

# ارزیابی آزمایشگاهی و عددی اتصال خمشی نوین مرکزگرا با میراگر جاری شونده فولادی

علی ناظری گیوی<sup>۱</sup>، رضا وهدانی<sup>۲\*</sup>، محمد علی کافی<sup>۳</sup>

۱. دانشجوی دکترای مهندسی عمران - مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان
۲. استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
۳. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

Email: rvahdani@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۴۰۲/۱۲/۰۹]

تاریخ دریافت: [۱۴۰۲/۱۰/۰۶]

## چکیده

اگر چه سیستم‌های متعارف مقاوم در برابر زلزله مثل قاب خمشی و قاب مهاربندی شده پیش‌نیاز لازم برای امن بودن یک سازه را به هنگام وقوع زلزله برطرف می‌سازند، ولی این سیستم‌ها تضمینی در برابر جلوگیری از خسارات وارد شده به سازه پس از وقوع زلزله را ایجاد نمی‌کنند. به طوری که گاه تعمیر و مرمت برخی از سازه‌ها به دلیل وارد آمدن این خسارات جدی غیر اقتصادی به نظر می‌رسد. پس ایجاد سیستمی که بتواند سازه را پس از اعمال بارهای جانبی و به ویژه بار زلزله به حالت اولیه خود بازگرداند و کمترین خسارت را در پی داشته باشد ضروری به نظر می‌رسد. سیستم‌های لرزه‌ای مرکزگرا عناصری هستند که دارای قابلیت کمتر کردن جابه‌جایی نسبی پسماند در حین تحمل زلزله‌های با شدت بزرگ می‌باشند. در این تحقیق هدف ارائه یک اتصال خمشی مرکزگرا با سیستم جاذب انرژی کاربردی است. این سیستم علاوه بر قابلیت بهبود و بالا بردن عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های سطح طراحی؛ قابلیت اجرا به صورت اقتصادی را نیز دارد. همچنین در معرفی این اتصال قابلیت تعویض پذیری ساده بعد از زلزله نیز پیش‌بینی شده است. برای نیل به این هدف برنامه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس از مدل‌های تحلیل و طراحی شده به روش اجزا محدود طرح‌ریزی شده است.

**واژگان کلیدی:** اتصال خمشی مرکزگرا، پس کشیدگی، میراگر جاری شونده، تغییر مکان پسماند.

## ۱- مقدمه

در طول دهه ۱۹۶۰، اتصالات تیر- ستون فولادی جوش داده شده به عنوان انعطاف پذیرترین سیستم در برابر زلزله در نظر گرفته شد [1]. در این اتصالات، بال و جان تیر به بال ستون جوش داده می شوند تا بیشترین لنگر پلاستیک را به دست آورند [2]. اطمینان در طراحی اتصال تیر- ستون فولادی جوش داده شده، تولیدکنندگان را تشویق کرد تا انواع اندازه‌های المان‌های تیر و ستون، ابعاد متنوعی از دهانه قاب‌ها، فرآیندهای جوشی و پیکربندی‌های مختلف سیستم را معرفی کنند [3]. با این حال، زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ نشان داد که اتصالات جوشی مستعد شکستگی ترد در اتصالات تیر- ستون هستند. این حالت شکست حتی برای سازه‌هایی که در معرض سطح متوسطی از لرزش زمین قرار داشتند نیز مشاهده شد. اگرچه، این ساختمان‌ها فرو نریختند (که یک هدف طراحی در آیین‌نامه‌های ساختمانی است)، عملکرد اتصال همان‌طور که انتظار می‌رفت نبود. بررسی‌ها نشان داد که آسیب‌های مشابهی در تعداد محدودی از ساختمان‌ها در طول زمین لرزه‌های لاندرز<sup>۱</sup> (۱۹۹۲)، بیگ بر<sup>۲</sup> (۱۹۹۲) و لوما پریتا<sup>۳</sup> (۱۹۸۹) مشاهده شد [4]. مطالعات بیشتر نشان داد که علت اصلی شکست ظرفیت دوران پایین اتصالات جوشی تیر به ستون است [5]. بر اساس بررسی‌های ذکر شده، اصلاحات قابل توجهی در رویکرد طراحی قاب‌های خمشی<sup>۴</sup> (MRF) پیش از نورتریج ارائه شد [6]. برای ساخت و ساز جدید، تغییرات طراحی قابل توجهی پس از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج ایجاد شده است که امکان تغییر شکل باقیمانده محدود را فراهم می‌کند. با این حال، تغییر شکل‌های باقی‌مانده که ممکن است پس از زلزله وجود داشته باشد، می‌تواند نیاز به تعمیرات بسیار پرهزینه داشته باشد و در برخی موارد، تخریب سازه‌های آسیب‌دیده لازم است. کل هزینه تخریب یا تعمیر کار می‌تواند موجب تحمیل هزینه‌های بالا برای کل اقتصاد یک کشور باشد. زلزله ۶٫۵ ریشتری که

- 1 Landers
- 2 Big Bear
- 3 Loma Prieta
- 4 Moment Resisting Frame

در ماه می ۲۰۱۴ در کرایست چرچ نیوزلند رخ داد می‌تواند نمونه‌ای از آن باشد [7]. سیستم قاب خمشی از سیستم‌های پرکاربرد و متداول مقاوم در برابر زلزله می‌باشد. تحت زلزله طراحی انتظار می‌رود این سیستم به ظرفیت تغییر مکانی خود با تسلیم شدن اعضا یا کماتش موضعی آن‌ها برسد. این امر باعث ایجاد تغییر مکان پسماند در کل ساختمان می‌شود. تغییر مکان پسماند ایجاد شده در ساختمان‌ها بعد از زلزله یکی از چالش‌های اجتماعی و اقتصادی می‌باشد. در تحقیقی نشان داده شد که بسیاری از ساختمان‌هایی که پس از زلزله امکان استفاده از آن‌ها میسر نمی‌باشد ساختمان‌ها با تغییر مکان پسماند می‌باشد [8].

سیستم‌های مرکزگرا، عناصری هستند که توانایی برگرداندن سازه به حالت اولیه خود و کاهش کرنش‌های پسماند پس از زمین لرزه را دارند. این سیستم‌ها به طور معمول متکی بر المان‌های الاستیک پیش‌تینده برای برگرداندن سازه به مکان اولیه خود می‌باشند. این مفهوم نخستین بار در دهه ۱۹۹۰ در دیوارها و قاب‌های پیش‌ساخته و پیش‌تینده بتنی مطرح شد که در اوایل سال ۲۰۰۰ نیز از این مفهوم در قاب‌های خمشی فولادی استفاده شد. در قاب‌های خمشی پس‌کشیده، به طور معمول از المان‌های فولادی پرمقاومت به منظور مرکزگرا کردن سازه استفاده می‌شود؛ این المان‌ها در عمق تیر تعبیه شده و به ستون‌ها مهار می‌شوند. اگر چه این اتصالات پس‌کشیده قابلیت مرکزگرایی را در سازه فراهم می‌آورند، اما در حین زلزله، الاستیک باقی مانده و به همین دلیل قابلیت جذب انرژی ندارند؛ بنابراین لازم است تا عناصر دیگر در کنار المان‌های پس‌کشیده به منظور جذب انرژی استفاده شود [15-9]. از مزایای میراگرهای فلزی نسبت به میراگرهای فعال و نیمه‌فعال می‌توان به رفتار چرخه‌ای پایدار، استقلال از شدت بارگذاری، مقاومت در برابر دمای محیط و قابلیت اطمینان و آشنایی مهندسان با رفتار مواد آن‌ها اشاره کرد. استفاده از میراگرهای فلزی در قاب‌های خمشی مرکزگرا با توجه به موارد گفته شده در بالا یک ضرورت و یک مزیت بالا محسوب می‌شود. طیف وسیعی از میراگرهای هیستریزس در سیستم‌های مرکزگرا به کار گرفته شده‌اند. المان‌های جاذب

متصل به بال بالا و پایین تیر می‌باشد (شکل ۱). این میراگرها که از میله‌های فولادی قرار گرفته درون یک سیلندر فولادی تشکیل شده‌اند می‌توانند هم در کشش و هم در فشار جذب انرژی بالایی را داشته باشند. در این اتصال فاصله باز و بسته‌شونده بین تیر و ستون باعث ایجاد رفتار غیر خطی الاستیک در سازه می‌شود و همچنین تسلیم المان‌های جاذب انرژی (میله‌های قرار گرفته درون غلاف) باعث ایجاد رفتار غیر الاستیک در سازه می‌شود.

