

## نوع مقاله: پژوهشی

## چکیده

نظر به لرزه‌خیزی بالای کشور ایران و ضرورت بررسی سیستم‌های باربر جانبی نوین به منظور ارتقای عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها در برابر زلزله، این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به دو دهانه سیستم قاب-ستون-پیوند (LCF) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک با و بدون پالس در دو حالت منفرد و متوالی می‌پردازد. در این راستا ابتدا قاب‌های فولادی ۴، ۶ و ۸ طبقه حاوی دو دهانه LCF با تیرهای پیوند برشی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و سپس در محیط نرم‌افزاری OpenSees پیاده‌سازی شده‌اند. مدل‌ها پس از صحت‌سنجی در معرض زلزله‌های حوزه نزدیک با و بدون پالس منفرد و متوالی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. نتایج حاکی از آن است که با افزایش تعداد طبقات میزان خسارت، بیشینه جابه‌جایی به‌ویژه قاب‌های در معرض زلزله‌های متوالی بدون پالس افزایش می‌یابد. همچنین در این مطالعه به منظور ارزیابی عملکرد تیرهای پیوند، قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی مورد تحلیل قرار گرفته است. در این قاب میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی بام ۴، ۳/۹ درصد، میانگین شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی ۱/۲، ۱/۴ درصد، شاخص خسارت رافائل تحت رکوردهای بدون پالس متوالی برای حالت برشی در مقایسه با خمشی روند کاهشی داشته است. میانگین شاخص خسارت شکل‌پذیری، میانگین شاخص خسارت گسیختگی حالت بحرانی (زلزله‌های متوالی بدون پالس) برای قاب‌های مورد مطالعه بیانگر رابطه‌ی مستقیم آنها با افزایش ارتفاع بوده است.

**واژگان کلیدی:** زلزله‌های حوزه نزدیک، سیستم قاب-ستون-تیر پیوند، پدیده توالی لرزه‌ای، شاخص خسارت، شکل‌پذیری.

## رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به سیستم قاب-ستون-پیوند دو دهانه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک منفرد و متوالی

### الهه بزرگری فیروزسالاری

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

### الهام رجبی

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

### غلامرضا قدرتی امیری (نویسنده مسئول)

استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران،  
ghodrati@iust.ac.ir

## ۱- مقدمه

بالا به وجود نیامده است. از این رو تاریخچه زمانی شتاب آنها محتوای فرکانسی بالایی داشته است (Tajammolian et al., 2017). از جمله در زلزله‌های تایوان (۱۹۹۵)، کوبه (۱۹۹۴)، نورث‌ریچ (۱۹۹۴)، سازه‌های مهندسی نیز در مجاورت مرکز زلزله دچار خرابی‌های زیادی شده‌اند زیرا پالس در این زمین‌لرزه‌ها به صورت پالس شتاب، سرعت و جابه‌جایی بوده است (Bhagat & Wijeyewickrema, 2017). به همین علت بررسی ماهیت ارتعاشات زمین در نزدیکی مرکز سطحی زلزله به‌عنوان یک ضرورت مطرح و مطالعات متعددی نیز در این زمینه صورت

در مجاورت گسل‌ها همواره به علت نوع مکانیسم گسیختگی رخ داده، خسارات فراوانی در سازه‌هایی، حتی بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی شده‌اند، به بار آمده است، زیرا جنبش زمین در نزدیک گسل دارای خصوصیات ویژه‌ای است، با حرکات زمین در مناطق دور نسبت به محل جنبش زمین متفاوت است. کاهش فاصله تا گسل فعال حداکثر شتاب رکورد زمین (PGA) را افزایش داده است. در زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک به علت فاصله کوتاه بین محل شکست (منبع تولید موج) و محل دریافت آن فرصتی جهت مستهلک شدن فرکانس‌های

آنها با زلزله‌های حوزه دور بررسی شده‌اند. به این منظور یک قاب نیمه‌صلب ده طبقه در معرض چهار مجموعه زلزله با در نظر گرفتن درجه نیمه‌صلبیت متوسط قرار گرفته است. چهار مجموعه زمین‌لرزه، یعنی حوزه دور، حوزه نزدیک با جهت بالا، جهت پایین و گام پرت شامل مجموعه‌هایی از ده رکورد واقعی حرکت زمین در هر مجموعه است. بررسی‌های شکنندگی با در نظر گرفتن تعدادی از اقدامات آسیب، حداکثر نسبت جابه‌جایی بین طبقه، حداکثر زاویه جابه‌جایی سقف، حداکثر شتاب در طبقه بالا با شتاب اوج زمین به‌عنوان اندازه‌گیری شدت، توسعه یافته‌اند.

شارما و همکاران (Sharma et al., 2020) در سال ۲۰۲۰، به بررسی مدل‌سازی واقع‌بینانه اتصال نیمه‌صلب تیر-ستون در قاب‌های فولادی پرداخته‌اند. مطالعات نسبتاً کمی برای بررسی رفتار قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب تحت انواع مختلف زلزله انجام شده است. در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی نیمه‌صلب تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفته است. اتصال نیمه‌صلب توسط عنصر پیوند پلاستیکی چند خطی متشکل از فرهای چرخشی مدل‌سازی شده است. به‌منظور ارزیابی رفتار قاب نیمه‌صلب، تعداد زیادی پارامتر لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. در این مطالعه نشان داده شده است که قاب‌های نیمه‌صلب در مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای برای زلزله‌های حوزه نزدیک به‌ویژه در کاهش برش پایه تا حد قابل توجهی برای سطح متوسط زلزله مؤثر و مفید بوده‌اند. علاوه بر این، قاب نیمه‌صلب با تیر نسبتاً ضعیف و سختی اتصال به نسبت کم ممکن است در برابر زلزله نسبتاً قوی بدون آسیب زیاد در تیرها مقاومت نشان داده باشد.

در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله معمولاً سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلفی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در میان آنها سیستم نوین ستون تیر-پیوند سیستم جدیدی است. از آنجایی که خسارت‌های ناشی از زلزله‌های حوزه نزدیک نظیر زلزله بم و یا نورتریج بسیار زیاد و غیرقابل جبران بوده است، سیستم‌های نوین با قابلیت بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه از اهمیت بسزایی برخوردارند. این سیستم‌ها با تأکید بر قابلیت استفاده

گرفته است. به‌عنوان نمونه فتحی و همکاران در سال ۲۰۱۵ اثر میرایی الحاقی را روی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های جداسازی شده تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار دادند. تغییر مقادیر در میرایی الحاقی باعث بهبود رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌های نزدیک گسل بوده است. در حالت کلی با افزایش نسبت میرایی جابه‌جایی پایه کاهش، شتاب طبقات افزایش و جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله‌های دور از گسل کاهش و نزدیک گسل افزایش یافته‌اند (Fathi et al., 2015).

هو و وانگ (Hu & Wang, 2021) در سال ۲۰۲۱ تحقیقاتی در زمینه طراحی لرزه‌ای و ارزیابی عملکرد ساختمان‌های فولادی کم ارتفاع با سیستم‌های هسته گهواره‌ای دوگانه جذب انرژی و متمرکز تحت حرکات زمین حوزه دور و نزدیک به گسل انجام دادند. در این مطالعه دو هسته به‌عنوان دو قاب مهاربندی شده کمانشی جهت تعیین توزیع یکنواخت جابه‌جایی بین طبقاتی در نظر گرفته شده است.

