنهادی همراه با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر پرداخته شده است. از آن‌جایی که انتظار می‌رود به دلیل کمانش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر، اتصال پیشنهادی به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی نرسد؛ در این راستا در نمونه‌های سوم و چهارم (نمونه‌ی سوم پس از تعویض ورق‌های فیوز) به بررسی آزمایشگاهی اتصال مذکور با ضخامت ورق فیوز بال تیر برابر با ۱۵ میلی‌متر پرداخته شده است. در مدل اخیر، نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز در بر ستون به لنگر خمیری قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار فراتر از ۱ بوده است. اما با توجه به عدم انتقال کامل لنگر از تیر به ستون، به دلیل کمانش ورق‌های فیوز بال تیر قبل از رسیدن به ظرفیت خود، انتظار می‌رود که قابلیت تعویض‌پذیری در مدل مذکور نیز برقرار باشد. در جدول ۴، خلاصه‌یی از نتایج طراحی ارائه شده است.

۱.۷. نمونه‌ی P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲

در نمونه‌ی P۱۲-۰۱، در پایان تغییرمکان‌های نسبی ۰/۳۷۵، ۰/۵۰ و ۰/۷۵ درصد، هیچ‌گونه کمانش موضعی، سُرخوردگی و جدا شدگی در ورق‌های فیوز مشاهده نشده است. همچنین در مراحل اخیر، شکست در جوش‌های اتصال، پیچش در تیر و کمانش موضعی در هیچ‌یک از قسمت‌های تیر و چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است.

در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۱٪، ورق‌های فیوز بال تیر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شدند. در این حالت، سُرخوردگی و جداشدگی در ورق‌های مذکور مشاهده نشد. همچنین ورق‌های فیوز جان تیر در حالت کشسان بوده و هیچ‌گونه کمانش موضعی در آنها مشاهده نشده است. این حالت تا انتهای چرخه‌ی چهارم نسبت تغییرمکان نسبی ۱٪ ادامه یافته است.

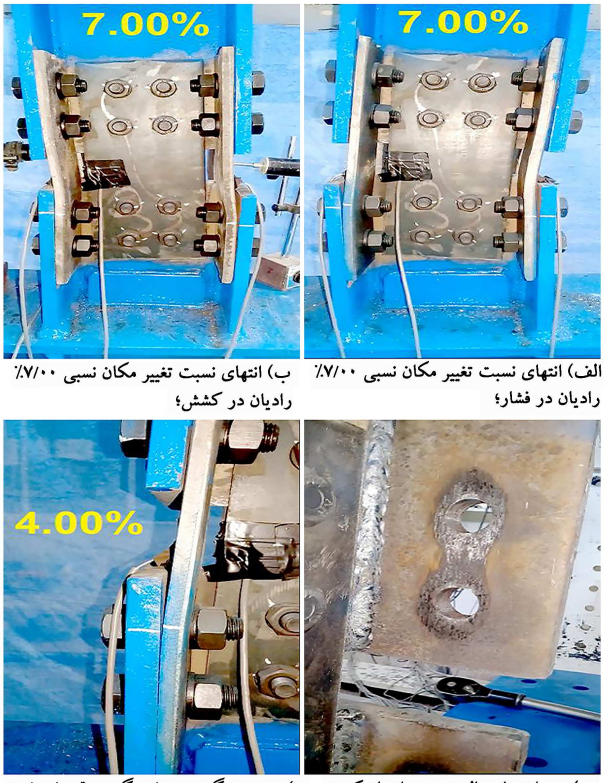
در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪، به میزان ۰/۵ میلی‌متر سُرخوردگی در ورق‌های فیوز بال تیر مشاهده شد. همچنین میزان کرنش‌های خمیری نیز در ورق‌های اخیر به صورت افزایشی بوده است.

از نسبت تغییرمکان نسبی ۲ الی ۷ درصد، میزان کرنش‌های خمیری ایجاد شده در ورق‌های فیوز بال تیر افزایشی بوده است، که این موضوع در تغییرشکل آنها نیز کاملاً مشاهده می‌شود. همچنین میزان سُرخوردگی میان ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر با افزایش تغییرمکان، افزایش داشته است؛ به نحوی که در انتهای نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، میزان سُرخوردگی مذکور به ۵ میلی‌متر افزایش یافته است. با توجه به اطلاعات به دست آمده از کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق‌های فیوز جان تیر، این ورق‌ها در انتهای نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین در انتهای بارگذاری، هیچ‌گونه شکست در جوش‌های اتصال تیر به ستون و جوش‌های اتصال بال به جان تیر و ستون و نیز تغییرشکل‌های فرا کشسان در چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است. پس از باز کردن ورق‌های فیوز بال تیر، سوراخ‌های تعبیه شده بر روی آنها، کمی دچار تغییرشکل شده و آثار سُرخوردگی ورق‌ها بر روی یکدیگر کاملاً مشهود بوده است. این در حالی است که تغییری در سوراخ‌های موجود بر روی بال‌های تیر در طی فرایند بارگذاری مشاهده نشده است. این امر نشان می‌دهد که تعویض‌پذیری اتصال مقدور بوده و به همین سبب با تعویض فقط ورق‌های فیوز بال تیر، مجدداً آزمایش تکرار شده است. عملکرد نمونه‌ی P۱۲-۰۲ نیز بسیار مشابه با نمونه‌ی P۱۲-۰۱ بوده و با تعویض ورق‌های فیوز، مجدداً تغییرشکل‌های خمیری در ورق‌های فیوز بال تیر تشکیل و با افزایش میزان نسبت تغییرمکان نسبی، میزان کمانش و تغییرشکل ایجاد شده در ورق‌های فیوز بال تیر تشدید شده است. در پایان نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، تیر و ستون در حالت کشسان باقی ماندند و هیچ‌گونه شکست در جوش‌های اتصال و تغییرشکل در چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است. میزان سُرخوردگی بین ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر نیز در نمونه‌ی اخیر از ۰/۵ میلی‌متر در نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ آغاز شده و در نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪ به میزان ۸ میلی‌متر رسیده است. میزان سُرخوردگی در تمامی چرخه‌های بارگذاری، که در دو نمونه تقریباً یکسان بوده، در جدول ۵ ارائه شده است.

در انتهای بارگذاری و با بازکردن ورق‌های فیوز بال تیر، سوراخ‌های تعبیه شده بر

جدول ۵. میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲.

میزان سر خوردگی (mm)	نسبت تغییرمکان نسبی (٪)
۰/۵۰	۱/۵
۱/۰۰	۲
۱/۵۰	۳
۲/۰۰	۴
۲/۵۰	۵
۳/۵۰	۶
۵/۰۰	۷
۵/۵۰	۸
۸/۰۰	۹



الف) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۷/۰۰٪ رادیان در فشار؛

ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۷/۰۰٪ رادیان در کشش؛

ج) سوراخ های بال تیر پس از باز کردن ورق های فیوز بال؛

د) سرخوردگی و جداشدگی ورق های فیوز بال تیر.

شکل ۸. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۲-۰۱.