شکل ۱. جزئیات اتصال پیشنهادی توسط کریستوپولوس و همکارانش

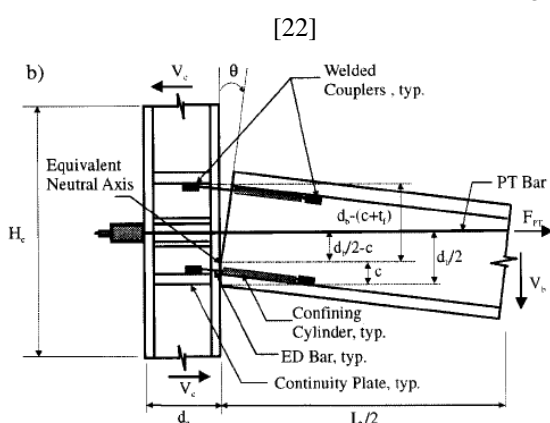


Fig. 1. Connection detail proposed by Constantin Christopoulos et al. 2002

یک قاب فولادی نوآورانه مقاوم در برابر لنگر با قابلیت برگشت‌پذیری توسط ریکلز و همکاران در سال ۲۰۰۱ پیشنهاد و آزمایش شده است [23]. در این نوع اتصال استرندهای پس‌کشیده پر مقاومت برای فشرده سازی مقطع تیر در محل اتصال به بال ستون استفاده می‌شود. در اتصال پیشنهادی از نبشی‌های بالا و پایین پیچ‌شده به بال تیر و ستون به عنوان میراگر استفاده شد. اتصال پیشنهادی جوش‌کاری در محل اجرای اتصال را حذف کرده، آسیب در تیرها را کاهش می‌دهد و تغییر مکان پسماند را به میزان قابل توجهی پس از زلزله کاهش می‌دهد. برای بررسی رفتار لرزه ای اتصال پس‌کشیده ارائه شده، پنج نمونه ستون تیر صلیبی شکل مورد آزمایش قرار گرفتند. بیشترین تغییر مکان پسماند و دررفت به طور چشم‌گیری کاهش یافت. در نتیجه نتایج آزمایش در سال ۲۰۰۲، نه اتصال پس‌کشیده در مقیاس بزرگ برای بررسی بیشتر مورد آزمایش قرار گرفت [24]. نتایج بدست آمده از

انرژی هیستریزیسی با عملکرد محوری شامل بادبندهای کمانش تاب [16]، المان‌های کوتاه تسلیم‌شونده مشابه با عملکرد بادبندهای کمانش تاب، میل مهارهای پس‌کشیده در سازه‌های بتنی و میل‌مهارهای تسلیم‌شونده [17]. المان‌های جاذب انرژی هیستریزیسی با ترکیب عملکرد برشی و خمشی شامل: ورقه‌های پروانه‌ای شکل، ورق‌های تسلیم‌شونده انتهایی، نبشی‌های تسلیم‌شونده، پین‌های ساعت شنی شکل [18] و ورق‌های فولادی مخروطی شکل.

در سیستم‌های مرکزگرا علاوه بر میراگرهای هیستریزیس از انواع گوناگون میراگرهای اصطکاکی نیز استفاده می‌شود. در این نوع از میراگرها بیشتر از دو یا چند ورق برای ایجاد اصطکاک لازم استفاده می‌شود. معمولاً در این حالت نیروی عمودی لازم برای ایجاد اصطکاک بین ورق‌ها توسط پیچ‌ها یا ترکیبی از پیچ یا فنر بین ورق‌ها استفاده می‌شود. همچنین از مصالح خاصی می‌توان برای ایجاد اصطکاک بیشتر بین دو سطح استفاده کرد. پوشش برنجی<sup>۰</sup> [19] و یا لنت ترمز از این نوع پوشش‌ها می‌باشند. یکی از چالش‌های پیش روی در مورد میراگرهای اصطکاکی در سیستم‌های مرکزگرا ایجاد یک عملکرد ثابت در هنگام بارگذاری چرخه‌ای دینامیکی می‌باشد. در سیستم‌های قاب خمشی فولادی مرکزگرا تیرها و ستون‌ها به وسیله نیروی پس‌کشیده میله‌های فولادی به هم متصل می‌شوند. فاصله تعبیه شده بین اتصال تیر به ستون می‌تواند در لنگر ناشی از بار جانبی دوران داشته باشد. تعدادی از میراگرهای مورد استفاده در این سیستم عبارتند از: نبشی‌های تسلیم‌شونده [20]، المان‌های تسلیم‌شونده با عملکرد محوری (مانند بادبندهای کمانش تاب)، پین‌های ساعت شنی شکل که در جان تیرها تعبیه می‌شوند [21]، المان‌های اصطکاکی مورد استفاده در جان تیر [11, 14].

کریستوپولوس و همکارانش در سال ۲۰۰۲ یک اتصال مرکزگرا با میراگرهای میله‌ای قرار گرفته درون غلاف فولادی ارائه کردند [22]. مدل ارائه شده توسط این پژوهشگران شامل یک میله پر مقاومت پس‌کشیده که نقش نیروی بازگرداننده در اتصال را دارد و همچنین میراگرهای

فلزی کوسنی شکل تحت بارگذاری چرخه‌ای بسیار پایدار و قابل پیش‌بینی است [32, 33]. از این رو به کارگیری میراگرهای کوسنی شکل در اتصالات خمشی مرکزگرا<sup>۷</sup> در این تحقیق مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفته است. برای پیش‌بینی رفتار این نوع از اتصالات و همچنین برای طراحی اجزا آن از روش اجزا محدود استفاده شده است. پیچیدگی‌های مربوط به مدل‌سازی و همچنین مشکلات همگرایی در حل غیر خطی این اتصالات مورد بررسی دقیق قرار گرفته است. برای طراحی اتصال مورد نظر برای انجام آزمایش از مدل درستی‌آزمایی شده به روش اجزا محدود مورد استفاده قرار گرفته است. بعد از طراحی نهایی اتصال مدل آزمایشگاهی اتصال مرکزگرا ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است.

## ۲- جزئیات هندسی اتصال CFD

جزئیات اتصال خمشی مرکزگرا با میراگر کوسنی شکل جهت افزایش و بهبود جذب انرژی، و همچنین تسهیل ساخت و جایگزینی پس از زلزله پیشنهاد شده است. با رول کردن دو انتهای یه ورق فولادی و جوش دادن دو انتهای ورق می‌توان این میراگر را ساخت. هندسه این میراگر از سه قسمت تشکیل شده است: دو نیم دایره در دو انتها و یک مستطیل در مرکز. جزئیات اتصال در شکل (۲) نشان داده شده است. اتصال CFD از دو میراگر بالشتکی شکل در بالا و پایین تیر تشکیل شده است. هر میراگر به طور هم‌زمان از دو طرف به صفحه اتصال ستون (صفحه A) و صفحه اتصال تیر (صفحه B) متصل شده است. این صفحات به بال تیر و ستون جوش داده می‌شوند. صفحات A و B حرکت موازی بین پایه‌های میراگر را فراهم می‌کنند. از این رو، تغییر شکل برشی بین دو پایه مجاور تبدیل به تغییر شکل خمشی در میراگر می‌شوند. مقاومت خمشی اتصال توسط نیروی پس‌کشیدگی و صلیت میراگرها تامین می‌شود. ویژگی استفاده از این میراگرها در اتصالات مرکزگرا این است که انتقال نیروی

آزمایش با اتصال جوشی کاملاً مهارشده مقایسه شد. نتایج آزمون برای تایید یک مدل طراحی ساده پیشنهاد شده توسط نویسنده استفاده شد. همچنین تاثیر پارامترهایی مانند ورق‌های تقویتی بال تیر، و ورق‌های پرکننده توسط گارلوک و همکاران در سال ۲۰۰۵ مورد ارزیابی قرار گرفتند [25]. در این تحقیق تاثیر ارتفاع تیر مورد آزمایش و بررسی قرار گرفت. در آزمایش انجام شده توسط گارلوک ۶ اتصال داخلی پس کشیده مرکزگرا تا دریافت ۴ درصد مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که تغییر شکل‌های پلاستیک محدود به نبشی‌ها بوده و تیر و ستون به صورت الاستیک باقیمانده است. همچنین گارلوک و همکاران در سال ۲۰۰۳ در مورد تاثیر اندازه نبشی، بازوی لنگر نبشی‌ها در سختی، مقاومت، ظرفیت جذب انرژی و خستگی در چرخه‌های پایین را توسط ۷ آزمایش نبشی‌های پیچ شده در اتصالات مرکزگرا مورد ارزیابی قرار داد [26]. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌داد که ورق تقویتی تاثیر مهمی در تشکیل مفصل پلاستیک در نبشی‌ها دارد.

استفاده از میراگرهای مناسب، با قابلیت جذب انرژی بالا و همچنین قابلیت تعویض‌پذیری راحت بعد از زلزله، باعث افزایش راندمان و بهبود تاب‌آوری در اتصالات خمشی مرکزگرا خواهد شد. استفاده از میراگرهای فلزی به علت رفتار غیر خطی آن‌ها در بارگذاری‌های دینامیکی و همچنین در دسترس بودن آن‌ها و آشنایی مهندسان با عملکرد و طراحی آن‌ها [27, 28]؛ یکی از بهترین گزینه‌ها برای کاربرد در اتصالات خمشی مرکزگرا فولادی می‌باشند. با توجه به ماهیت غیر خطی فولاد، جذب انرژی دینامیکی موثر در میراگرهای فلزی یکی از ویژگی‌های این میراگرها در سیستم‌های خطی می‌باشد. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که میراگر فولادی کوسنی<sup>۶</sup> شکل می‌تواند تغییر شکل‌های بزرگ را تحمل کند و ظرفیت جذب انرژی بالایی دارد. علاوه بر این، با تغییر تنها پارامترهای هندسی می‌توان انرژی جذب شده، ظرفیت باربری و سختی را تغییر داد [29-31]. همچنین نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که رفتار میراگرهای

7 Self-centering steel moment connection with a cushion flexural damper (CFD)

6 steel cushion damper

ستون برای عبور هر یک از این رشته‌های فولادی ۲۵ میلی متر است. سطح مقطع هر رشته حدود ۱۴۰ میلی متر مربع می‌باشد. رشته‌های پس‌کشیده با استحکام نهایی ۱۸۶۴ مگاپاسکال، در ابتدا با نیرویی معادل ۳۴ درصد از مقاومت کششی نهایی آن‌ها پس‌کشیده می‌شوند. نبشی‌های بالا و پایین عناصر اصلی اتلاف انرژی در این نوع اتصال می‌باشند. نبشی بالایی و پایینی و صفحات شیم با چهار پیچ با استحکام بالا به بال‌های ستون متصل می‌شوند. اندازه نبشی  $L203 \times 203 \times 15.9$  با نسبت  $\frac{g}{t} = 4$  می‌باشد، که در آن،  $g$  طول بازوی نبشی تا مرکز پیچ و  $t$  ضخامت نبشی است. مصالح نبشی‌ها فولاد A36 با مقاومت تسلیم ۲۳۶ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۴۶۵ مگاپاسکال می‌باشد. بال و جان تیر از فولاد A36 با مقاومت تسلیم ۲۳۰ مگاپاسکال و ۲۶۶ مگاپاسکال می‌باشد. مقاومت نهایی این قطعات به ترتیب ۴۲۱ مگاپاسکال و ۴۵۰ مگاپاسکال است. ارتفاع کل ستون ۳۶۵۸ میلی‌متر و طول تیرها ۶۰۳۹ میلی‌متر می‌باشد (شکل ۳). مشخصات مصالح در جدول (۱) آمده است.