در سال ۲۰۲۲، زمانیان و همکاران (Zamanian et al., 2022) تقاضای ساخت‌وساز برای سازه‌های نامنظم به دلیل رشد جمعیت شهرها، مناطق ساخت‌وساز محدود و زیبایی سازه‌ها مورد بررسی قرار دادند. عدم درک صحیح از رفتار دینامیکی این سازه‌ها در هنگام رخدادهای لرزه‌ای توانسته منجر به خرابی‌های محلی و جهانی بر روی آنها شود. برای بررسی این موضوع از یک سازه ۱۰ طبقه منظم با سه حالت نامنظمی سختی متفاوت در طول ارتفاع استفاده شده است. بر اساس تحلیل‌های عددی تحت حرکات زمین دور و نزدیک، تغییر شکل‌های پلاستیکی باقی‌مانده به‌طور قابل توجهی با استفاده از میراگرها کاهش یافته است.

شارما و همکاران (Sharma et al., 2021) در سال ۲۰۲۱ به بررسی مطالعات بر روی ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی نیمه‌صلب پرداخته‌اند. هدف از این مطالعه عددی، بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های نیمه‌صلب در معرض زلزله‌های حوزه نزدیک بوده است. ویژگی‌های خاص منحنی‌های شکنندگی برای زلزله‌های نزدیک گسل با مقایسه

بی‌وقفه- یعنی رسیدن به عملکرد بهره‌برداری مطلوب در زلزله و بعد از آن مورد استقبال مهندسين قرار گرفته‌اند، قادر به تمرکز تمام آسیب‌ها در یک المان شکل‌پذیر هستند، تعمیر آنها نسبتاً آسان بوده و قابلیت جایگزین شدن را داشته‌اند. این امر به سازه اصلی اجازه داده است، اساساً در محدوده الاستیک باقی بماند. سیستم قاب ستون پیوند به‌عنوان یک سیستم نسبتاً نوین در سال ۲۰۰۷ توسط دوسیکا و ایوای معرفی شده است (Dusicka & Iwai, 2007).

گلستانی و همکاران (Golestani et al., 2022) در سال ۱۴۰۱ به بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ساختمان‌های فولادی حاوی سیستم (قاب با ستون‌های پیوند شده) پرداختند. تذر و محب‌خواه (Tazarv & Mohebkah, 2022) در سال ۲۰۲۲ عملکرد سیستم قاب فولادی با ستون پیوند شده را با بهره‌گیری از روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان مورد بررسی قرار دادند.

قلهکی و همکاران (Gholhaki et al., 2021) در سال ۲۰۲۱ به بررسی ارزیابی لرزه‌ای سیستم سازه‌ای قاب ستون پیوندی با در نظر گرفتن اثرات انعطاف‌پذیری خاک پرداخته‌اند. در مطالعه دیگری قلهکی و همکاران (Gholhaki et al., 2020) به بررسی مطالعه‌ی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده LCF طراحی شده مبتنی بر عملکرد، تحت زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک در سال ۲۰۲۰ پرداختند. رفتار لرزه‌ای سیستم ستون-تیر پیوند به‌عنوان سیستم مقاوم در سال ۲۰۲۲ توسط جابری و اصغری مورد بررسی قرار گرفت. در تحقیقات پیشین، رفتار لرزه‌ای سیستم قاب (LCF)<sup>۲</sup> به‌عنوان یک قاب فولادی دو سازه‌ای سیستمی، از ستون پیوندی اولیه (LC)<sup>۳</sup> و قاب خمشی ثانویه (MF)<sup>۴</sup> تشکیل شده، ارزیابی شد. در این تحقیق با توجه به ظرفیت بالای سیستم ستون پیوندی در تحمل بار جانبی، این سیستم به‌عنوان تنها سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در قاب ساختمان استفاده شده است (Jaberi & Asghari, 2022). در سال ۲۰۲۳، ارزیابی ضریب اصلاح پاسخ ساختمان‌های فولادی با سیستم ستون-تیر پیوند توسط گلستانی و همکاران (Golestani et al., 2023) مورد تحلیل

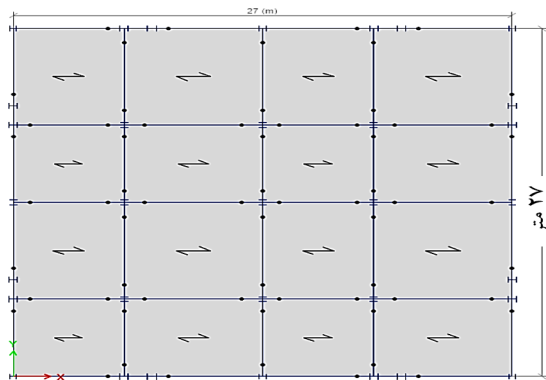
قرار گرفت.

شواهد به‌جامانده از زلزله‌های پیشین نشان می‌دهند که همواره در مناطق لرزه‌خیز مجموعه‌ای از لرزه‌ها به‌صورت متوالی رخ داده‌اند و تجمع خسارات ناشی از لرزه‌های پیشین، عملکرد سازه را که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس یک زلزله منفرد طراحی شده است، مختل نموده است. به‌عنوان نمونه، ارزیابی آسیب در ساختمان‌های بتن مسلح و فولادی تحت لرزه‌های متوالی بحرانی توسط قدرتی امیری و رجبی (Ghodrati Amiri & Rajabi, 2017) در سال ۲۰۱۷ مورد مطالعه قرار گرفته است. در این مطالعه آسیب‌پذیری بتن مسلح با قاب‌های فولادی به‌صورت متوالی مقایسه شده است. از طرفی شهسواری و اسلامی (Shahsavari & Eslami, 2022) در ۱۴۰۰ به بررسی تأثیر استفاده از میراگرهای ویسکوز بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی در معرض زلزله‌های حوزه نزدیک متوالی پرداخته‌اند. خزائی و همکاران (Khazaei et al., 2021) در سال ۲۰۲۱ به بررسی اثرات میراگر جرمی چندگانه در کاهش پارامترهای لرزه‌ای ساختمان‌های بلند قاب خمشی فولادی منظم و دارای نامنظمی در پلان تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک پرداختند. واحدیان و همکاران (Vahedian et al., 2021) در سال ۲۰۲۱ به بررسی تغییرات ضریب تغییر مکان غیرخطی تحت توالی لرزه‌ای پرداختند.

در تمامی مطالعات فوق، ضرورت لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای به‌صراحت مورد تأکید محققین قرار گرفته است. با توجه به سازوکار متفاوت زلزله‌های حوزه نزدیک (با و بدون پالس) از یک سو، پتانسیل بالای خسارت‌زایی لرزه‌های متوالی از سوی دیگر، این مطالعه به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی حاوی دو دهانه سیستم LCF در معرض زلزله‌های حوزه نزدیک با در نظر گرفتن پدیده توالی لرزه‌ای پرداخته است. در این راستا سه سازه ۴، ۶ و ۸ طبقه طراحی و پیاده‌سازی شده و پس از صحت‌سنجی در معرض سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی با و بدون پالس تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. در نهایت اثر ارتفاع سازه، نوع عملکرد تیرهای پیوند

۸ طبقه (تعداد طبقات رایج در کشور ایران، نماینده سازه‌های کوتاه‌مرتبه) حاوی دو دهانه LCF مستقر بر خاک نوع سه، بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه در تحلیل، با کاربری ورزشی-مسکونی در تهران می‌باشند. این سازه‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (BHRC, 2014) در نرم‌افزار ETABS (Etabs, 2019) طراحی و در نرم‌افزار OpenSees (Opensees, 2006) به صورت دو بعدی پیاده‌سازی شده‌اند. کلیه مدل‌ها دارای دو دهانه LC شامل تیرهای پیوند ۱/۵ متری با عملکرد برشی می‌باشند. به منظور ارزیابی نوع عملکرد تیر پیوند، قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند خمشی نیز طراحی، پیاده‌سازی و بررسی شده است. مصالح فولادی به کار رفته در المان‌های تیر و ستون از نوع فولاد A۹۹۲ می‌باشد، مقاومت تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال است.