روی آنها دچار تغییرشکل شده و آثار سُر خوردگی ورق‌ها در یکدیگر کاملاً مشهود بوده است. با وجود این، سوراخ‌های موجود بر روی بال و جان تیر تقریباً بدون تغییر باقی مانده‌اند؛ که این موضوع تأییدی برکنترل صحیح مقاومت اتکایی ورق‌های اتصال در فرایند طراحی بوده است. همچنین با توجه به نتایج ثبت شده توسط کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق‌های فیوز جان تیر، ورق‌های مذکور در پایان بارگذاری در حالت کشسان بوده و تغییرشکلی در سوراخ‌های موجود بر روی آنها ایجاد نشده است. شایان ذکر است که سوراخ‌های تعبیه شده بر روی بال‌ها و جان تیر در انتهای آزمایش بدون تغییر باقی مانده و مجدداً امکان تعویض ورق‌های فیوز و بهره‌برداری از اتصال پیشنهادی وجود داشته است. در شکل‌های ۸ و ۹، به ترتیب تصاویری از نتایج آزمایش در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲ مشاهده می‌شود.

الف) سرخوردگی و جداشدگی ورق های فیوز بال؛

ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۹/۰۰٪ رادیان در کشش؛

ج) سوراخ های پیچ بر روی بال تیر در انتهای آزمایش؛

د) سوراخ های پیچ بر روی جان تیر در انتهای آزمایش.

شکل ۹. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۲-۰۲.

۲.۷. نمونه‌ی P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲

با توجه به توضیحات مطرح شده در ابتدای مطالعه‌ی حاضر و همچنین نتایج به دست آمده از ۲ آزمایش قبل، همان‌طور که انتظار می‌رفت، به جهت کمانش ورق‌های فیوز بال تیر قبل از رسیدن به ظرفیت در نظرگرفته شده در طراحی و همچنین عدم انتقال لنگر پیش‌بینی شده به بر ستون، فراتر رفتن از حد تعیین شده در ضوابط طراحی لرزه‌یی در اتصال پیشنهادی، قاعدتاً نباید مشکلی را برای اتصال به وجود آورد. به منظور بررسی این امر در بخش حاضر به آزمایش اتصال پیشنهادی ورق‌های فیوز بال تیر با ضخامت ۱۵ میلی‌متر پرداخته شده است؛ که در نمونه‌ی اخیر، لنگر مورد نیاز در بر ستون، ۸٪ از ظرفیت خمشی تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار، بیشتر در نظر گرفته شده است.

در نمونه‌ی ذکر شده، پس از اعمال تغییرمکان‌های نسبی ۰/۳۷۵، ۰/۵۰، ۰/۷۵ و ۱ درصد رادیان، شکست در جوش‌ها اتصال، پیچش در تیر، تغییرشکل و یا سُرخوردگی و جداشدگی در ورق‌های فیوز بال تیر مشاهده نشده و تمام المان‌های اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

در انتهای چرخه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪، ورق‌های فیوز بال تیر کمی دچار تغییرشکل شده‌اند؛ که نشان‌دهنده‌ی ورود ورق‌های مذکور به ناحیه‌ی غیرخطی بوده است. همچنین در جابه‌جایی صورت گرفته، سُرخوردگی در ورق‌های فیوز بال تیر مشاهده نشده است. چشمه‌ی اتصال نیز در انتهای این مرحله از بارگذاری در حالت کشسان بوده و تغییرشکلی در آن مشاهده نشده است.

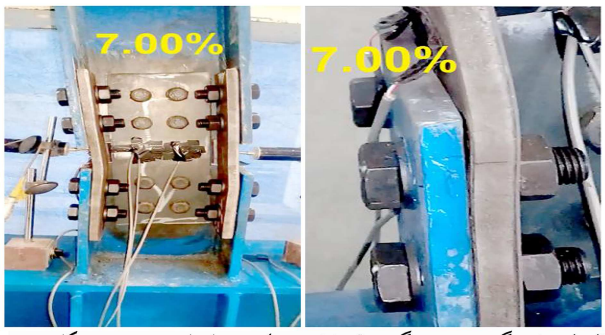
در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۲٪، سُرخوردگی در حدود ۰/۵۰ میلی‌متر در ورق‌های فیوز بال تیر مشاهده شده و این میزان با افزایش نسبت تغییرمکان

نسبی افزایش یافته است، به نحوی که در پایان نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، در حدود ۴ میلی‌مترگزارش شده است؛که در مقایسه با مدل P۱۲-۰۱، ۲۰٪ کاهش داشته است.

تا پایان نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، هیچ‌گونه شکست، پیچش و تغییرشکل در تیر و ستون مشاهده نشده است. همچنین ورق‌های فیوز جان تیر نیز در انتهای بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده‌اند. میزان کمانش ورق‌های فیوز بال تیر با افزایش میزان تغییرمکان، تشدید یافته و جداشدگی آنها از سطح بال تیر نیز محسوس‌تر بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از جابه‌جایی‌سنج نصب شده بر روی جان تیر، جابه‌جایی خارج از صفحه‌ی آن در حدود صفر بوده است. پس از بازکردن فیوزهای بال تیر، سوراخ پیچ‌های موجود بر روی آن با اندکی تغییرشکل روبه‌رو بوده است؛ با وجود این، عدم تغییرشکل سوراخ‌های موجود در بال تیر، امکان تعویض‌پذیری اتصال را مقدور ساخته است. در این راستا، در آزمایش بعد ورق‌های فیوز بال تیر تعویض و بارگذاری مجدداً تا نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪ در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ اعمال شده است. در مدل اخیر، نیز سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۲٪ رخ داده و مقدار آن در حدود ۰/۵۰ میلی‌مترگزارش شده است. در چرخه‌های نسبت تغییرمکان نسبی ۳ الی ۹ درصد، فقط میزان کمانش موضعی ورق‌های فیوز بال تیر تشدید یافته است، که تبع آن جداشدگی ورق‌های فیوز بال تیر از سطح بال تیر نیز با افزایش روبه‌رو بوده است؛ با وجود این، هیچ‌گونه پارگی در آنها مشاهده نشده است. میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر با افزایش نسبت تغییرمکان نسبی، افزایش یافته و در انتهای چرخه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪ به حدود ۶/۵ میلی‌متر رسیده است؛ که این میزان در مقایسه با نمونه‌ی P۱۲-۰۲، ۱۸/۷۵٪ کاهش داشته است. همچنین هیچ‌گونه شکست در جوش اتصال تیر به ستون، جوش اتصال بال به جان تیر و یا ستون مشاهده نشده و تمامی المان‌های اتصال، از جمله ورق‌های فیوز جان تیر و چشمه‌ی اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند. پس از اتمام فرایند آزمایش و بازکردن ورق‌های فیوز، سوراخ‌های تعبیه شده بر روی ورق‌های فیوز بال تیر دچار تغییرشکل شده و آثار سُرخوردگی ورق‌ها بر روی یکدیگر نیز مانند نمونه‌ی قبل کاملاً قابل مشاهده بوده است؛ در حالی که سوراخ‌های روی بال‌ها و جان تیر و سوراخ ورق‌های فیوز جان تیر بدون تغییر باقی مانده‌اند. این امر نشان می‌دهد که با تعویض تنها ورق‌های فیوز بال تیر، مجدداً اتصال قابل بهره‌برداری خواهد بود، که این موضوع می‌تواند جزء مزایای اتصال پیشنهادی در نظر گرفته شود. در جدول ۶، میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال نسبت به سطح بال تیر در مراحل مختلف بارگذاری ارائه شده است. با توجه به نزدیک بودن میزان سُرخوردگی در هر دو نمونه‌ی P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲، از تکرار آن اجتناب شده است. در ادامه، در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب تصاویری از مراحل آزمایش در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲ مشاهده می‌شود.