جدول ۱. مشخصات مصالح مطابق با آزمایش ریکل و همکاران در سال ۲۰۰۲

Stress (MPa)	Beam flange	Beam web	L152×152×7.9 plates	plates	strands
$\sigma_y$	230	266	276	843	1305
$\sigma_u$	421	450	456	895	1864

Table 1. Material properties according to Ricles et al test (2002)

شکل ۳. مدل هندسی آزمایشگاهی ریکل و همکاران در سال ۲۰۰۲ [24]

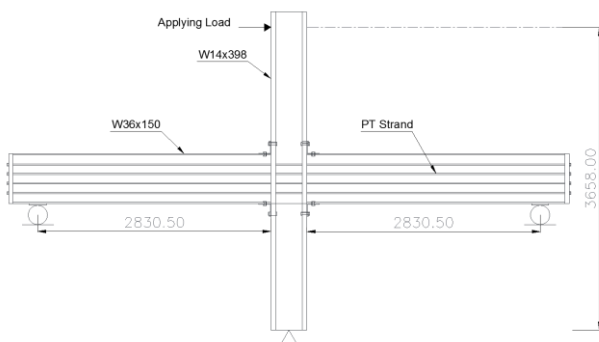


Fig. 3. Experimental geometric model of Ricles et al 2002

برشی در تیر را تسهیل می‌کنند و نامعینی سیستم در انتقال برش را افزایش می‌دهد.

شکل ۲. جزئیات اتصال خمشی مرکزگرا با میراگر کوسنی شکل (CFD)

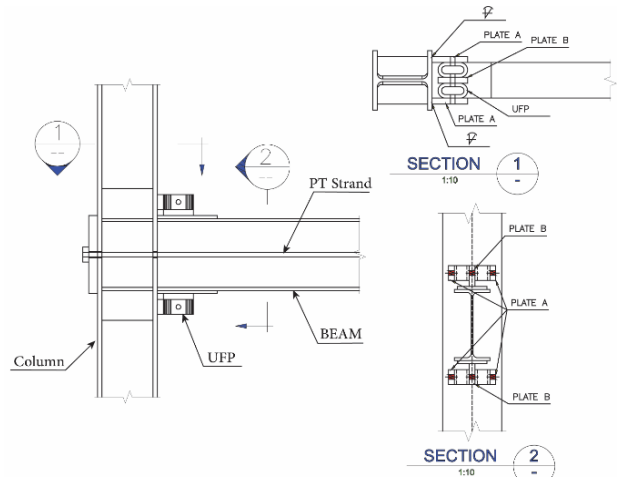


Fig. 2. CFD self-centering moment resisting connection details

## ۲-۱- درستی آزمایشی مدل سازی به روش اجزا محدود

برای درستی آزمایشی مدل‌سازی المان محدود در نرم‌افزار ANSYS از نتایج آزمایشگاهی اتصال مدل ریکل و همکاران در سال ۲۰۰۲ استفاده شده است. این روش به عنوان پایه‌ای برای تأیید شبیه‌سازی عددی خواهد بود. جزئیات مدل آزمایشگاهی ریکل که در واقع به صورت صلیبی می‌باشد، شامل یک ستون، تیرها، نبشی‌های اتصال، پیچ و مهره، ورق‌های تقویت‌کننده و استرندها برای پس‌کشیدگی اتصال می‌باشند. مقاطع ستون و تیر به ترتیب  $W14 \times 311$  و  $W24 \times 62$  است. ستون از ضخامت کافی برای جلوگیری از اثر نیروی اهرمی پیچ و مهره برخوردار بود و به صفحات پیوستگی نیاز نداشت است.

تکیه‌گاه تیرها در دو انتها از نوع غلتکی می‌باشد و فاصله هر تکیه‌گاه غلتکی از خط مرکزی ستون ۳۰۴۸ میلی‌متر بود. بار جانبی با جابجایی بالای ستون از طریق یک سری چرخه متقارن جابه‌جایی جانبی با دامنه افزایشی اعمال می‌شود. چهار رشته فولادی با استحکام بالا از یک سر تیر به انتهای دیگر تیر با عبور از بال‌های ستون می‌رسند. این رشته‌ها برای ایجاد رفتار مرکزگرا در داخل اتصال می‌باشند. قطر سوراخ‌های بال

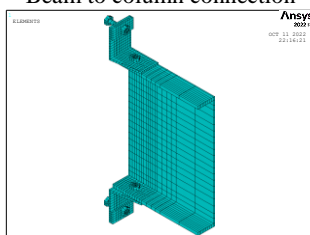
ایجاد شده است. مش‌های ظریف‌تری نیز برای نبشی‌های بالا و پایین تولید شده است که انتظار می‌رود تسلیم شوند.

شکل ۵. جزئیات مش‌بندی مدل PC1



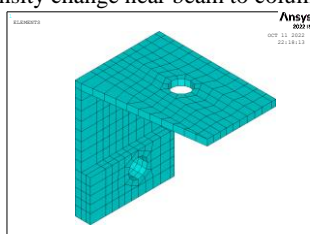
(الف) اتصال تیر به ستون

Beam to column connection



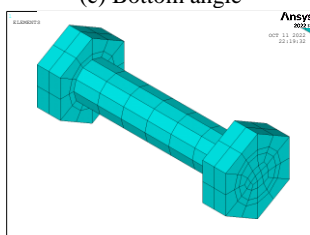
(ب) تغییر تراکم مش در نزدیکی اتصال تیر به ستون

(b) Mesh density change near beam to column connection



(ج) نبشی پایین

(c) Bottom angle



(د) پیچ

(d) Bolt

Fig. 5. Meshing detail of model PC1

شکل (۶) پاسخ نیرو- تغییرمکان را برای نمونه PC1 در کنار نتیجه اجزا محدود مربوطه نشان می‌دهد. تغییرمکان جانبی، جابه‌جایی در نقطه اعمال بار روی بال ستون است. بر اساس نتایج تحلیل برای مدل PC1، کاهش فشار<sup>۹</sup> در دریافت ۰/۲۷ درصد اتفاق می‌افتد.

مدل سه‌بعدی المان محدود مربوط به اتصال PC1 آزمایش ریکل و همکاران در سال ۲۰۰۲ در نرم افزار ANSYS در شکل (۴) نشان داده شده است.

شکل ۴. مدل کامل المان محدود اتصال PC1 آزمایش ریکل و همکاران

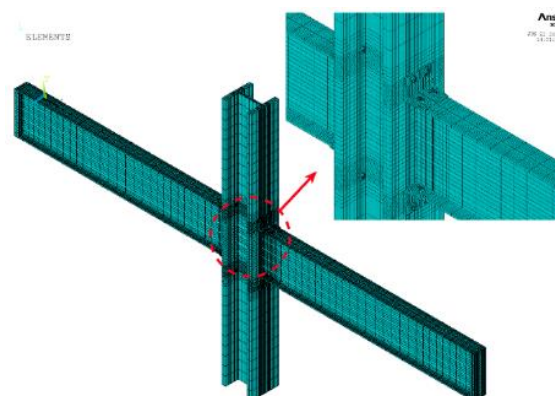


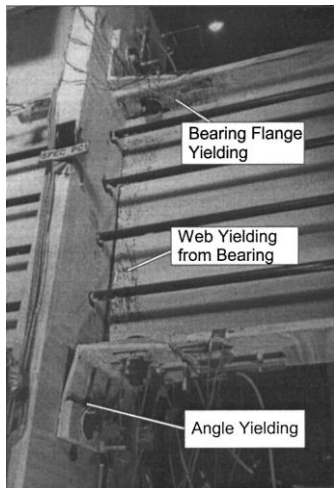
Fig. 4. The full finite element model of the connection PC1 of Ricles et al

پس از ساخت مدل، ویژگی‌های کنترل مش در ANSYS برای کنترل تراکم مش به کار گرفته شده است. ویژگی‌های مورد استفاده شامل تعیین اندازه خط و المان است. از کتابخانه المان‌ها در ANSYS، عناصر SOLID185 همگن ۳ بعدی، هشت‌گه‌ای برای مدل‌سازی اتصالات خمشی پس‌کشیده مرکزگرا استفاده شده است. قابلیت‌های المان شامل پلاستیسیته، هاپر الاستیسیته، خزش، تغییر شکل‌های بزرگ و کرنش‌های بزرگ می‌باشد. از روش مش‌بندی مپ<sup>۹</sup>، که معمولاً دارای یک الگوی منظم است، برای همه مدل‌ها استفاده شده است. شکل (۵) جزئیات مش‌بندی را برای مدل اجزا محدود نمونه PC1 نشان می‌دهد. تولید مش‌بندی مناسب در مناطقی که رفتار مواد و یا اجزا دارای اهمیت است یا مقادیر تنش و کرنش به سرعت تغییر می‌کند، بسیار حائز اهمیت است. با تعریف مش‌های ثابت و به اندازه کافی متراکم روی سطوح تماس، هم‌گرایی حل عددی را می‌تواند بهبود داد. علاوه بر این، در نواحی که احتمال جاری شدن در آن قسمت وجود دارد مش‌بندی باید به اندازه کافی ریز و مناسب باشد. بنابراین، مش‌های ریز در نزدیکی اتصال تیر-ستون

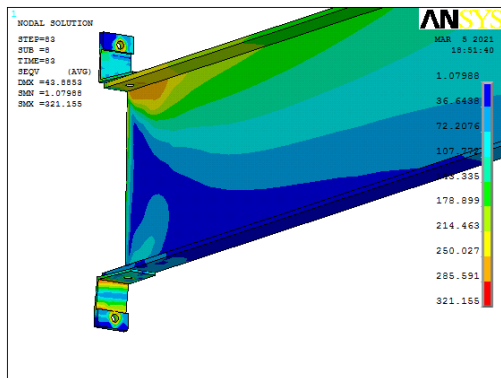


روش برای پیش‌بینی پاسخ اتصال خمشی مرکزگرا استفاده کرد.