در شکل (۲) نمایی از پلان ۲۷×۲۷ متر مربع و نمای قاب هشت طبقه، در جدول (۱) مقاطع این قاب به‌عنوان نمونه نشان داده شده است. لازم به ذکر است، بارهای ثقلی وارد بر قاب‌های مورد مطالعه مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و پیرایش



شکل (۲) پلان و نمای شماتیک قاب هشت طبقه حاوی دو دهانه LCF.

(برشی/خمشی، برخلاف اغلب مطالعات در دو دهانه تعیین شده‌اند)، وجود یا عدم وجود پالس و در نهایت پدیده توالی لرزه‌ای با مقایسه پاسخ سازه در قالب جابه‌جایی و میزان خسارت ارزیابی شده است.

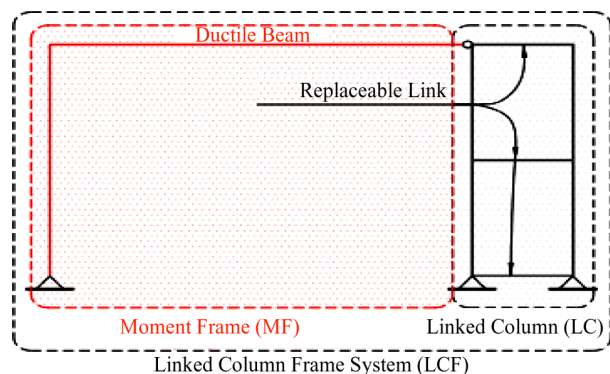
## ۲- سیستم قاب-ستون-پیوند

امروزه با توجه به زلزله‌خیز بودن کشور ایران، استفاده از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای حائز اهمیت است. سیستم قاب با ستون پیوند شده از سیستم‌های نوین مقاوم لرزه‌ای است، توسط دوسیکا و لوئیس (Dusica & Lewis, 2010) ارائه گردیده است. به طور کلی این سیستم مطابق شکل (۱) شامل دو سیستم قاب خمشی به همراه ستون‌های با فاصله کوتاه متصل شده با تیر پیوند است. تیرهای پیوند قابل تعویض به کار گرفته شده در این سیستم، در ابتدا تأمین‌کننده سختی اولیه سیستم بوده و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم رفتار غیرخطی، شکل‌پذیری را از خود به نمایش گذاشته‌اند. رفتار تیرهای پیوند در سیستم LCF بر اساس طول تیر پیوند همانند مهاربندهای برون‌محور و اگر دارای تسلیم برشی یا خمشی بوده‌اند، به علت به کارگیری اعضای معمولی سازه به‌عنوان فیوز تسلیم‌شونده، از نظر تعویض، ساخت و نصب قطعات بسیار ساده و اقتصادی است.

## ۳- روش تحقیق

### ۳-۱- سازه‌های مورد مطالعه

سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله سه قاب فولادی ۴، ۶،



شکل (۱): نمای شماتیک قاب با ستون پیوند شده (Shoebi et al., 2018).

جدول (۱): مقاطع قاب هشت طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی.

طبقات	ستون‌های کناری	ستون داخلی	تیر	تیر پیوند	ستون اطراف تیر پیوند
۱	W120×14	W132×14	W120×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W730×14
۲	W120×14	W132×14	W120×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W730×14
۳	W120×14	W132×14	W96×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W605×14
۴	W120×14	W132×14	W96×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W605×14
۵	W120×14	W132×14	W96×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W370×14
۶	W120×14	W132×14	W96×12	PG-W1×45/2F2×25/5	W370×14
۷	W120×14	W132×14	W96×12	PG-W1×35/5F2×25/0	W120×14
۸	W120×14	W132×14	W72×12	PG-W1×35/5F2×25/0	W120×14

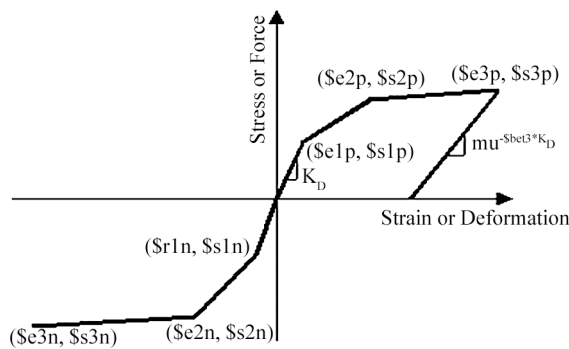
غیرخطی عموماً دو روش مدل‌سازی پلاستیسیته متمرکز، گسترده وجود دارد. در روش پلاستیسیته متمرکز رفتار غیر الاستیک المان‌ها با استفاده از تعریف مفاصل پلاستیک برشی یا خمشی مدل می‌شوند. این مفاصل در نقاطی از المان جانمایی می‌گردند که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در آنها وجود دارد و با استفاده از فنرهای خمشی یا برشی با طول صفر و مشخصات مصالح حاصل از روابط آزمایشگاهی مدل‌سازی می‌گردند، درحالی‌که سایر نقاط المان به صورت الاستیک لحاظ می‌شوند. این روش زمان کمتری نسبت به روش پلاستیسیته گسترده برای تحلیل نیاز دارد. روش پلاستیسیته متمرکز اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی را در نظر نمی‌گیرد و این موضوع باید جداگانه تعریف شود. به منظور مدل‌سازی به روش پلاستیسیته گسترده از دستور مقاطع فایبر در نرم‌افزار استفاده می‌شود. این روش تشکیل رفتار پلاستیک خمشی و نیز اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی را به صورت خودکار در نظر می‌گیرد. به دلیل اینکه مقطع را در کل طول المان به اجزای محدودتر تقسیم بندی می‌کند، فرآیند تحلیل غیرخطی در این روش نسبت به پلاستیسیته متمرکز زمان‌بر است. در مطالعه پیش‌رو از روش مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده استفاده شده است و تیر و ستون‌ها با استفاده از مقطع فایبر و المان غیرخطی تیر-ستون تعریف شده‌اند.

داده‌های تجربی از آزمایش‌های انجام شده توسط دوسیکا و لوئیس (Dusicka & Lewi, 2010) در سال ۲۰۱۰ به دست آمده

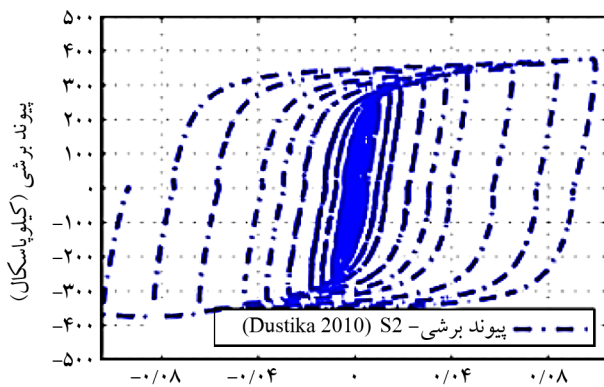
سال ۹۸ (Design Loads for Buildings, 2019) شامل بار مرده و زنده طبقه اول برابر با ۵۰۰، ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و طبقات برابر با ۴۸۰، ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.