جدول ۶. میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲.

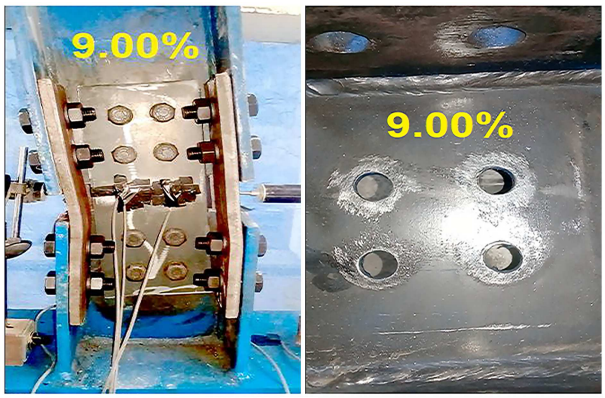
میزان سر خوردگی (mm)	نسبت تغییرمکان نسبی (٪)
۰/۵۰	۲
۱/۵۰	۳
۲/۰۰	۴
۲/۵۰	۵
۳/۰۰	۶
۴/۰۰	۷
۵/۵۰	۸
۶/۵۰	۹



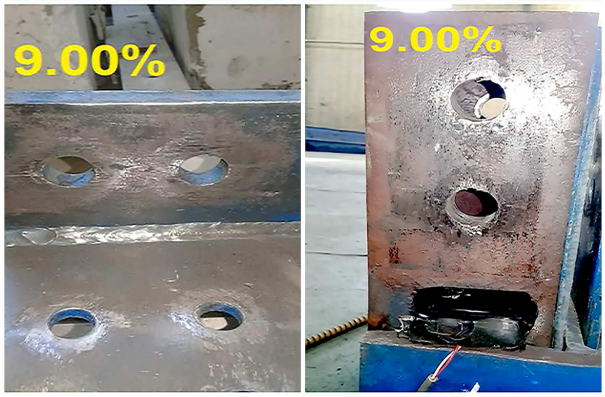
الف) جدا شدگی و سرخوردگی ورق ها فیوز بال تیر در ۷٪ رادیان؛ ب) چرخه انتهایی نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪ رادیان؛

ج) سوراخ های ورق های فیوز بال تیر در ۷٪ رادیان؛ د) سوراخ های بال تیر پس از باز کردن ورق های فیوز بال.

شکل ۱۰. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۵-۰۱.

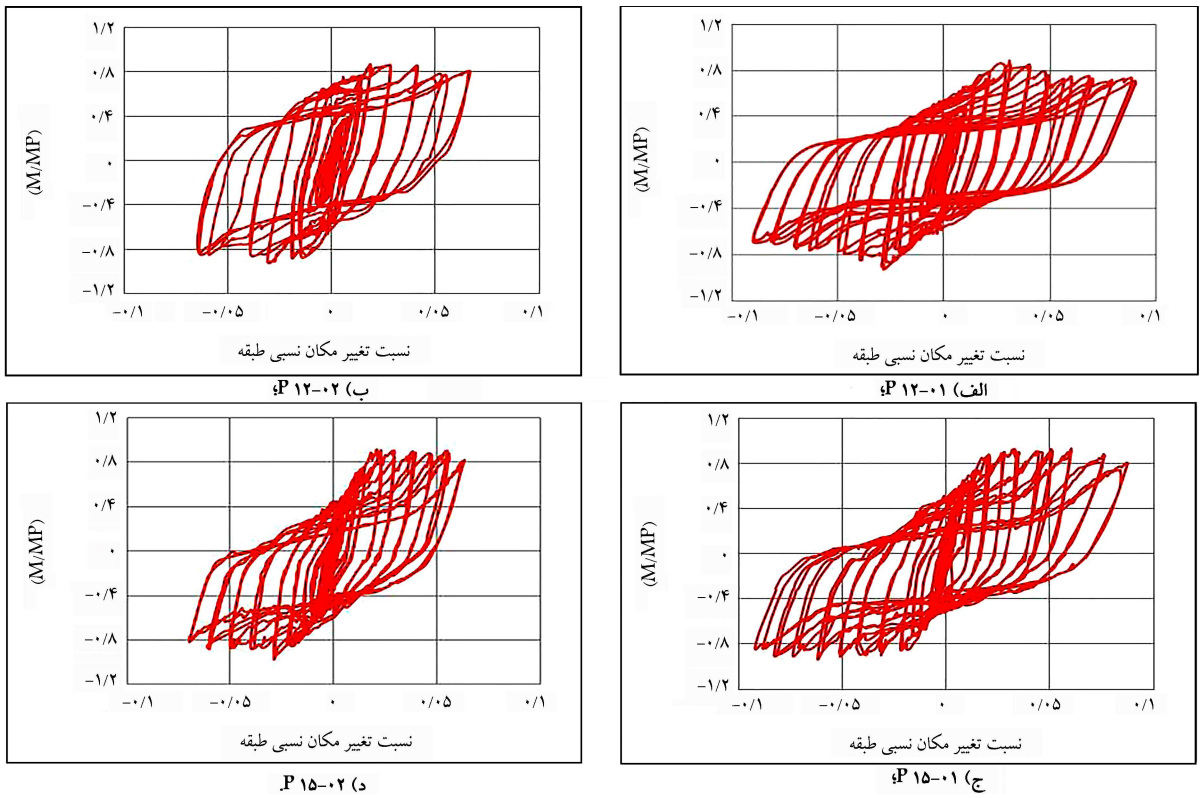


الف) سوراخ های جان تیر در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ ؛ ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ رادیان در کشش؛



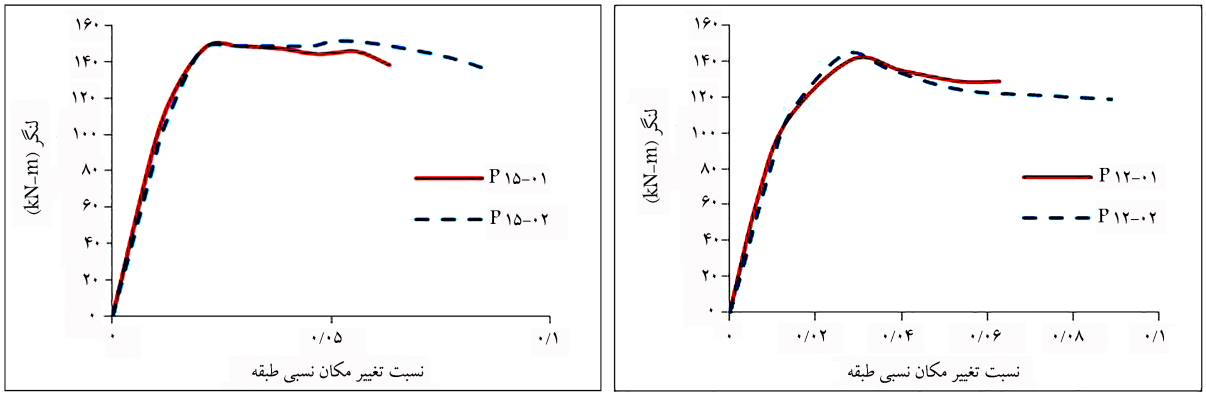
ج) سوراخ های ورق فیوز بال تیر در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ ؛ د) سوراخ های بال تیر درنسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ .

شکل ۱۱. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۵-۰۲.



الف) P۱۲-۰۱؛ ب) P۱۲-۰۲؛ ج) P۱۵-۰۱؛ د) P۱۵-۰۲.

شکل ۱۲. نمودارهای چرخه‌یی نمونه‌های P۱۲ و P۱۵.



شکل ۱۳. نمودار عملکرد نمونه‌ها.

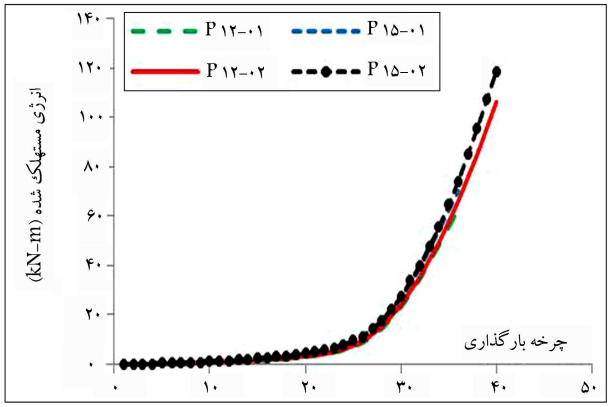
در شکل ۱۲، نیز نمودارهای چرخه‌یی حاصل از بارگذاری چرخه‌یی مشاهده می‌شود، که در آنها محور قائم، نسبت لنگر به دست آمده در برستون (M) به لنگر خمیری اسمی مقطع تیر (M_p) و محور افقی، نسبت تغییرمکان نسبی طبقه را نشان می‌دهند.

همان‌طورکه در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، نمودارهای چرخه‌یی تمامی نمونه‌ها متقارن است و باریک‌شدگی چرخه‌ها به دلیل کمانش ورق‌های فیوز بال تیر و سُرخوردگی آنها، در تمامی نمودارها مشاهده می‌شود. همچنین این امر موجب شده است که اتصال پیشنهادی به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی دست پیدا نکند. در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲، پس از اعمال نسبت تغییرمکان نسبی ۰/۰۵ رادیان، افت مقاومت در نمونه‌ها مشاهده شده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲، افت مقاومت در نسبت تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان رخ داده است. در نتیجه، افزایش ظرفیت خمشی فیوز، موجب تأخیر در افت مقاومت خمشی اتصال شده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تأخیر در کمانش و همچنین کاهش در تغییرشکل ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های P۱۵ نسبت به نمونه‌های P۱۲ باشد.

در نمونه‌های P۱۲-۰۲ و P۱۵-۰۲، نسبت M/M_p در نسبت تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ رادیان، به ترتیب برابر با ۰/۸۳ و ۰/۸۸ بوده است؛ که مطابق با ضوابط طراحی لرزه‌یی اتصال‌های گیردار، به دلیل فراتر بودن این نسبت از ۰/۸۰، استفاده از اتصال‌های مذکور در قاب‌های خمشی ویژه بلامانع بوده است. شایان ذکر است که با توجه به نزدیک بودن نسبت M/M_p در هر دو نمونه‌ی P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲ به نسبت ۰/۸۰، پیشنهاد می‌شود که در طراحی اتصال نسبت M_f به M_{p-beam} فراتر از ۱ در نظر گرفته شود. این مقدار در بخش مطالعات عددی بررسی شده است. در ادامه، نمودارهای عملکرد اتصال‌های مذکور در شکل ۱۳

جدول ۷. نتایج به دست آمده از نمودارهای پوش و دوخطی.

نمونه	K_e $(MN-m)$	M_u $(kN-m)$	M_f $(kN-m)$	M_p $(kN-m)$	M_u/M_f
P۱۲-۰۱	۹/۷۵	۱۴۰/۷۲	۱۷۹/۵۴	۱۶۴/۹۰	۰/۷۸
P۱۲-۰۲	۸/۹۱	۱۴۲/۳۵	۱۷۹/۵۴	۱۶۴/۹۰	۰/۷۹
P۱۵-۰۱	۹/۹۳	۱۴۸/۸۲	۲۰۴/۱۵	۱۶۴/۹۰	۰/۷۲
P۱۵-۰۲	۹/۳۲	۱۴۸/۶۱	۲۰۴/۱۵	۱۶۴/۹۰	۰/۷۲



شکل ۱۴. منحنی جذب تجمعی انرژی در نمونه‌های آزمایش.

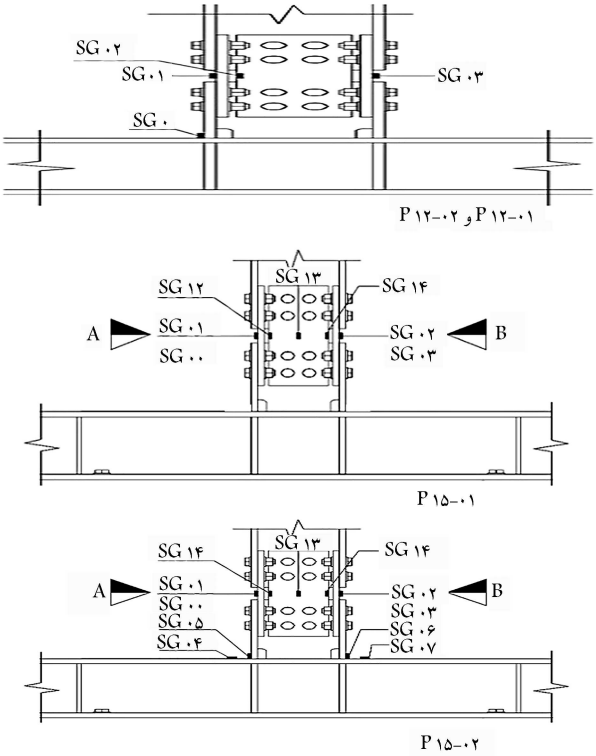
مشاهده می‌شود و نتایج مستخرج از آن در جدول ۵ ارائه شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از جدول ۷، در مدل P۱۲ که ضابطه‌ی مطرح شده در طراحی لرزه‌یی ($M_f/M_{pe} < ۱$) در آن برقرار بوده است، نسبت ظرفیت خمشی اتصال (M_u) به بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون (M_f) در حدود ۰/۷۸ به دست آمده است. این در حالی است که این نسبت برای مدل P۱۵، که در آن ضابطه‌ی $M_f/M_{pe} > ۱$ برقرار بوده است، در حدود ۰/۷۲ گزارش شده است. این امر نشان می‌دهد که عدم رعایت ضابطه‌ی آیین‌نامه در طراحی لرزه‌یی اتصال‌ها، منجر به اختلاف بیشتر بین ظرفیت خمشی اتصال و بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون خواهد شد. به بیان دیگر، در مدل P۱۲ به واسطه‌ی داشتن اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری، در حدود ۲۲٪ از ظرفیت فیوز، به واسطه‌ی کمانش آنها از دست رفته است. این عدد در مدل P۱۵ به ۲۸٪ افزایش یافته است.