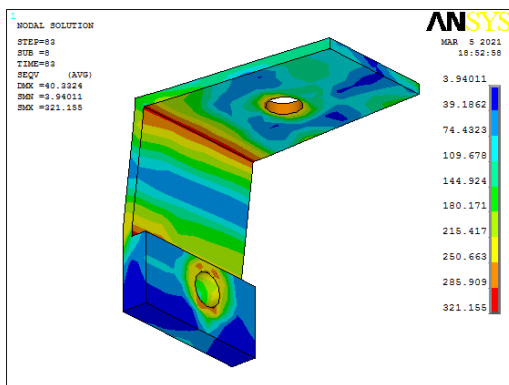
شکل ۷. تنش فون میسز مدل PC1 در دررفت ۳ درصد (الف) نتیجه آزمایشگاهی ریکل و همکاران در سال ۲۰۰۲ [۲۴]: (ب) کانتور تنش تیر و نبشی‌ها؛ (ج) کانتور تنش در نبشی پایین



(الف)



(ب)



(ج)

Fig. 7. Von Mises stress of PC1 model at drift 3% (a) Experimental result of Ricles et al 2002, (b) beam and angles stress contour, (c) stress contour in lower angle

شکل ۶. درستی آزمایشی پاسخ نیرو-جابجایی حل عددی با پاسخ

آزمایشگاهی مدل PC1

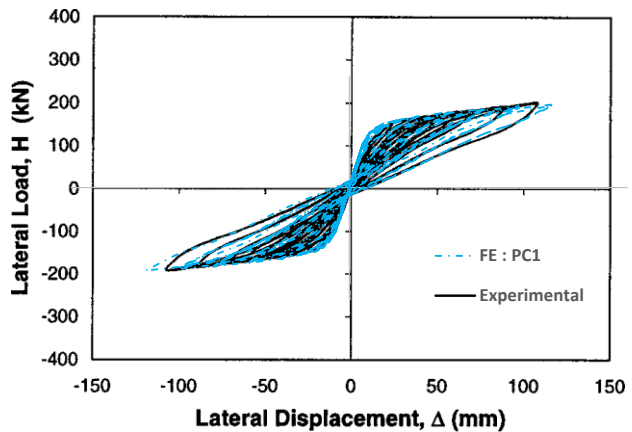


Fig. 6. Validation of force-displacement response of the numerical solution with the experimental response of the model PC1

مقایسه بین تنش فون میسز نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود مدل PC1 در دررفت ۳ درصد در شکل (۷) نشان داده شده است. پارامترهای پاسخ که برای مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی برای درستی آزمایشی مدل‌سازی عددی به کار رفته است عبارتند از: بیشترین نیروی کشش رشته‌های فولادی ( $T_{max}$ )، سختی اولیه ( $K_i$ )، لنگر خمشی کاهش فشار ( $M_d$ ) و بیشترین لنگر خمشی در اتصال ( $M_{max}$ ). برای محاسبه سختی اولیه از سختی سکانت منحنی نیرو-تغییر مکان در دررفت ۰/۳ درصد استفاده می‌شود. مقادیر داخل پراتنز در جدول (۲) نسبت پاسخ حل عددی به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

جدول ۲. مقایسه پارامترهای پاسخ تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی

	$T_{max}$ (kN)	$K_i$ (kN-m)	$M_d$ (kN-m)	$M_{max}$ (kN-m)
Experimental results of Ricles et al.	120.06	10628.1	213.12	345.6
Finite element model	123.2 (1.03)	11204.19 (1.05)	211.41 (0.99)	340.34 (0.98)

Table 2. Comparison of response parameters of numerical analysis and experimental results

نتایج به دست آمده از تحلیل مدل اجزا محدود به خوبی با نتایج آزمایشگاهی هماهنگی داشته و از این رو می‌توان از این

شکل ۸. جزئیات ستاپ آزمایشگاهی اتصال مرکزگرا

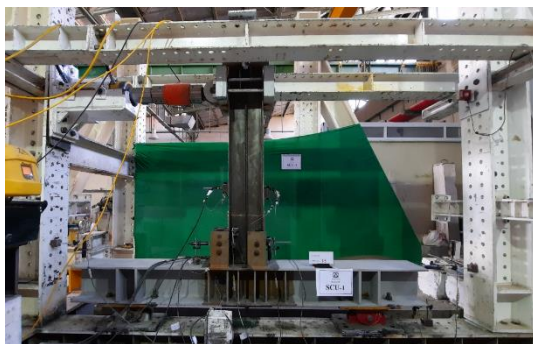
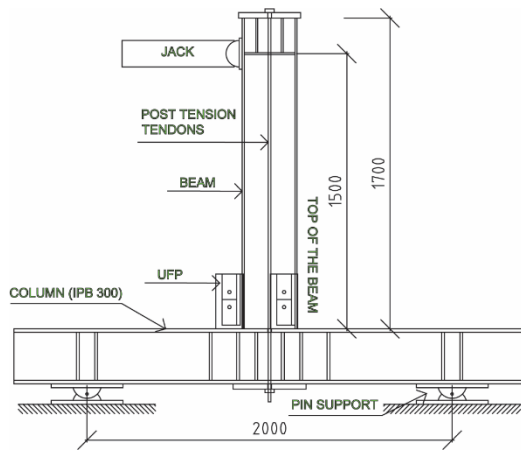


Fig. 8. Proposed self-centering connection test set up

شکل ۹. چگونگی نصب و جانمایی میراگرهای CFD



Fig. 9. Instalation and placement of CFD dampers

جدول و شرح مشخصات آزمایش‌ها در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول ۳. جزئیات مجموعه آزمایش اول

Posttension	Damper type	Beam section	Specimen name
$0.54T_u=14.2$ tf	CFD (TH. 10 mm)	IPE 300	SCU 1
$0.45T_u=11.7$ tf	CFD (TH. 10 mm)	IPE 360	SCU 2

Table 3. Details of the first test setup

اولین آزمایش مربوط به اتصال مرکزگرای خمشی با میراگر CFD با ضخامت ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. نیروی پس‌کشیدگی

### ۳- ارزیابی آزمایشگاهی

مدل‌های آزمایشگاهی در مقیاس ۱:۲ طراحی و ساخته شده‌اند. با توجه به بررسی مطالعات آزمایشگاهی انجام شده تا به امروز یکی از پارامترهای مهم در ارزیابی اتصالات مرکزگرای خمشی تاثیر تغییر ارتفاع تیر در نتایج می‌باشد که این موضوع بسیار کم مورد آزمایش قرار گرفته است. از این رو اولین پارامتر برای بررسی تاثیر آن بر نتایج و رفتار این اتصالات؛ تغییر ارتفاع تیر می‌باشد. با توجه به دستورالعمل آمده در بخش 3.9.1 از FEMA350 حداقل نیاز به دو تست برای ارزیابی رفتار اتصال می‌باشد.

با توجه به نتایج تحلیلی و مدل اجزا محدود ساخته شده از نمونه آزمایشگاهی، ستاپ آزمایشگاهی به صورت زیر طراحی و اجرا شده است. همچنین با توجه به محدودیت‌های مربوط به کف‌سازی در بالای تیر و اجرایی بودن اتصال پیشنهادی، میراگر موجود در بالای تیر به پایین آن منتقل شده است. این موضوع یکی از ویژگی‌های اتصال پیشنهادی می‌باشد. در شکل (۷-۴) نمای کلی و اجزای اصلی ستاپ مجموعه آزمایش‌های اول نشان داده شده است. همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود ستون در وضعیت افقی و تیر در وضعیت قائم می‌باشند. مقطع ستون در کلیه آزمایش‌ها ثابت و IPE 300 می‌باشد.

در کلیه آزمایش‌ها کرنش‌سنج‌ها، که محل نصب آن‌ها با توجه به نتایج تحلیل اجزا محدود مشخص شده است، محدود رفتار ستون و اطمینان از الاستیک بودن آن را مشخص می‌کنند. مقطع تیر در آزمایش اول IPE 300 بوده و در آزمایش بعدی IPE 360 انتخاب شده است. برای اتصال میراگرها از پیچ پرمقاومت (A490) / M16 استفاده شده است. رشته‌های فولادی پرمقاومت از رده ۲۷۰ گرید ۱۸۶۰ مطابق با ASTM A416 انتخاب شده است. قطر استرندها ۰/۶ اینچ می‌باشند. جزئیات ستاپ آزمایشگاهی در شکل (۸) نشان داده شده است.

همچنین در شکل (۹) جزئیات و چگونگی نصب میراگرهای CFD نشان داده شده است.



سختی اتصال صلب جوش شده رسیده است. این افزایش با توجه به افزایش عمق تیر که منجر به تغییر بازوی لنگر ناشی از نیروی پس کشیدگی می باشد اتفاق افتاده است. با توجه به نتایج حاصل از کرنش سنج های نصب شده روی مدل تنها میراگرها به حالت تسلیم رسیده اند و سایر قسمت ها مانند تیر و ستون در حالت الاستیک باقیمانده است (شکل ۱۱). نسبت لنگر جداشدگی به لنگر پلاستیک تیر ۰/۱۵ می باشد.