مدل‌ها مجموعه‌ای از المان‌تیر-ستون با رفتار تغییر شکل-بار چرخه‌ای هستند، برای نشان دادن رفتار پیوندها، تیرها و ستون‌ها کالیبره می‌شوند. پاسخ چرخه‌ای کامل پیوند، تیر و ستون را در خمش، از جمله از دست دادن ظرفیت، با استفاده از المان‌های تیر-ستون، در آن پاسخ خمشی و محوری غیرخطی توسط یک مدل مقطع فایبر، شبیه‌سازی نمود. برای تیرها و ستون‌ها از مقاطع فایبر استفاده شده است، امکان ایجاد مقاطع مختلف فولادی را با فرض سازگاری کرنش صفحه‌ای را فراهم می‌کند. در پیوندهای برشی، با اتلاف انرژی از طریق تسلیم برشی یک نیروی برشی غیرخطی مستقل در مقابل تغییر شکل برشی با سطح مقطع فایبر ترکیب می‌شود. همچنین، اتصال مفصلی در OpenSees با استفاده از المان فنر غیرخطی با طول صفر مدل‌سازی شده است. مصالح فولادی با استفاده از مصالح هیسترتیک برای پیوندها، تیرها و اتصالات لحاظ شده است. همچنین مصالح مورد نظر برای ستون‌ها، با استفاده از دستور Steel02 موجود در کتابخانه نرم‌افزار OpenSees انتخاب شده است.

به منظور مدل‌سازی مدل‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار OpenSees ابتدا گره‌های قاب، سپس المان‌های بین‌گره‌ها به عنوان المان‌های تیر و ستون معرفی می‌شود. در نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌سازی المان‌ها، مقاطع جهت تحلیل‌های

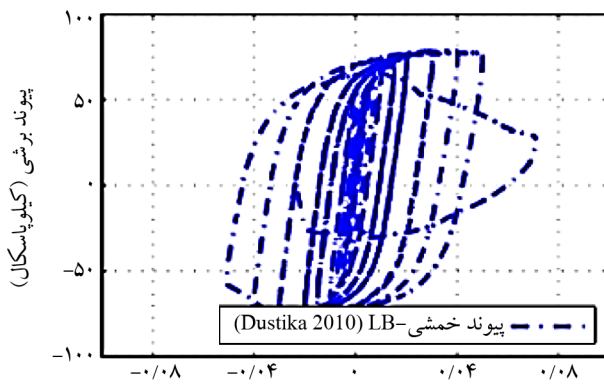


شکل (۳): مدل مصالح هیستریک در نرم‌افزار OpenSees.



پیوند دوران (رادیان)

(الف) برشی



پیوند دوران (رادیان)

(ب) خمشی

شکل (۴): نتایج تجربی پیوندها (Dusicka &amp; Lewis, 2010).

۸۰ درصد کاهش می‌یابد. همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده، پیوندهای برشی با نمونه آزمایشگاهی S2 در مقاله دوسیکا با متوسط خطای ۳ درصد کالیبره شده‌اند. به‌منظور شبیه‌سازی زوال پاسخ تیرهای پیوند خمشی، از مصالح خستگی<sup>۵</sup> موجود در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. این مصالح با مصالح هیستریک توسط دوسیکا و لوئیس در سال ۲۰۱۰ جهت استفاده

اند. در همین راستا، آنها آزمایش‌هایی را بر پیوندهای جوش داده شده به صفحات انتهایی و دارای سخت‌کننده‌های موازی جان انجام دادند. از این مجموعه داده‌ها، طیف وسیعی از پیوندهای کوتاه برشی تا خمشی برای کالیبراسیون مدل‌های پیوند در OpenSees انتخاب شدند. روش انتخاب شده برای مدل‌سازی رفتار پیوند از یک المان تیر-ستون با پلاستیسیته گسترده با مقطع فایبر استفاده می‌کند، پاسخ محوری و خمشی را کنترل می‌کند و با یک نیروی برشی غیرخطی در برابر تغییر شکل برشی جمع می‌شود. خصوصیات مصالح الاستیک برای مقطع فایبر و برش بر اساس مقادیر معمولی برای فولاد سازه‌ای است، درحالی‌که پارامترهای غیرخطی سخت‌شوندگی برای مدل‌های مصالح برای مطابقت با داده‌های تجربی، کالیبره می‌شوند. مدل‌ها برای دستیابی به هدف شبیه‌سازی مستقیم رفتار غیرخطی و همچنین نشان دادن هرگونه سختی و مقاومت قابل توجهی در پاسخ چرخه‌ای پیوندها ساخته شده‌اند. از بین مصالح مختلف تک‌محوره موجود در OpenSees، از مصالح هیستریک استفاده شد. این مصالح که در شکل (۳) نشان داده شده است، توانایی شبیه‌سازی پاسخ برشی و خمشی را دارد. تنش‌ها و کرنش‌ها بر اساس رفتار فولاد A992 انتخاب شدند. زوال پاسخ‌ها با استفاده از مصالح تک‌محوری همراه با مصالح هیستریک مدل شده است. همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده است، در نمونه‌های پیوند برشی کاهش زوال قبل از خرابی رخ داده و شکست به‌طور کلی ناگهانی بوده است. درحالی‌که پیوندهای خمشی معمولاً به آهستگی نسبت به میزان زوال مشاهده شده در پیوندهای برشی از طریق کماتش غیر الاستیک بال، تخریب می‌شوند.

برای پیوندهای برشی، حداکثر کرنش برشی برابر با ۰/۱ در نرم‌افزار OpenSees در نظر گرفته شده است. فرض می‌شود پس از رسیدن به این کرنش، تنش برشی تا مقدار صفر برسد. این کرنش برشی وقتی به رفتار مقطع اعمال می‌شود، با زاویه دوران برشی تقریباً معادل ۰/۱ رادیان مطابقت دارد. در این آزمایش مقاومت پیوندهای برشی با سخت‌کننده‌های جان در مطالعه دوسیکا و لوئیس (Dusicka & Lewis, 2010)، حداکثر

همچنین روش مدل‌سازی به صورت فایبر دارای مزایا و دقت خوبی است، می‌توان در نظرگیری اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در روش فایبر را ذکر نمود. مصالح فولادی مورد استفاده در ستون‌ها با استفاده از مصالح Steel 02 موجود در کتابخانه OpenSees مدل‌سازی شده است. مدل تقریبی تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و کرنش سخت‌شوندگی ۲ درصد استفاده شده است. در این مطالعه برای ستون‌ها زوال مقاومت ستون‌ها مدل نشده است، زیرا ستون‌ها ظرفیت طراحی شده دارند و باید الاستیک باقی بمانند. مصالح فولادی تیرها با استفاده از مصالح هیستریک موجود در OpenSees با مقادیر معمولی برای فولاد سازه‌ای برای خواص مصالح الاستیک و با فرض زوال مقاومت تیرها مدل‌سازی شده است. دو نوع اتصال مختلف در سیستم قاب با ستون پیوند شده به کار رفته است:

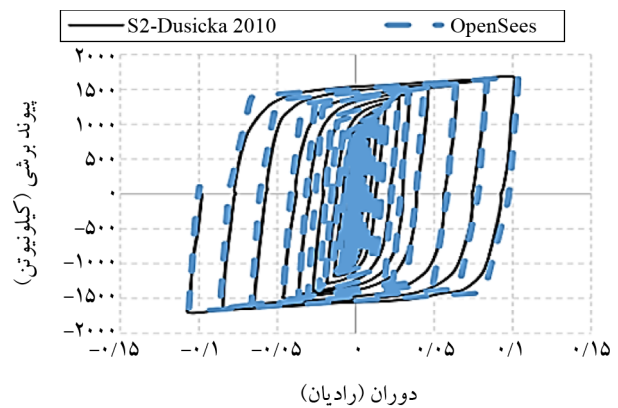
- اتصالات صلب برای اتصال پیوند به ستون و اتصال تیر به ستون در تیر.
- اتصالات مفصلی برای اتصال تیر به ستون، در اتصال به LC ها.