همچنین در نتایج نشان داده است که با افزایش ۲۰ درصدی ظرفیت خمشی فیوز، ظرفیت خمشی اتصال ۵/۶٪ افزایش داشته است؛ که کم بودن تغییر اخیر را می‌توان ناشی از بیشتر بودن تنش تسلیم ورق با ضخامت ۱۲ میلی‌متری نسبت به ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متری دانست (اختلاف در حدود ۱۶٪).

همان طورکه در جدول ۷ مشاهده می‌شود، میزان سختی اتصال پس از تعویض فیوز در مدل‌های P۱۲ و P۱۵ به ترتیب با کاهش ۸/۶۱ و ۶/۱۴ درصدی روبه‌رو بوده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تغییرشکل ناچیز سوراخ‌های بال و جان تیر و همچنین تغییر در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های به وجود آمده باشد. در مورد ظرفیت خمشی اتصال، نیز تعویض فیوز نتوانسته است تأثیر چندانی در آن داشته باشد.

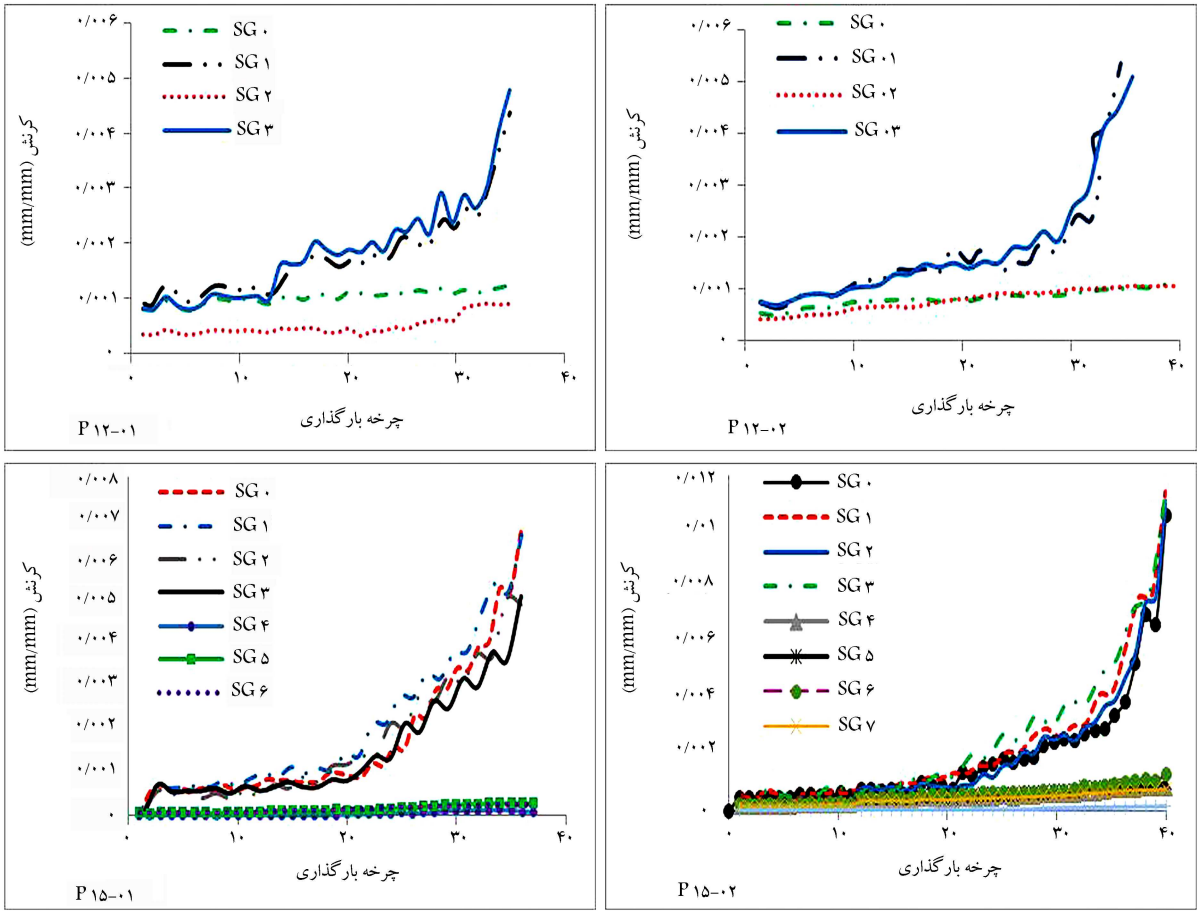
جذب انرژی توسط اتصال، یکی از پارامترهای مهم لرزه‌یی در عملکرد اتصال تحت بارگذاری چرخه‌یی به حساب می‌آید و مقدار آن برابر با مساحت زیر نمودار لنگر ـ دوران در هر چرخه‌ی بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۱۴، انرژی تجمعی مستهلک شده توسط نمونه‌ها مشاهده می‌شود.



شکل ۱۵. محل نصب کرنش‌سنج‌ها.

مطابق شکل ۱۴، میزان جذب انرژی نمونه‌های P۱۲ و P۱۵ با تعویض فیوز تغییر چندانی نداشته است. همچنین بیشینه‌ی میزان جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P۱۵-۰۱ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۱، ۱۲/۱۳٪ بیشتر بوده است. این مقدار افزایش در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۲ در نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ برابر با ۱۲/۱۶٪ به دست آمده است. بنابراین اختلاف جذب انرژی پس از تعویض فیوزها نیز در دو مدل مذکور در نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ ثابت باقی مانده است. همچنین بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۲ در نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، با افزایش ۱۱/۷۶٪ همراه بوده است. در نتیجه، با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، میزان اختلاف جذب انرژی تجمعی در دو نمونه‌ی مذکور با کاهش روبرو بوده است. شایان ذکر است که با افزایش حدود ۱۳ درصدی ظرفیت خمشی فیوز (استفاده از ورق فیوز ۱۵ میلی‌متر به جای ورق ۱۲ میلی‌متر در بال تیر)، میزان بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی به میزان ۱۲٪ افزایش یافته است.

به منظور بررسی رفتار خطی یا غیرخطی المان‌های اتصال در طی فرایند بارگذاری از کرنش‌سنج‌هایی در نقاط مختلف نمونه‌ها استفاده شده است. در شکل ۱۵، محل نصب کرنش‌سنج‌ها و همچنین در شکل ۱۶، نتایج به دست آمده از



شکل ۱۶. نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌ها.