شکل ۱۱. تغییرات کرنش نسبت به دررفت طبقه در میراگر و بال تیر

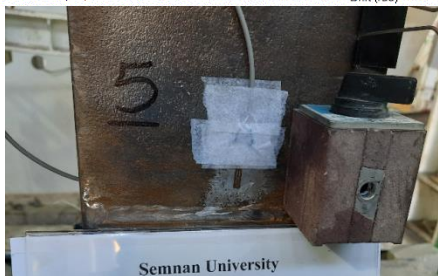
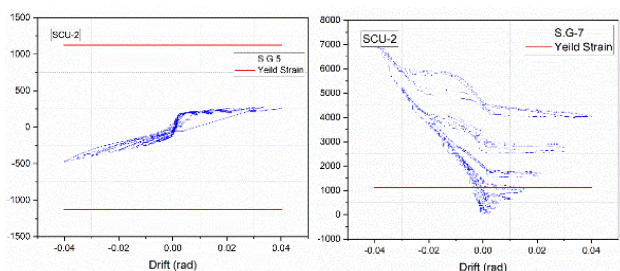


Fig. 11. Change of strain relative to floor drift in dampervand beam wing

یکی از پارامترهای مهم در اتصالات مرکزگرا میزان بازشدگی اتصال و تغییرات آن می باشد. در شکل (۱۲) میزان بازشدگی اتصال در دررفت ۳ درصد با مقایسه نتایج خروجی از کانال ۲۱ LVDT (۱۱/۱۸ میلی متر) و اندازه گیری انجام شده نشان داده شده است.

شکل ۱۲. اندازه گیری بازشدگی اتصال در دررفت ۳ درصد



Fig. 12. Measuring the opening of the connection in the drift 3%

۱۴/۲ تن انتخاب می شود. در دو آزمایش اول برای بررسی رفتار نمونه ها با مدل های عددی و اطمینان از درستی عملکرد اتصال حداکثر دررفت ۳ درصد انتخاب می شود. هر یک از نمونه های برای ۱۲ چرخه بارگذاری متقارن تحت آزمایش قرار گرفته اند. به طور میانگین در دررفت ۰/۲۵ درصد جداشدگی اتصال اتفاق می افتد. بعد از لحظه جداشدگی کاهش سختی در مدل اتفاق می افتد. لنگر جداشدگی در نمونه اول  $0.26M_p$  می باشد. لنگر جداشدگی ( $M_d$ ) یک پارامتر مهم در کنترل تغییر مکان جانبی ناشی از باد و بار ثقلی در شرایط بهره برداری می باشد. بعد از جداشدگی شروع جاری شدن از جداره داخلی میراگر آغاز می شود. ضریب استهلاک انرژی در این مدل  $\beta = 0.35$  به دست می آید. همچنین ضریب سختی پساتسلیم  $\alpha = 0.061$  می باشد. در این آزمایش حداکثر نسبت لنگر خمشی مقاوم به لنگر پلاستیک تیر IPE300  $M_{max,exp} = 0.54M_p$  می باشد. در شکل (۱۰) نمودار نیرو تغییر مکان آزمایش SCU-1 نشان داده شده است.

شکل ۱۰. نمودار نیرو تغییر مکان آزمایش SCU-1

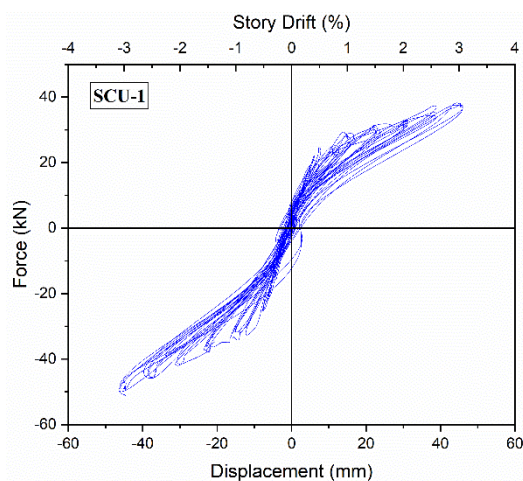


Fig. 10. Force-displacement diagram for model SCU-1

در آزمایش SCU-1 مقطع تیر IPE 360 می باشد و مقطع ستون بدون تغییر و IPB 300 می ماند. در این آزمایش از میراگر با ضخامت ۱۰ میلی متر استفاده شده است. سطح نیروی پس کشیدگی اولیه ۱۱/۸۰ تن در نظر گرفته شده است که معادل  $0.45T_u$  می باشد. در این حالت سختی اولیه اتصال که در دررفت ۰/۳ درصد محاسبه شده است به مقدار ۰/۷۶

جدول ۴. خلاصه نتایج آزمایش‌ها

Specimen	$K_0 \left(\frac{kN}{m}\right)$	$\frac{K_0}{K_{welded}}$	$E_d (kN.m)$	$\frac{M_d}{M_p}$	$\frac{M_{max}^+}{M_p}$	$\frac{M_{max}^-}{M_p}$	$\theta_r$	$\frac{T_{max}}{T_u}$	$\alpha$	$\beta$
SCU-1	5848	0.70	5.4	0.26	0.42	0.53	0.026	0.70	0.061	0.35
SCU-2	9286	0.83	4.5	0.15	0.31	0.40	0.034	0.73	0.070	0.54

$K_{weld,PE300}=8309 \text{ kN/m}$   
 $K_{weld,PE360}=11217 \text{ kN/m}$   
 $M_p(\text{IPE300})=151 \text{ kN.m}$   
 $M_p(\text{IPE360})=245 \text{ kN.m}$

Table 4. Summary of test results

جدول ۵. مشخصات مدل‌ها با میراگر CFD

Specimen	$t_p$ (mm)	Beam Reinforcing Plate	Continuity Plate (mm)	Doubler Plate (mm)
CFD-A	8	Exclude	Exclude	Exclude
CFD-B1	8	Include (10 mm)	Include (10 mm)	Include (10 mm)
CFD-B2	6	Include (10 mm)	Include (10 mm)	Include (10 mm)
CFD-B3	10	Include (10 mm)	Include (10 mm)	Include (10 mm)
CFD-B4	12	Include (10 mm)	Include (10 mm)	Include (10 mm)
CFD-B5	15	Include (10 mm)	Include (10 mm)	Include (10 mm)

Table 5. Properties of models with CFD damper

ضریب اتلاف انرژی، سختی پس از تسلیم، و ظرفیت لنگر خمشی برای ارزیابی کارایی سیستم مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

همچنین نمودار نیرو- تغییر مکان آزمایش SCU-2 در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

شکل ۱۳. نمودار نیرو - تغییر مکان آزمایش SCU-2

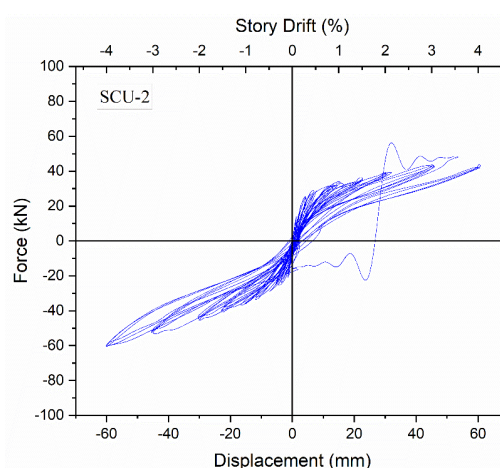


Fig. 12. Force-displacement diagram of model SCU-2

#### ۴-۱ تاثیر ورق‌های تقویت کننده تیر بر پاسخ بار-جابجایی

مدل CFD-A بدون ورق‌های تقویت کننده تیر و ستون می‌باشد. در این مدل، دررفت ۳ درصدی در تیر، کمانش موضعی اتفاق می‌افتد. با قرار دادن ورق‌های تقویتی در سایر مدل‌ها از تسلیم شدن و کمانش موضعی تیر جلوگیری می‌شود. علاوه بر این، استفاده از ورق‌های تقویت کننده، سختی اولیه اتصال را افزایش می‌دهد. به عنوان نمونه، با مقایسه مدل‌های CFD-A و CFD-B1، سختی اولیه اتصال ۱۵ درصد افزایش یافته است. مشابه این، ظرفیت خمشی اتصال ۱۱ درصد در دررفت ۳ درصد افزایش یافته است. در سطح طراحی، تغییر شکل باقیمانده در هنگام وقوع زلزله معمولاً اجتناب‌ناپذیر است. اگرچه تغییر شکل باقیمانده بیش از حد لزوم ایمنی آیین نامه ساختمانی را نقض نمی‌کند، ولی نمی‌توان آثار روانی مخرب آن بر بهره‌برداران را نادیده گرفت. تغییر شکل پسماند زیاد ممکن است منجر به تخریب جزئی یا کلی سازه شود. با این حال، یکی از ویژگی‌ها و قابلیت‌های سیستم‌های مرکزگرا در کاهش تغییرکمان پسماند است. تغییر

#### ۴- ارزیابی عددی اتصال مرکزگرا با میراگر CFD

برای بررسی رفتار و عملکرد اتصالات مرکزگرا با استفاده از CFD، شش مدل المان محدود از این اتصال ساخته شده است. برای تمام مدل‌ها، مقطع تیر و ستون به ترتیب IPE240 و IPB200 است. به جز مدل CFD-A، همه مدل‌ها از ورق مضاعف، ورق پیوستگی و ورق‌های تقویت کننده تیر استفاده شده است. همراه با میراگرهای استفاده شده در هر مدل، نام مدل‌ها در جدول (۵) معرفی شده است. تغییر مکان پسماند،

## ۲-۴ تأثیر ضخامت میراگر بر پاسخ مدل

افزایش ضخامت میراگر منجر به افزایش سختی آن و در نتیجه باعث تسلیم شدن تیر می‌شود. با مقایسه تنش فون میسر در مدل CFD-B3 و CFD-B5 با ضخامت ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر به ترتیب ملاحظه می‌شود با افزایش ضخامت میراگر تیر به حالت تسلیم رسیده است. در شکل (۱۵) تنش فون میسر در دررفت ۳ درصد نشان داده شده است. در ادامه تأثیر افزایش ضخامت میراگر بر ظرفیت خمشی، سختی اولیه و تغییر مکان پسماند بررسی شده است. ظرفیت خمشی مدل CFD-B1 به میزان ۱۴ درصد نسبت به مدل CFD-B2 افزایش یافته است. با افزایش ضخامت میراگرها از ۶ میلی‌متر تا ۱۵ میلی‌متر باعث افزایش ظرفیت خمشی مقطع تا ۹۴ درصد می‌شود؛ این در حالی است که تغییر مکان پسماند نیز افزایش پیدا کرده است (شکل ۱۶).