### ۳-۱-۱-۱- ستون P-Δ

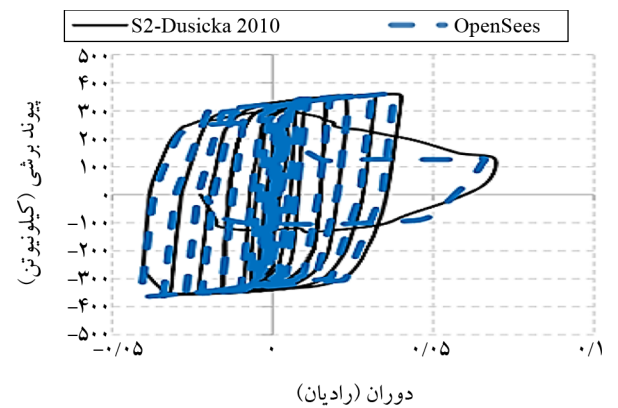
جابه‌جایی جانبی قاب تغییر شکل یافته در اثر بار ثقلی افزایش می‌یابد؛ بنابراین اثر این بار ثقلی را، همان اثر P-Δ است، نمی‌توان حذف نمود. به این منظور بارهای ثقلی در مکان‌های واقعی آنها مدل شدند و بقیه بارهای ثقلی (ستون‌های داخلی پلان) با ترکیب بارهای لرزه‌ای بر روی ستون‌های معادل P-Δ مجاور قاب اعمال می‌شوند.

ستون P-Δ در کنار قاب اصلی با اتصالات مفصلی به قاب اصلی متصل می‌شود، تکیه‌گاه آن مفصلی بوده و برای مدل‌سازی المان‌ها از المان صلب خرپایی با سختی زیادی به این المان‌ها استفاده می‌شود، در باربری جانبی سازه نقشی نداشته باشند و در برابر بارهای محوری عملکرد صلب داشته باشند. در این مطالعه جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه از نتایج تحلیل غیرخطی مقاله گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳

در مقطع فایبر ترکیب شد. وقتی فایبر به حد خستگی کم چرخه خود می‌رسد، مقاومت خمشی مقطع با سرعت آهسته‌تری از بین رفته و زوال سختی و مقاومت پیوند مشاهده شده در آزمایش‌های پیوند خمشی را شبیه‌سازی می‌کند. پیوندهای خمشی طبق نمونه آزمایشگاهی در مقاله دوسیکا که در شکل (۶) نشان داده شده است، با متوسط خطای ۳ درصد کالیبره شده‌اند.



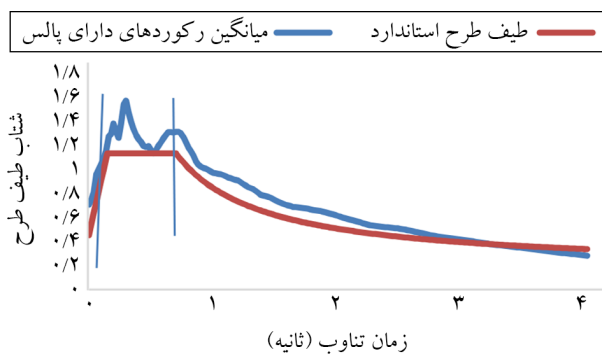
شکل (۵): کالیبراسیون پیوند برشی نتایج OpenSees و نتایج مطالعه دوسیکا و لویس (Dusicka & Lewis, 2010).



شکل (۶): کالیبراسیون پیوند خمشی نتایج OpenSees و نتایج مطالعه دوسیکا و لویس (Dusicka & Lewis, 2010).

در این مطالعه تیرها و ستون‌ها با استفاده از المان تیر-ستون با پلاستیسیته گسترده بر اساس نیرو با مقطع فایبر مدل‌سازی شده‌اند. در این روش مدل‌سازی، محدودیت تعداد نقاط برای ورود به ناحیه غیرخطی وجود ندارد و تمام طول اعضای باربر جانبی می‌تواند وارد ناحیه غیرخطی شود؛ بنابراین این امکان وجود دارد، هر نقطه از طول عضو در صورتی که تنش‌های داخلی در آن نقطه از حد خطی مصالح فراتر رود، به‌طور غیرخطی رفتار کند.

شده‌اند. در این مطالعه از زلزله‌های متوالی به روش تکرار استفاده شده است، بر اساس مطالعه وانگ و همکاران (Wang et al., 2023) در سال ۲۰۲۳ به مدت ۳۰ ثانیه بین زلزله اول و دوم فاصله زمانی با شتاب صفر بوده است. برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌های فاقد توالی لرزه‌ای از روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، استفاده شده است. مطابق شکل (۹) طیف شبه‌شتاب میانگین تمامی شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های اول، در بازه‌ی  $0.1/2T$  تا  $1/5T$  در بالای طیف طرح استاندارد قرار گرفته‌اند. در ادامه لرزه اول مقیاس شده دقیقاً به همان صورت به‌عنوان لرزه دوم در نظر گرفته شده است. در جدول‌های (۲) و (۳) سناریوهای مورد بررسی به ترتیب بدون پالس و دارای پالس گزارش شده‌اند.



شکل (۹) مقایسه میانگین رکوردهای دارای پالس با طیف طرح استاندارد.

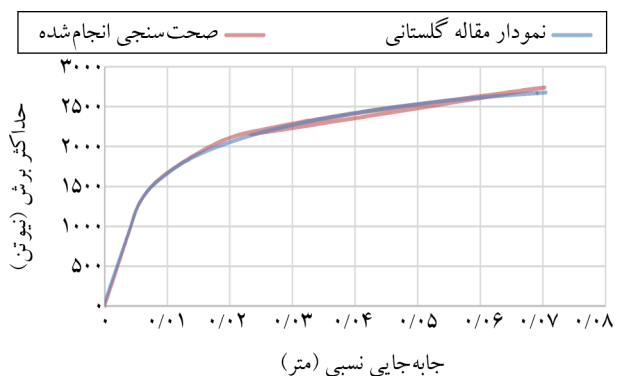
#### ۴- نتایج حاصل از تحلیل

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، قاب‌های مورد مطالعه پیش از تحلیل دینامیکی، تحت بارگذاری ثقلی قرار می‌گیرند. به‌منظور ارائه نتایج پارامترهای تغییر مکان جانبی نسبی، تعدادی شاخص خسارت انتخاب، میانگین نتایج برای دو حالت زلزله متوالی و منفرد، با و بدون پالس در قالب نمودارها مقایسه شده است.