کرنش‌سنج‌ها بر روی نمودارهایی که محور قائم آن میزان کرنش و محور افقی آن چرخه‌های بارگذاری است، مشاهده می‌شوند.

در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲، کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق فیوز جان تیر و همچنین محل اتصال تیر به ستون، کرنش‌هایی کمتر از ۰/۰۰۱ داشته‌اند؛ که نشان‌دهنده‌ی رفتارکشسان المان‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده ازکرنش‌سنج‌ها، زمانی که رفتار المان‌های اتصال خطی بوده است، کرنش‌های به وجود آمده در ورق‌های فیوز بال و در محل اتصال تیر به ستون تقریباً با یکدیگر برابر بوده است؛ که این امر نشان می‌دهد انتقال کامل نیرو از ورق‌های فیوز بال تیر به محل اتصال تیر به ستون، در چرخه‌های ابتدایی بارگذاری بوده است. با ادامه‌ی فرایند بارگذاری و ایجاد تنش‌های بیشتر در ورق‌های فیوز بال تیر و ورود آنها به ناحیه‌ی غیرخطی، کرنش ایجاد شده در ناحیه‌ی اتصال تقریباً روال ثابتی را داشته و در انتهای بارگذاری، کرنش‌هایی را در حد کشسان تحمل کرده است. این حالت در مدل‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲ نیز به همین منوال مشاهده شده است. با توجه به این موضوع که کرنش‌های به وجود آمده در ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های مختلف تقریباً نزدیک به یکدیگر بوده‌اند، می‌توان این امر را دلیل متقارن بودن منحنی‌های چرخه‌یی و همچنین عدم وجود پیچش در تیر دانست.

با توجه به این‌که در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲، رفتار ورق‌های فیوز جان در حالت کشسان بوده است، به منظور بررسی‌های بیشتر و اطمینان از رفتار خطی آنها، در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲، کرنش‌سنج‌ها در هر سه قسمت فوقانی، میانی و تحتانی قرار داده شدند، که نتایج به دست آمده از آنها نیز نشان‌دهنده‌ی رفتار خطی ورق‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است.

جدول ۸. مقادیر بیشینه‌ی کرنش ثبت شده در نمونه‌ها.

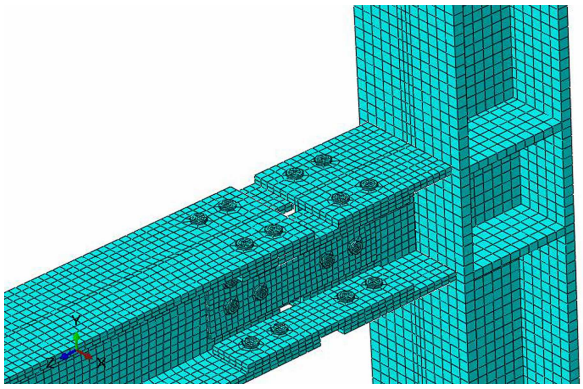
نمونه	P۱۲-۰۱	P۱۲-۰۲	P۱۵-۰۱	P۱۵-۰۲
بیشترین کرنش	۰/۰۰۴۷۸۵	۰/۰۰۵۳۵	۰/۰۰۶۶۹۵	۰/۰۱۱۳۶۸

همچنین نتایج به دست آمده ازکرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی بال ستون نیز نشان‌دهنده‌ی رفتارکشسان ستون در ناحیه‌ی اتصال در طول فرایند بارگذاری در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ بوده است.

شایان ذکر است در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲، به دلیل تغییرشکل بیش از حد ورق‌های فیوز بال تیر، کرنش‌سنج‌ها در نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، از آنها جدا شده و نتایج دیگری ثبت نشده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲ تا پایان تغییرمکان نسبی ۹٪، نتایج ثبت شده است. بیشینه‌ی کرنش‌های ثبت شده در هر نمونه، که در ورق‌های فیوز بال تیر به وجود آمده است، در جدول ۸ ارائه شده است.

۸. توزیع تنش در اتصال

به منظور بررسی عملکرد اتصال پیشنهادی تحت بارگذاری چرخه‌یی، از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس استفاده شده است. در مدل‌سازی، تمامی اجزاء اتصال از



شکل ۱۷. مش‌بندی نمونه‌ی عددی.

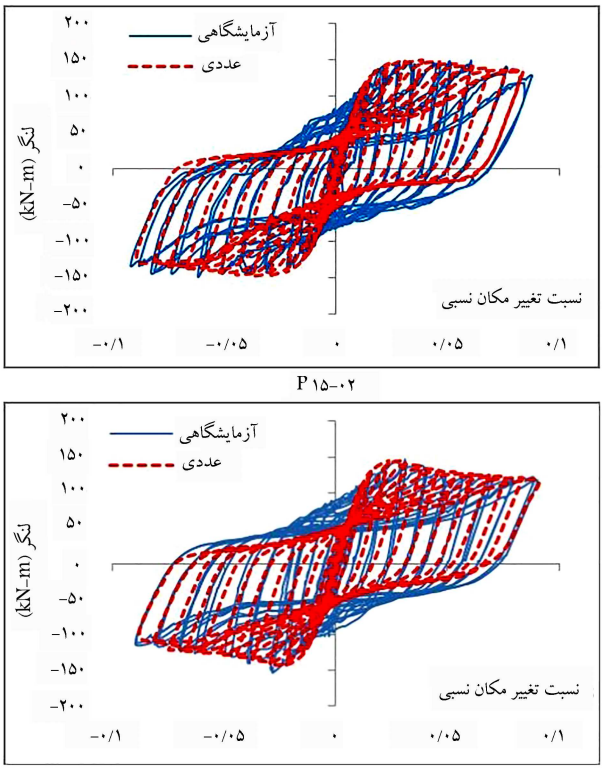
جدول ۹. مقایسه‌ی نتایج مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی.

P۱۲ − ۰۲	K_e (kN/m)	M_u (kN − m)	θ_u (rad٪)	جذب انرژی (kN − m)
آزمایشگاهی	۷/۸۳	۱۴۲/۳۵	۲/۶۷	۱۰/۲۴
عددی	۷/۹۲	۱۴۴/۵۶	۲/۳۳	۹/۹۹
اختلاف (٪)	۱/۱۳	۱/۵۲	۰/۱۲	۲/۴۴
P۱۵ − ۰۲				
آزمایشگاهی	۹/۵۲	۱۴۸/۶۱	۳/۴۱	۱۱/۵۶
عددی	۹/۸۳	۱۴۹/۰۸	۳/۸۵	۱۰/۷۳
اختلاف (٪)	۳/۱۵	۰/۳۱۵	۰/۱۱	۷/۱۸