شکل پسماند در مدل CFD-A از ۹/۷ میلی‌متر به ۳/۲ میلی‌متر در مدل CFD-B1 کاهش یافته است. تأثیر استفاده از ورق‌های تقویت‌کننده بر پاسخ اتصال مرکزگرا با میراگر CFD در شکل (۱۴) نشان داده شده است.

شکل ۱۴. نتایج برخط آزمایش SDU-5

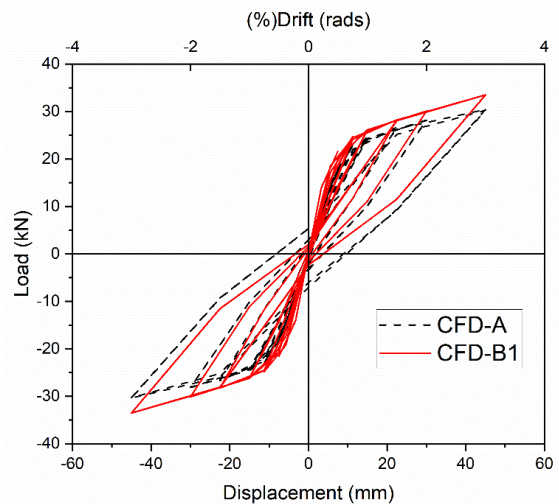


Fig. 14. Online results of test SDU-5

شکل ۱۵. مقایسه تنش فون میسر در دررفت ۳ درصد بین مدل CFD-B5 و CFD-B3

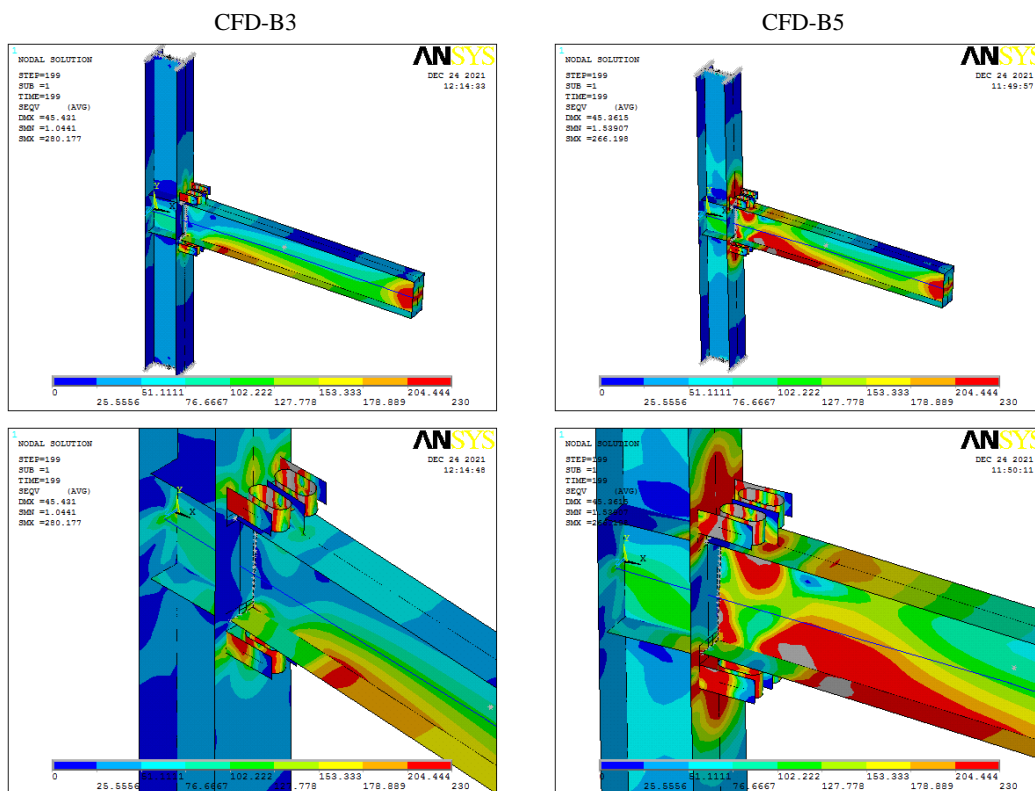


Fig. 15. Comparison of Von Mises stress in drift 3% between models CFD-B3 and CFD-B5



شکل ۱۶. نمودار نیرو - تغییر مکان

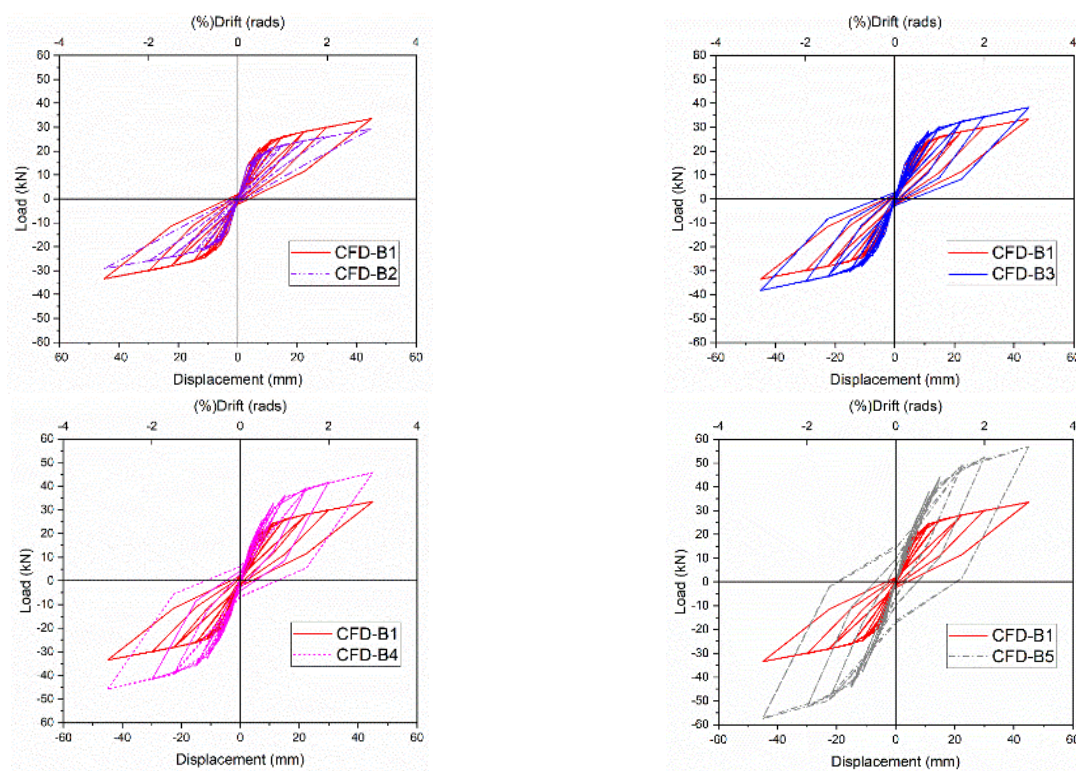


Fig. 16. Force-displacement diagram

همه مدل‌های دیگر دارای تغییر مکان پسماند کمتر از ادرصد دارند. CFD-B1، CFD-B2، و CFD-B3 همگی کمتر از حد ۰/۵ درصد قرار دارند. CFD B1 و CFD B2 در مجاورت خط مرزی حالت حدی DS1 هستند اما مطابق با سختی اولیه و ظرفیت خمشی که در بالا توضیح داده شد، رفتار مدل CFD-B2 در بارگذاری چرخه‌ای مناسب و پایدار است.

### ۳-۴ تأثیر نیروی پس کشیدگی

نیروی فشاری ایجاد شده در کابل‌ها تأثیر زیادی بر قابلیت مرکزگرایی اتصال دارد. با افزایش دوران در اتصال، طول رشته‌های فولادی پرمقاومت افزایش یافته و تنش فشاری بیش از حد در فصل مشترک تیر به ستون ایجاد می‌کند. کاهش نیروی فشاری در رشته‌های فولادی از تغییر شکل پلاستیک در بال و یا جان تیر نزدیک به سطح تماس منشأ می‌گیرد. در نتیجه این مشکل در مدل CFD-A، نیروی فشاری ۱۳ درصد کاهش می‌یابد، اما در مدل CFD-B1 تنها ۳ درصد کاهش می‌یابد (شکل ۱۸).

همچنین در شکل ۱۹ مقایسه بین منحنی ظرفیت مدل‌های عددی نشان داده شده است.

استاندارد FEMA P-58 چهار حالت آسیب (DS1، DS2، DS3، و DS4) و تغییر مکان پسماند مرتبط به هر سطح را مشخص کرده است. این حالت‌های آسیب از مراحل اولیه آسیب به اجزای غیرسازه‌ای تا نقطه‌ای که یک سازه در آستانه فروریختن است، تغییر می‌کند.