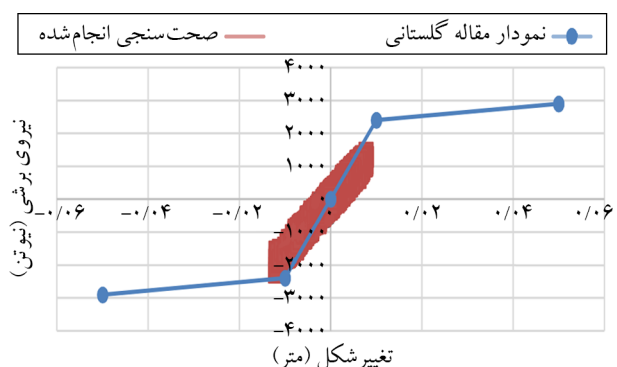
##### ۴-۱- تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و بام

در شکل (۱۰) میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی بام کلیه قاب‌های مورد مطالعه با تیرهای پیوند برشی در معرض زلزله‌های منفرد، متوالی با و بدون پالس مقایسه شده است.

(Golestani et al., 2023) استفاده شده است. در این راستا از میان مدل‌های مرجع قاب سه‌طبقه با طول تیر پیوند ۲ متری، در آن مقاطع آمریکایی استفاده شده، انتخاب گردیده است. علاوه بر مقایسه زمان تناوب مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده، درصد خطای کمی داشت، نمودار پوش اور نیز با توجه به نتایج مطالعه چوپرا و گوئل در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۴ (Chopra & Goel, 2002; Chopra & Goel, 2004) رسم و در شکل (۷) مقایسه شده است. از طرفی به کنترل رفتار برشی تیر پیوند، قاب چهار طبقه تحت زلزله کوبه مورد بررسی قرار داده شده است. شکل (۸) حلقه‌های هیستریزس به همراه منحنی رفتاری تیرهای پیوند واقع در طبقه دوم قاب چهار طبقه را نمایش می‌دهد.



شکل (۷): مقایسه‌ی مدل پیاده‌سازی شده و نمودار پوش اور مدل مرجع (Golestani et al., 2023).



شکل (۸): رفتار تیر پیوند قاب چهار طبقه با عملکرد برشی واقع در طبقه دوم تحت زلزله کوبه با  $PGA = 1.2g$ .

##### ۳-۲- سناریوهای لرزه‌ای

در این مطالعه مؤلفه افقی سناریوهای نزدیک گسل معرفی شده در FEMA 356 از پایگاه اطلاعاتی PEER استخراج

جدول (۲): مشخصات رکوردهای بدون پالس.

ردیف	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه ثبت	بزرگا	Rrup (km)	PGA(g)
۱	"Gazli_ USSR"	۱۹۷۶	"Karakyr"	۶/۸	۵/۴۶	۰/۸۶
۲	"Imperial Valley-06"	۱۹۷۹	"Bonds Corner"	۶/۵۳	۲/۶۶	۰/۷۶
۳	"Imperial Valley-06"	۱۹۷۹	"Chihuahua"	۶/۵۳	۷/۲۹	۰/۱۹۶۸
۴	"Nahanni_ Canada"	۱۹۸۵	"Site 1"	۶/۷۶	۹/۶	۰/۹۹
۵	"Nahanni_ Canada"	۱۹۸۵	"Site 2"	۶/۷۶	۴/۹۳	۰/۵۱
۶	"Loma Prieta"	۱۹۸۹	"BRAN"	۶/۹۳	۱۰/۷۲	۰/۴۲
۷	"Loma Prieta"	۱۹۸۹	"Corralitos"	۶/۹۳	۳/۸۵	۰/۶۴
۸	"Cape Mendocino"	۱۹۹۲	"Cape Mendocino"	۷/۰۱	۶/۹۶	۱/۵
۹	"Northridge-01"	۱۹۹۴	"LA - Sepulveda VA Hospital"	۶/۶۹	۸/۴۴	۰/۷
۱۰	"Northridge-01"	۱۹۹۴	"Northridge - 17645 Saticoy St"	۶/۶۹	۱۲/۰۹	۰/۴۳
۱۱	"Kocaeli_ Turkey"	۱۹۹۹	"Yarimca"	۷/۵۱	۴/۸۳	۰/۱۷
۱۲	"Chi-Chi_ Taiwan"	۱۹۹۹	"TCU067"	۷/۶۲	۰/۶۲	۰/۳۶
۱۳	"Chi-Chi_ Taiwan"	۱۹۹۹	"TCU084"	۷/۶۲	۱۱/۴۸	۰/۵۵
۱۴	"Denali_ Alaska"	۲۰۰۲	"TAPS Pump Station #10"	۷/۹	۲/۷۴	۰/۲۹

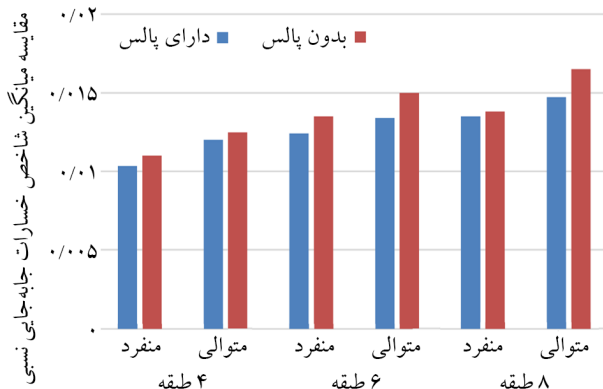
جدول (۳): مشخصات رکوردهای دارای پالس.

ردیف	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه ثبت	بزرگا	Rrup (km)	PGA(g)
۱	"IMPERIAL VALLEY-06"	۱۹۷۹	"EL CENTRO ARRAY #6"	۶/۵۳	۱/۳۵	۰/۳۳
۲	"IMPERIAL VALLEY-06"	۱۹۷۹	"EL CENTRO ARRAY #7"	۶/۵۳	۰/۵۶	۰/۴۶
۳	"IRPINIA_ ITALY-01"	۱۹۸۰	"STURNO (STN)"	۶/۹	۱۰/۸۴	۰/۲۱
۴	"SUPERSTITION HILLS-02"	۱۹۸۷	"PARACHUTE TEST SITE"	۶/۵۴	۰/۹۵	۰/۴۳
۵	"LOMA PRIETA"	۱۹۸۹	"SARATOGA - ALOHA AVE"	۶/۹۳	۸/۵	۰/۳۱
۶	"ERZICAN_ TURKEY"	۱۹۹۲	"ERZINCAN"	۶/۶۹	۴/۳۸	۰/۳۸
۷	"CAPE MENDOCINO"	۱۹۹۲	"PETROLIA"	۷/۰۱	۸/۱۸	۰/۶۶
۸	"LANDERS"	۱۹۹۲	"LUCERNE"	۷/۲۸	۲/۱۹	۰/۶۳
۹	"NORTHRIDGE-01"	۱۹۹۴	"RINALDI RECEIVING STA"	۶/۶۹	۶/۵	۰/۶۷
۱۰	"NORTHRIDGE-01"	۱۹۹۴	"SYLMAR - OLIVE VIEW MED FF"	۶/۶۹	۵/۳	۰/۸۴
۱۱	"KOCAELI_ TURKEY"	۱۹۹۹	"IZMIT"	۷/۵۱	۷/۲۱	۰/۲۳
۱۲	"CHI-CHI_ TAIWAN"	۱۹۹۹	"TCU065"	۷/۶۲	۰/۵۷	۰/۷۸
۱۳	"CHI-CHI_ TAIWAN"	۱۹۹۹	"TCU102"	۷/۶۲	۱/۴۹	۰/۲۶
۱۴	"DUZCE_ TURKEY"	۱۹۹۹	"DUZCE"	۷/۱۴	۶/۵۸	۰/۵۱۴۹

ادامه به منظور ارزیابی اثر نوع عملکرد تیر پیوند، نتایج مربوط به قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی، خمشی در شکل (۱۱) گزارش شده است. مطابق این شکل، قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند برشی در معرض زلزله‌های حاوی پالس عملکرد