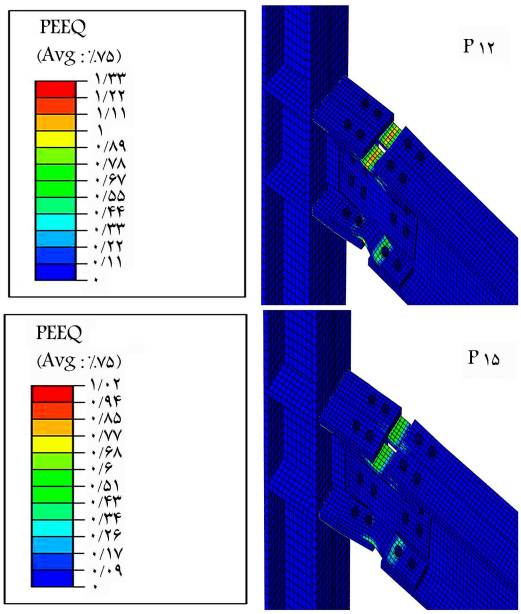
المان‌های توپُر ۸ گره‌یی (Solid) استفاده شده است. همچنین در قسمت‌هایی که جوش شیاری با نفوذ کامل مدنظر بوده است، المان‌های مورد نظر به کمک دستورهای merge و tie با یکدیگر ادغام شده‌اند، تا بتواند عملکرد آن را کاملاً شبیه‌سازی کنند. در بین سطوحی از اتصال که با یکدیگر در تماس بودند، دستور Hard Contact به منظور اجتناب از در هم رفتن المان‌ها استفاده شده است. ضریب اصطکاک بین سطوح نیز برابر با ۰/۳۰ در نظر گرفته شده است. نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها از نوع Bolt load و در صفحه‌یی عمود بر امتداد محور طولی پیچ، واقع در فاصله‌ی میانی بین گل پیچ و مهره، اعمال شده است. به منظور جلوگیری از کمانش پیچشی ـ جانبی تیر، در محل قرارگیری مهارهای جانبی در نمونه‌های آزمایش، از تکیه‌گاه‌های فرضی در راستای عمود بر محور طولی تیر استفاده شده است. همچنین در دو انتهای ستون، مؤلفه‌های تحمل لنگر صفر در نظر گرفته شده‌اند، تا شرایط مفصلی بودن تکیه‌گاه‌های استفاده شده در آزمایش را شبیه‌سازی کنند. به منظور تحلیل مدل‌های عددی در نرم‌افزار از روش تحلیل ضمنی (Explicit) استفاده شده است. در شکل ۱۷، نحوه‌ی مش‌بندی مدل مشاهده می‌شود.

در بخش حاضر، با توجه به مشخصات و ویژگی‌های نمونه‌های آزمایشگاهی، به مدل‌سازی مدل‌های عددی در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس پرداخته شده است. سپس نتایج به دست آمده از نمونه‌های آزمایشگاهی (P۱۲-۰۲ و P۱۵-۰۲) و عددی با یکدیگر مقایسه و میزان اختلاف آنها با یکدیگر تعیین شده است. در شکل ۱۸، منحنی‌های چرخه‌یی حاصل از مدل‌سازی عددی و نمونه‌ی آزمایش بر روی یک نمودار مشاهده می‌شوند.

همان‌طورکه در جدول ۹ مشاهده می‌شود، مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی، مطابقت مناسبی داشته است. در مدل P۱۲-۰۲، میانگین اختلاف برابر با ۱/۳۰٪



شکل ۱۸. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۱۹. توزیع کرنش خمیری معادل در نمونه‌های P۱۲ و P۱۵.

و در مدل P۱۵-۰۲، برابر با ۲/۶۸٪ به دست آمده است. دلایل این اختلاف می‌تواند استفاده از دستور Tie و merge به جای استفاده از جوش، تفاوت در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها، خطا در نتایج گزارش شده در آزمایش کشش مصالح، اختلاف بین ضرایب اصطکاک سطوح و ... در مدل‌سازی عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی باشد. در شکل ۱۹، توزیع کرنش خمیری معادل برای نمونه‌های P۱۲ و P۱۵ مشاهده می‌شود.

۹. نتایج

در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی آزمایشگاهی عملکرد اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. فرایند انجام آزمایش به نحوی بوده است که پس از بارگذاری نمونه‌ها تا تغییرمکان ۷٪، ورق‌های فیوز تعویض شده و مجدداً نمونه‌ها تا نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. نتایج مطالعه‌ی حاضر به این شرح است:

۱- نتایج آزمایش‌ها نشان داد که اتصال پیشنهادی پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی، قابلیت تعویض‌پذیری داشته و مفصل خمیری در قسمت از پیش تعیین شده تشکیل شده است. همچنین تیر و ستون پس از بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

۲. کمانش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب شده است که نتوان از ۲۲٪ از ظرفیت خمشی فیوز استفاده کرد. در این راستا، افزایش ۲۰ درصدی ظرفیت خمشی فیوز پیشنهاد شده است، که در این حالت نیز ظرفیت خمشی اتصال فقط با افزایش ۵/۶ درصدی همراه بوده است. این تغییرکم را می‌توان به بیشتر بودن تنش تسلیم ورق با ضخامت ۱۲ میلی‌متری نسبت به ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متری دانست (اختلاف در حدود ۱۶٪).

۳. نتایج نشان داد که با افزایش حدود ۲۰ درصدی ظرفیت خمشی فیوز (استفاده از ورق فیوز ۱۵ میلی‌متر به جای ورق ۱۲ میلی‌متر در بال تیر)، میزان بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی به میزان ۱۲٪ افزایش یافته است.

۴. با توجه به نتایج به دست آمده از منحنی‌های عملکرد اتصال، میزان سختی کشسان اتصال پس از تعویض ورق‌های فیوز در مدل‌های P۱۲ و P۱۵ به ترتیب با کاهش ۸/۶۱ و ۶/۱۴ درصدی روبرو بوده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تغییرشکل ناچیز سوراخ‌های بال و جان تیر و همچنین تغییر در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها به وجود آمده باشد.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه سمنان برای آزمایش نمونه‌ها و همچنین شرکت ایران توحید جهت تأمین پیچ، مهره، واشر و شرکت دانا فولاد سمنان جهت ساخت نمونه‌ها فولادی، تشکر و قدردانی می‌شود.

پانوشت‌ها

1. Northridge
2. He
3. Richard
4. Kanyilmaz
5. Zhang
6. Lan
7. *Ozkiliç*
8. Topkaya
9. Lu
10. Gowda

منابع (References)

1. AISC 358-16., 2016. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, Illinois.
2. Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A., 2006. A moment resisting connection for earthquake resistant structures. *J. Constr. Steel Res*, *62*(3), pp.295-302. http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.07.011.
3. Mirghaderi, S.R., Torabian, Sh. and Imanpour, A., 2010. Seismic performance of the accordion-web RBS connection. *J. Constr. Steel Res*, *66*(2), pp.277-288. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.09.007.
4. Hedayat, A.A., Saffari, H. and Eghbali, A., 2011. Behaviour of steel reduced beam web (RBW) connections with drilled voids. *Proceedings of the 5th Symposium on Advances in Science and Technology*, Mashhad, Iran.
5. Vetr, M.GH., Miri, M. and Haddad, A., 2012. Seismic behavior of a new reduced beam section connection by drilled holes arrangement (RBS_DHA) on the beam flanges through experimental studies. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
6. Chen, Ch.Ch. and Lin, Ch.Ch., 2013. Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges. *J. Engineering Structures*, *48*, pp.588-601. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.003.
7. Sofias, C.E., Kalfas, C.N. and Pachoumis, D.T., 2014. Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading. *J. Engineering Structures*, *59*, pp.320-329. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.010.
8. Morrison, M., Schweizer, D. and Hassan, T., 2015. An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections. *J. Constr. Steel Res*, *109*, pp.34-46. http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.02.010.
9. Tahamouli Roudsari, M., Jamshidi, K.H. and Mohebi Zangeneh, M., 2016. Experimental and numerical investigation of IPE reduced beam sections with diagonal web stiffeners. *J. Earthquake Engineering*, *22*(4), pp.533-552. https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1234422.
10. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, Sh., 2017. Double reduced beam section con-

nection. *J. Constr. Steel Res.*, *138*, pp.283-297. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.013.