شکل ۱۷. نمودار تغییر مکان پسماند و کران‌های DS

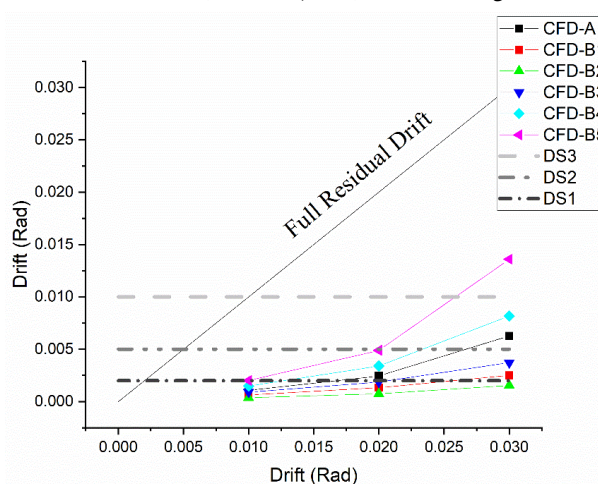


Fig. 17. Residual deformation and DS limit state

تغییر شکل پسماند اتصالات و کرانه‌های مرزی مطابق با FEMA P58 در شکل (۱۷) نشان داده شده است. به جز مدل CFD-B5 که تنها مدلی است که از معیار ۱٪ فراتر می‌رود،

جدول ۶. نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های المان محدود ساخته شده با استفاده از میراگر CFD

Model Name	CFD Thickness (mm)	$M_{max,FE}/M_p$	$M_{d,FE}/M_p$	$M_T/M_{max,FE}$	Ki (kN/m)	Ki (CFD)/Ki (WUF-W)	$\alpha$	$\beta$
CFD-A	8	0.52	0.18	0.90	2494.6	0.75	0.15	0.18
CFD-B1	8	0.57	0.24	0.96	2877.3	0.86	0.19	0.18
CFD-B2	6	0.50	0.23	0.97	2554.7	0.77	0.18	0.11
CFD-B3	10	0.65	0.24	0.95	3152	0.95	0.22	0.25
CFD-B4	12	0.78	0.25	0.92	3434.7	1.03	0.48	0.33
CFD-B5	15	0.97	0.26	0.91	3729.3	1.12	0.55	0.44

$M_p = 88 \text{ kN.m}$

$K_i (\text{WUF-W}) = 3330.8 \text{ kN/m}$

Table 4. Results of analysis of finite element models made using CFD dampers

دریافتند که با افزایش سختی سینماتیکی پس از تسلیم، تغییر مکان‌های پسماند کاهش می‌یابد و با کاهش سختی سینماتیکی پس از تسلیم نزدیک به صفر می‌تواند باعث افزایش تغییر مکان پسماند شود. مطابق با نتایج تجزیه و تحلیل ارائه شده در جدول (۶)، سختی سخت شدن سینماتیکی پس از تسلیم با افزایش ضخامت CFD افزایش می‌یابد.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله اتصال مرکزگرای خمشی فولادی با میراگر جاری شونده پیشنهاد شده است. با مطالعه رفتار آزمایشگاهی و عددی این اتصال نتایج ذیل به دست آمده است.

الاستیک ماندن تیر و ستون در اتصالات مرکزگرا به عنوان اعضا اصلی سازه‌ای یکی از پارامترهای مهم برای برگشت‌پذیری سیستم و نداشتن تغییر مکان پسماند می‌باشد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها مشخص شد که در این طراحی انجام شده تیر و ستون تا دریافت ۳ درصد به صورت الاستیک بوده است.

تغییر ارتفاع تیر تأثیر زیادی در عملکرد اتصالات مرکزگرای خمشی دارد. این موضوع در آزمایش‌ها و تحقیقات انجام شده تا به امروز بسیار کمتر مورد آزمایش قرار گرفته است ولی بررسی‌های عددی تأیید کننده این موضوع بوده است. در این تحقیق تغییر ارتفاع تیر به عنوان یکی از عوامل اصلی مورد ارزیابی در آزمایش‌ها بوده است. ظرفیت خمشی یک اتصال مرکزگرای خمشی از دو فاکتور تشکیل شده است، میزان نیروی پس‌کشیدگی در بازوی این نیرو تا محل تماس لبه بال تیر تا ستون و لنگر مقاوم ناشی از میراگرها. فاکتور

شکل ۱۸. کاهش نیروی فشاری در کابل‌ها در اثر تغییر شکل پلاستیک

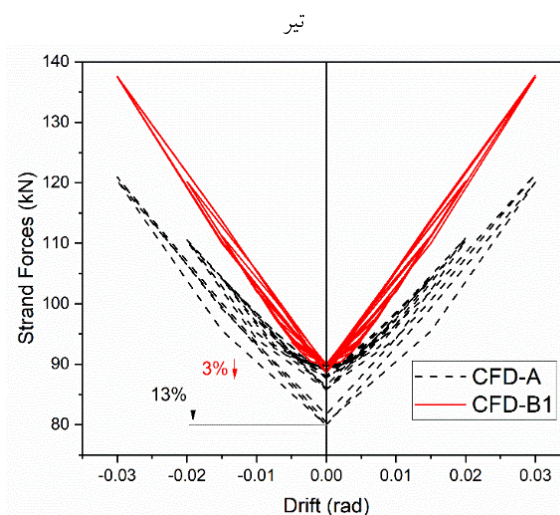


Fig. 18. Reducing the compressive force in the cables due to the plastic deformation of the beam

شکل ۱۹. منحنی ظرفیت مدل‌ها

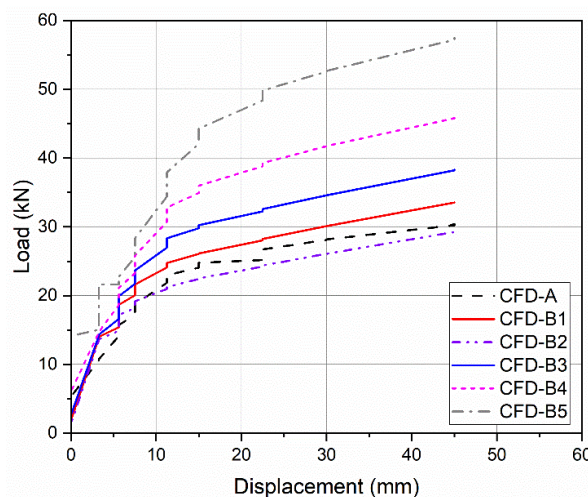


Fig. 19. Capacity curve of models

تغییر مکان پسماند و سختی پس از تسلیم یک رابطه بسیار تنگاتنگ برای سیستم‌های بدون هیچ یک از اجزای سیستم مرکزگرا را دارند. مکرری و کاواشیما در سال ۱۹۹۷ [35]

- Management Agency, Washington, D.C. - Google Search.”
- 5- B. Christopoulos, C.; Filiatrault, A.; Uang, C.M.; Folz, “Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames,” J. Struct. Eng., vol. 128, pp. 1111-1120., 2002.
  - 6- M. D. Engelhardt and T. A. Sabol, “Reinforcing of steel moment connections with cover plates: Benefits and limitations,” Eng. Struct., vol. 20, no. 4-6, pp. 510-520, 1998, doi: 10.1016/S0141-0296(97)00038-2.
  - 7- J. McCormick, H. Aburano, M. Ikenaga, and M. Nakashima, “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements,” in Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, 2008, pp. 12-17.
  - 8- K. C. Tsai, C. C. Chou, C. L. Lin, P. C. Chen, and S. J. Jhang, “Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices,” Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 37, no. 4, pp. 627-645, Apr. 2008, doi: 10.1002/EQE.779.
  - 9- M. Garlock, J. M. Ricles, R. Sause, S.-W. Peng, C. Zhao, and L.-W. Lu, “Post Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames,” 1998.
  - 10- M. Heidari, A. A. Aghakouchak, “Introduction and Investigation of a New Steel Brace with Self-Centering and Energy Dissipating Capabilities,” Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), vol. 19, no. 1, Apr. 2018, (In Persian).
  - 11- M. S. Daliri, H. Yousefpour, H. Khosravi, “Seismic Behavior of Precast Self-Centering Bridge Piers,” Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), vol. 23, no. 2, Apr. 2023, (In Persian).
  - 12- M. J. Ebrahimi Majumerd, E. Mohammadi Dehcheshmaeh, V. Broujerdian, “Feasibility study of using endurance time method for seismic evaluation of self-centering buckling restrained braced frame (SC-BRC-BF),” Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), vol. 22, no. 2, Apr. 2022, (In Persian).
  - 12- K. C. Tsai, C. C. Chou, C. L. Lin, P. C. Chen, and S. J. Jhang, “Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices,” Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 37, no. 4, pp. 627-645, Apr. 2008, doi: 10.1002/EQE.779.
  - 13- H.-J. Kim and C. Christopoulos, “Friction Damped Posttensioned Self-Centering Steel Moment-Resisting Frames,” J. Struct. Eng., vol. 134, no. 11, pp. 1768-1779, Nov. 2008, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:11(1768).
  - 14- M. Wolski, A. M. Asce, J. M. Ricles, M. Asce, R. Sause, and M. Asce, “Experimental Study of a Self-Centering Beam - Column Connection with Bottom Flange Friction Device,” J. Struct. Eng., vol. 135, no. May, pp. 479-488, 2009.
  - 15- J. Iyama, C. Y. Seo, J. M. Ricles, and R. Sause, “Self-centering MRFs with bottom flange friction devices under earthquake loading,” J. Constr. Steel
- اول که سهم بسیار بیشتری در ظرفیت خمشی اتصال دارد از دو عامل تأثیر پذیر است. عامل اول سطح نیروی پس‌کشیدگی است و عامل دوم بازوی این نیرو می‌باشد. جانمایی محل کابل‌های پس‌کشیده در افزایش این ظرفیت بسیار مهم است، از طرفی با توجه مقاطع معمول مورد استفاده در کشور برای قاب‌های خمشی، افزایش تعداد کابل‌ها در ارتفاع مقطع کمتر مورد توجه است و اجرایی‌ترین حالت عبور این کابل‌ها از مرکز تیر می‌باشد. همچنین با توجه به درستی‌آزمایی مدل‌سازی عددی می‌توان از این ابزار برای پیش‌بینی رفتار و عملکرد این اتصالات استفاده کرد. با توجه به نتایج به دست آمده مشخص شد که تنها میراگرها وارد مرحله غیر خطی شده و با توجه به جزئیات ارائه شده این میراگرها به راحتی بعد از زلزله قابل تعویض می‌باشند. همچنین با افزایش ضخامت میراگرها، ظرفیت خمشی و میزان اتلاف انرژی در سیستم افزایش می‌یابد.
- همچنین مشخص شد استفاده از ورق‌های تقویتی برای جلوگیری از کماتش موضعی باعث بهبود رفتار این اتصالات می‌شود. سطح نیروی پس‌کشیدگی اولیه علاوه بر بیشترین ظرفیت خمشی اتصال مرکزگرا در لنگر خمشی جداشدگی نیز اثرگذار است. لنگر جداشدگی همانطور که در قبل توضیح داده شد از پارامترهای مؤثر در عملکرد اتصالات مرکزگرا می‌باشد. میزان لنگر جداشدگی باید از لنگر ترکیب بار ناشی از اثرات بار باد و بار مرده بیش‌تر باشد.