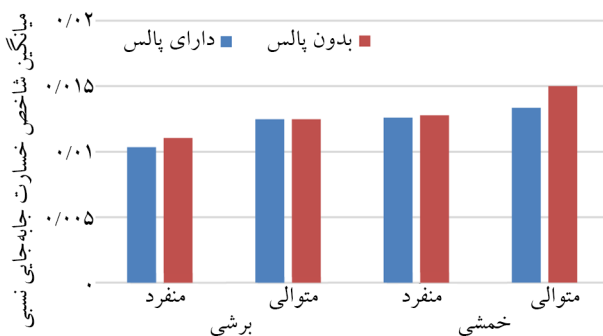
در شکل (۱۰) می‌توان مشاهده نمود، با افزایش تعداد طبقات جابه‌جایی نسبی افزایش می‌یابد. این موضوع برای حالت متوالی، زلزله‌های بدون پالس مشهودتر است. حدود ۱۱ درصد جابه‌جایی نسبی بام تحت حالت متوالی روند افزایشی منفرد داشته است. در

فاقد پالس در شرایط نامطلوب به شدت بحرانی قرار دارند. در حالت کلی نیز افزایش خسارات ناشی از رکوردهای متوالی حدود ۱۶ درصد از حالت منفرد بوده است.



شکل (۱۲): مقایسه میانگین شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی قاب‌های مورد مطالعه با تیر پیوند برشی.

در شکل (۱۳) اثر عملکرد تیرهای پیوند (برشی/خمشی) بر میانگین شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی برای قاب چهار طبقه نشان داده شده است. قاب‌های چهار طبقه با تیرهای پیوند برشی کاهش خسارت را در زمان وقوع زلزله‌های منفرد و متوالی تجربه نموده‌اند. در خلال محاسبات مشخص گردیده است، افزایش خسارات قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند خمشی حدود ۲۰ درصد از حالت مشابه با تیرهای پیوند برشی بوده است.

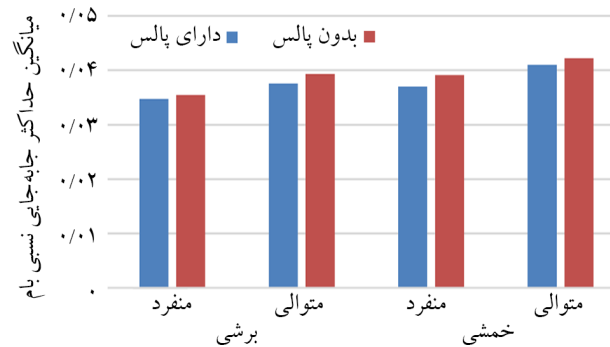


شکل (۱۳): مقایسه میانگین شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی و خمشی.

### ۳-۴- شاخص خسارت شکل‌پذیری

شاخص خرابی شکل‌پذیری جهت سنجش رفتار الاستیک المان‌ها به کار گرفته می‌شود. بر اساس رابطه (۲)، در این شاخص از اتلاف انرژی صرف نظر می‌شود:

بهتری داشته است. حدود ۷ درصد قاب‌های حاوی تیرهای پیوند خمشی تحت رکوردهای متوالی نسبت به قاب‌های مشابه با تیرهای پیوند برشی روند بحرانی و نامطلوبی داشته‌اند.



شکل (۱۰): مقایسه میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی بام قاب‌های مورد مطالعه حاوی تیرهای پیوند برشی.



شکل (۱۱): مقایسه میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی بام قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی و خمشی.

### ۴-۲- نسبت تغییر مکان جانبی نسبی (شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی)

در این روش، نسبت تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه از تقسیم تغییر مکان جانبی نسبی آن طبقه به ارتفاع همان طبقه به دست می‌آید. شاخص خسارت تغییر مکان نسبی طبقه مطابق رابطه (۱) محاسبه می‌شود (Sadeghi et al., 2020):

$$\delta_i = \frac{\Delta_i}{h} \quad (1)$$

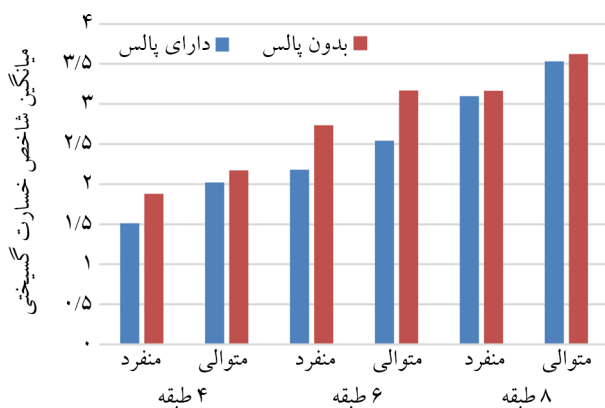
به منظور بررسی اثر ارتفاع سازه، در شکل (۱۲) مقایسه میانگین شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی تمامی قاب‌های مورد مطالعه با تیرهای پیوند برشی گزارش شده است. همان‌طور، در شکل مشخص است، قاب‌های بلندتر در معرض زلزله‌های متوالی

#### ۴-۴- شاخص خسارت گسیختگی

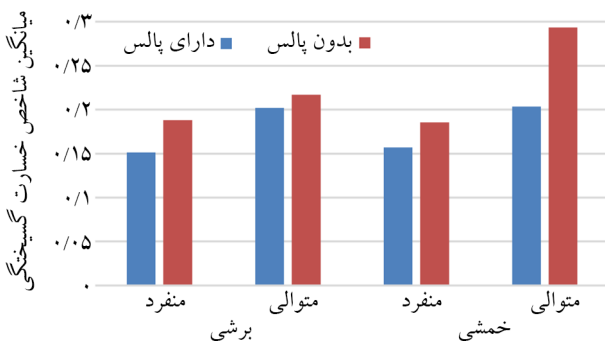
این شاخص، بر اساس رابطه (۳) محاسبه می‌شود، مبین وقوع گسیختگی در عضو می‌باشد (Sadeghi et al., 2021):

$$DI = \frac{\theta_m}{\theta_u} \quad (3)$$

در رابطه فوق،  $\theta_u$  معرف چرخش نهایی عضو می‌باشد و مقدار آن بر مبنای معیارهای پذیرش در نشریه شماره ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود برای مقاطع تیرها، ستون‌های سازه‌های مورد مطالعه محاسبه می‌شود. چنانچه مقدار  $\theta_u$  در عضوی بیش از عدد یک شود، بیانگر آن است که در عضو گسیختگی صورت گرفته است. در شکل (۱۶) مقایسه میانگین شاخص خسارت گسیختگی قاب‌ها با تیرهای پیوند برشی، در شکل (۱۷) نتایج قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند برشی - خمشی نشان داده شده است. زلزله‌های بدون پالس به خصوص در حالت متوالی افزایش خسارات را در قاب‌های بلندتر به وجود آورده‌اند.



شکل (۱۶): مقایسه میانگین شاخص گسیختگی قاب‌های مورد مطالعه با تیر پیوند برشی.