11. Zahrai, S.M., Mirghaderi, S.R. and Saleh, A., 2017. Tubular web reduced beam section (TW-RBS) connection, a numerical and experimental study and result comparison. *Steel and Composite Structure*, *23*(5), pp.571-583. https://dx.doi.org/10.12989/scs.2017.23.5.571.
12. Roudsari Tahamouli, M., Jamshidi, H. and Moradi, S.H., 2018. Experimental and numerical assessment of reduced IPE beam sections connections with box-stiffener. *International Journal of Steel Structures*, *18*, pp.255-263. http://dx.doi.org/10.1007/s13296-018-0319-0.
13. He, X., Chen, Y., Eatherton, R. and et al., 2018. Experimental evaluation of replaceable energy dissipation connection for moment-resisting composite steel frames. *J. Struct. Eng*, *144*(6), p.04018042. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002028.
14. Soltanabadi, R. and Behnamfar, F., 2018. Experimental studies on a combined damper for repairable steel moment connections. *International Journal of Steel Structures*, *18*(1), pp.211-224. http://dx.doi.org/10.1007/s13296-018-0317-2.
15. Garoosi, A.R., Tahamouliroudsari, M. and Hosseini Hashemi, B., 2018. Experimental evaluation of rigid connection with reduced section and replaceable fuse. *Structures*, *16*, pp.390-404. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.11.010.
16. Garoosi, A.R., Tahamouliroudsari, M. and Hosseini Hashemi, B., 2020. Experimental and numerical evaluation of rigid connection with reduced depth section. *Steel and Composite Structure*, **34**(6), pp.863-875. https://doi.org/10.12989/scs.2020.34.6.863.
17. Richard, P.W., 2019. A repairable connection for earthquake-resisting moment frames. *Proceedings of the 14th Nordic Steel Construction Conference*, Copenhagen, Denmark. http://dx.doi.org/10.1002/stco.201900015.
18. Kanyilmaz, A., Muhaxheri, M. and Castiglioni, C.A., 2019. Influence of repairable bolted dissipative beam splices (structural fuses) on reducing the seismic vulnerability of steel-concrete composite frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *119*, pp.281-298. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.01.007.
19. Wang, M., Dong, K. and Liu, M., 2020. Damage control mechanism and seismic performance of a steel moment connection with replaceable low-yield-point steel double T-stub fuses. *Thin-Walled Structures*, **157**, p.107143. https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.107143.
20. Wang, M., Zhang, Ch., Sun, Y. and et al., 2022. Seismic performance of steel frame with replaceable low yield point steel connection components and the effect of structural fuses. *J. Building Engineering*, *47*, p.103862.
21. Zhang, H., Su, M., Lian, M. and et al., 2020. Experimental and numerical study on the seismic behavior of high-strength steel framed-tube structures with end-plate-connected replaceable shear links. *Engineering Structures*, *223*, p.111172. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111172.
22. Lan, T., Li, R., Jiang, Z. and et al., 2020. Experimental study of earthquake-resilient prefabricated opening-web steel channel beam-column joint with double FCPs. *J. Constr. Steel Res*, **175**, p.106356. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106356.
23. Ozkılıç, Y.O., 2020. A new replaceable fuse for moment resisting frames: Replaceable bolted reduced beam section connections. *Steel and Composite Structure*, *35*(3), pp.353-370. http://dx.doi.org/10.12989/scs.2020.35.3.353.
24. Ozkılıç, Y.O. and Topkaya, C., 2021. Extended end-plate connections for replaceable shear links. *Engineering Structures*, *240*, p.112385. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112385.
25. Lu, Y., Basha, S.H. and Liu, Y., 2022. Performance of steel beams with replaceable buckling restrained fuses under cyclic loading. *J. construction Steel Research*, *194*, p.107310. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107310.
26. Gowda, Ch., Kakade, A. and Swamy, R., 2022. Influence of section properties of replaceable links on energy dissipation of cantilever steel beam. *International Journal of Mechanical Engineering*, *7*(1), pp.5299-5305.
27. Hu, G., Haung, W. and Xie, H., 2020. Mechanical behavior of a replaceable energy dissipation device for precast concrete beam-column connections. *J. Constructional Steel Research*, *164*, p.105816. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105816.
28. Li, Y., Geng, F., Ding, Y. and et al., 2020. Experimental and numerical study of low-damage self-centering precast concrete frame connections with replaceable dampers. *Engineering Structures*, *220*, p.111011. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111011.
29. Bai, J., He, J., Li, Ch. and et al., 2022. An RBS-based replaceable precast concrete beam-column joint: Design approach and experimental investigation. *J. Building Engineering*, *51*, p.104212. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104212.
30. Lee, CH., Jeon, S., Kim, J. and et al., 2005. Effects of panel zone strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections. *J. Structural Engineering*, *131*(12), pp.1854-1865. tps://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12(1854).).
31. ASTM A370., 2021. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
32. FEMA-350., 2000. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.
33. Mashaly E., El-Heweity M., Abou-Elfath H. and et al., 2011. Behavior of four-bolt extended end-plate connection subjected to lateral loading. *Alexandria Engineering Journal*, *50*(1), pp.79-90. https://doi.org/10.1016/j.aej.2011.01.011.
34. Monsuori R., 2014. The infuence of gravity loads on the seismic design of RBS connections. *The Open Construction and Building Technology Journal*, *8*(1), pp.248-261. http://dx.doi.org/10.2174/1874836801408010248.

35. Abdollahzadeh Gh., Hashemi S.M., Tavakoli H. and et al., 2014. Determination of hysteretic behavior of steel end-plate beam-to-column connection with mechanical and neural network modeling. *Arabian Journal for Science and Engineering*, *39*(11), pp.7661-7671. http://dx.doi.org/10.1007/s13369-014-1348-4.

36. Grimsmo, E.L., Clausen, A.H., Langseth, M. and et al., 2015. An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel. *International Journal of Impact Engineering*, *85*, pp.132-145. https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.07.001.

37. Oh, K., Lee, K., Chen, L. and et al., 2015. Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section. *Journal of Constructional Steel Research*, *105*, pp.28-38. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.10.005.

38. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, Sh., 2017. Double reduced beam section connection. *J. Constr. Steel Res*, *138*, pp.283-297. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.013.