## ۶- مراجع

- 1- R. Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Ductile Design of Steel Structures 2nd Edition. 2011.
- 2- C. Christopoulos, A. Filiatrault, C.-M. Uang, and B. Folz, “Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames,” J. Struct. Eng., vol. 128, pp. 1111-1120, 2002, doi: 10.1061/ASCE0733-94452002128:91111.
- 3- B. D. and G. J. Youssef NF, “A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge earthquake,” US Natl. Inst. Stand. Technol., 1995.
- 4- FEMA (2000), “Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000) Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings: Federal Emergency



- 27- A. Javanmardi, Z. Ibrahim, K. Ghaedi, H. Benisi Ghadim, and M. U. Hanif, "State-of-the-Art Review of Metallic Dampers: Testing, Development and Implementation," *Arch. Comput. Methods Eng.*, vol. 27, no. 2, pp. 455–478, 2020, doi: 10.1007/s11831-019-09329-9.
- 28- C. Zhang, Y. Zhou, D. G. Weng, D. H. Lu, and C. X. Wu, "A methodology for design of metallic dampers in retrofit of earthquake-damaged frame," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 56, no. 4, pp. 569–588, Nov. 2015, doi: 10.12989/SEM.2015.56.4.569.
- 29- B. Qu, C. Dai, J. Qiu, H. Hou, and C. Qiu, "Testing of seismic dampers with replaceable U-shaped steel plates," *Eng. Struct.*, vol. 179, no. August 2018, pp. 625–639, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.11.016.
- 30- M. Ebadi Jamkhaneh, A. H. Ebrahimi, and M. Shokri Amiri, "Experimental and Numerical Investigation of Steel Moment Resisting Frame with U-Shaped Metallic Yielding Damper," *Int. J. Steel Struct.*, vol. 19, no. 3, pp. 806–818, 2019, doi: 10.1007/s13296-018-0166-z.
- 31- H. Özkaynak, "Model Proposal for Steel Cushions for Use in Reinforced Concrete Frames," *KSCE J. Civ. Eng.*, pp. 1–11, 2017, doi: 10.1007/s12205-017-0477-1.
- 32- A. Iqbal, S. Pampanin, A. Palermo, and A. H. Buchanan, "Performance and design of LVL walls coupled with UFP dissipaters," *J. Earthq. Eng.*, vol. 19, no. 3, pp. 383–409, Apr. 2015, doi: 10.1080/13632469.2014.987406.
- 33- F. K. Ahmet GÜLLÜ, Hasan ÖZKAYNAK, Arastoo KHAJEHDEHI, Tansu GÖKÇE, Faraz AZİZİSALES, İ. Engin BAL, Eleni SMYROU, Ercan YÜKSEL, "Derivation of the Closed Form Equations For the Energy Dissipative Steel Cushions," 14th World Conf. Seism. Isol. Energy Dissipation Act. Vib. Control Struct. Sept. 9-11 2015 San Diego, Ca USA, no. September, pp. 1–10, 2015.
- 34- K. Deng, P. Pan, and C. Wang, "Development of crawler steel damper for bridges," *JCSR*, vol. 85, pp. 140–150, 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.03.009.
- 35- G. A. MACRAE and K. KAWASHIMA, "POST-EARTHQUAKE RESIDUAL DISPLACEMENTS OF BILINEAR OSCILLATORS. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(7), 701–716
- Res.*, vol. 65, no. 2, pp. 314–325, 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2008.02.018.
- 16- D. J. Miller, L. A. Fahnestock, and M. R. Eatherton, "Development and experimental validation of a nickel–titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained brace," *Eng. Struct.*, vol. 40, pp. 288–298, Jul. 2012, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2012.02.037.
- 17- J. M. R. & N. G. D. Roke, R. Sause, "Damage-free seismic-resistant self-centering steel concentrically-braced frames," *Behav. Steel Struct. Seism. Areas*, pp. 21–28, Dec. 2009, doi: 10.1201/9780203861592-2.
- 18- G. Vasdravellis, T. L. Karavasilis, and B. Uy, "Finite element models and cyclic behavior of self-centering steel post-tensioned connections with web hourglass pins," *Eng. Struct.*, vol. 52, pp. 1–16, Jul. 2013, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2013.02.005.
- 19- C. Christopoulos, S. Pampanin, and M. J. Nigel Priestley, "Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: Single-degree of freedom systems," *J. Earthq. Eng.*, vol. 7, no. 1, pp. 97–118, 2003, doi: 10.1080/13632460309350443.
- 20- J. M. Ricles, R. Sause, S. W. Peng, and L. W. Lu, "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. July, pp. 850–859, 2002.
- 21- G. Vasdravellis, T. L. Karavasilis, and B. Uy, "Finite element models and cyclic behavior of self-centering steel post-tensioned connections with web hourglass pins," *Eng. Struct.*, vol. 52, pp. 1–16, Jul. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.02.005.
- 22- C. Christopoulos, A. Filiatrault, C.-M. Uang, and B. Folz, "Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames," *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. 9, pp. 1111–1120, Sep. 2002.
- 23- J. M. Ricles, R. Sause, M. M. Garlock, and C. Zhao, "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames," *J. Struct. Eng.*, vol. 127, no. 2, pp. 113–121, Feb. 2001, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:2(113).
- 24- J. M. Ricles, R. Sause, S. W. Peng, and L. W. Lu, "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. 7, pp. 850–859, Jul. 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(850).
- 25- M. M. Garlock, J. M. Ricles, and R. Sause, "Experimental Studies of Full-Scale Posttensioned Steel Connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 3, pp. 438–448, Mar. 2005, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:3(438).
- 26- M. M. Garlock, J. M. Ricles, and R. Sause, "Cyclic Load Tests and Analysis of Bolted Top-and-Seat Angle Connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 12, pp. 1615–1625, Dec. 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:12(1615).

# Experimental Evaluation of Self-centering Moment -Resisting Frame with Metallic Damper

A. N. Givi<sup>1</sup>, R. Vahdani<sup>2\*</sup>, M. A. Kafi<sup>3</sup>

1. PhD Candidate, Semnan University

2 Corresponding author, Assistant Professor

3 Associate Professor

Email: \* rvahdani@semnan.ac.ir

## Abstract

Although conventional earthquake-resistant systems such as moment frames and braced frames meet the requirements for the safety of a structure when an earthquake occurs, these systems have not guaranteed the prevention of damage to the structure after an earthquake occurs. So that sometimes the repair of some structures seems uneconomic due to these serious damages. Repairing the damage caused by the earthquake was expensive and caused business interruption. A highly effective solution in the new generation of seismic resistance is self-centering systems that eliminate and limit residual drift. The self-centering system's key features affected how the system behaves during earthquakes. The first crucial feature is the amount of post-tensioning (PT) force, which is often used for the standing position after the earthquake. Another one that is played the important role in the behavior of the self-centering system is the energy dissipater element. Employing the damper as a replaceable and cost-effective tool and fuse in self-centering frames to improve energy absorption and damping of structural systems under earthquakes has been considered. A system that can restore the structure to its original state after applying earthquake loads is necessary to minimize damage. Self-centering systems are elements that have the ability to minimize the residual drifts while enduring earthquakes of great intensity.

In this study, flexural damper as an energy dissipator system is employed in the self-centering steel moment frame connections to improve energy absorption, post yielding stiffness, and is easily replaceable after the earthquake. Moreover, providing the sufficient stiffness, strength, and ductility, while reducing permanent deformations in the self-centering steel moment frames subjected to seismic loading have been deliberated. In this paper, after validating the results from the FE model with the prior experimental PT connection, the behavior of the self-centering connection with the flexural damper has been analyzed. In the FE modeling, the geometric and material nonlinearities and preloading strands are contemplated in the modeling. Gap opening and closing action beside contact and sliding phenomena are involved in the models. To achieve this goal, a large-scale experimental test program of analyzed and designed models using the finite element method has been planned. Changing the height of the beam has a great effect on the performance of the moment capacity of self-centering connection. This issue has been tested much less in the experiments and researches carried out until today, but the numerical studies have confirmed this issue. In this research, the change in beam height has been evaluated as one of the main factors in the experiments. According to the test results, the beam and column remained in the elastic range. Also the damage is accumulated in the damper. Flexural dampers can enhance the post-yield stiffness and energy absorption of SF-MRF frames, while maintaining minimal permanent deformation at particular damper thicknesses. The obtained results show that in addition to reducing the residual drift to less than 0.5%, the effective energy the dissipation ratio,  $\beta$ , is also improved to 0.25%. Also, this improvement in the seismic performance of self-centering connection with the flexural damper has been achieved with an acceptable ratio of the moment capacity to the beam plastic moment capacity.

**Keywords:** Self-centering moment resistance, experimental program, Finite element, metallic damper.