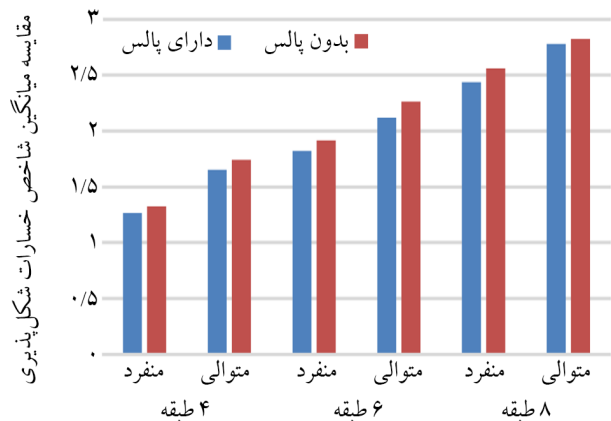


شکل (۱۷): مقایسه میانگین شاخص خسارت گسیختگی قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی - خمشی.

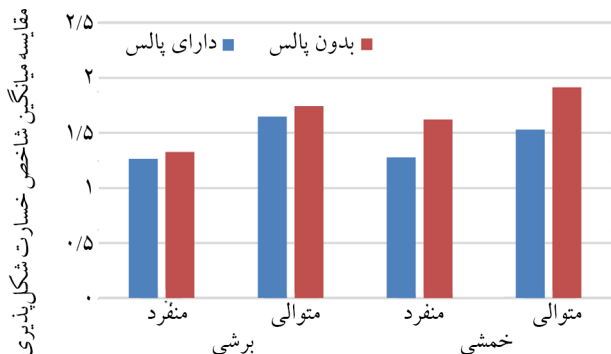
$$D_i = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $\theta_m$  حداکثر چرخش ایجاد شده در حین تحلیل تاریخچه زمانی،  $\theta_y$  چرخش حد تسلیم است، بر اساس نشریه شماره ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقادیر آن برای مقاطع تیر، ستون به دست می‌آید.

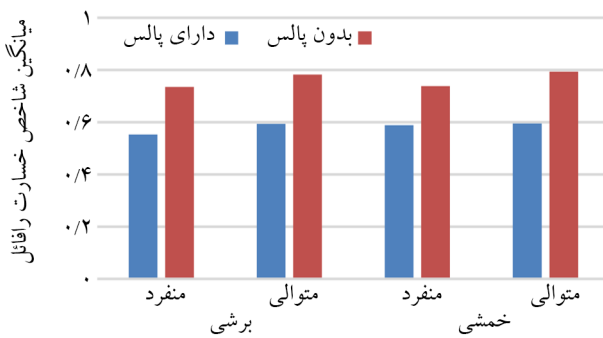
مشابه روند فوق، شکل‌های (۱۴) و (۱۵) به ترتیب به مقایسه میانگین شاخص خسارت شکل‌پذیری کلیه قاب‌های مورد مطالعه با تیر پیوند برشی، قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند برشی، خمشی پرداخته است. نتایج حاکی از آن است، توالی لرزه‌ها منجر به افزایش حدود ۲۴ درصدی خسارت نسبت به حالت منفرد بوده است. قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند خمشی نیز حدود ۹ درصد نسبت به حالت برشی افزایش خسارت تجربه نموده است.



شکل (۱۴): مقایسه میانگین شاخص خسارت شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه با تیر پیوند برشی.



شکل (۱۵): مقایسه میانگین شاخص خسارت شکل‌پذیری قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی - خمشی.



شکل (۱۹): مقایسه میانگین شاخص رافائل و میر در قاب چهار طبقه حاوی تیرهای پیوند برشی - خمشی.

خسارات ناشی از لرزه‌های متوالی حدود ۱۰ درصد نسبت به لرزه‌های منفرد حالت افزایشی داشته است. همچنین قاب‌های حاوی تیرهای پیوند خمشی تحت لرزه‌های متوالی حدود ۲ درصد نسبت به حالت برشی روند افزایشی داشته‌اند.

### ۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به سیستم قاب-ستون-پیوند دو دهانه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک منفرد و متوالی، پس از طراحی، پیاده‌سازی و صحت‌سنجی سازه‌های مورد مطالعه، رکوردهای حوزه نزدیک از FEMA 356، انتخاب و بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند. از آنجایی که اهمیت موضوع خسارت با وقوع لرزه‌ها به صورت متوالی دوچندان می‌گردد، در مقاله پیش‌رو لرزه‌های اول بعد از ۳۰ ثانیه تکرار شده‌اند. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی پارامترهایی از جمله جابه‌جایی نسبی بام و انواع شاخص خسارت‌ها ناشی از لرزه‌های منفرد و متوالی تعیین شده‌اند. اهم نتایج برای سازه‌های کوتاه مرتبه مورد مطالعه به شرح زیر است:

- هرچه تعداد طبقات افزایش یافته است، جابه‌جایی نسبی بام، طبقات به علت تغییر مقاطع روند کاهشی داشته‌اند. میانگین جابه‌جایی طبقات به ترتیب برای قاب‌های بلندتر روند افزایشی داشته است. در این میان زلزله‌های بدون پالس دارای بیشترین تأثیر حدود ۲۷ درصد بوده‌اند.
- در خصوص شاخص خسارت جابه‌جایی نسبی، زلزله

در خصوص قاب چهار طبقه نیز تیرهای پیوند برشی در معرض زلزله‌های متوالی عملکرد مناسب‌تری را از خود به نمایش گذاشته است. نتایج حاکی از افزایش ۱۹ درصدی خسارت به واسطه لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای است. از سوی دیگر قاب‌های چهار طبقه با تیرهای پیوند خمشی حدود ۲۸ درصد نسبت به حالت مشابه با تیرهای پیوند برشی افزایش خسارت تجربه نموده‌اند.

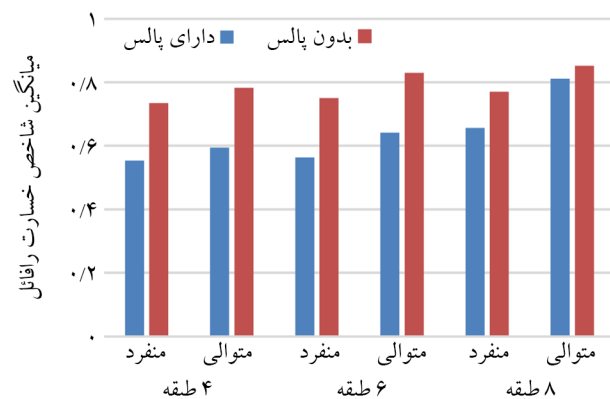
### ۴-۵- شاخص خسارت حداکثر تغییر مکان نسبی (رافائل - میر)

رافائل و میر (Roufaiel & Meyer, 1987)، شاخص خسارتی

به شرح رابطه (۴) پیشنهاد نمودند:

$$DI = \frac{(d_m - d_y)}{(d_u - d_y)} \quad (4)$$

در این رابطه  $d_m$ ،  $d_u$ ،  $d_y$  به ترتیب معرف حداکثر تغییر مکان نسبی، تغییر مکان نسبی نهایی، تغییر مکان نسبی حد تسلیم هستند. در شکل (۱۸) مقایسه میانگین شاخص رافائل - میر برای تمامی قاب‌ها، در شکل (۱۹) برای قاب چهار طبقه با تیرهای پیوند برشی، خمشی گزارش شده است. در این شکل نیز مشخص است که صرف نظر نمودن از وقوع لرزه‌های متوالی منجر به کسب نتایج غیرواقع‌گرایانه می‌شود. این موضوع در خصوص قاب شش طبقه تحت زلزله‌های بدون پالس مشهودتر است. از طرفی عملکرد برشی تیرهای پیوند خسارت کمی برای قاب‌های چهار طبقه در معرض زلزله‌های با پالس ایجاد نموده است.



شکل (۱۸): مقایسه میانگین شاخص رافائل و میر برای قاب‌های مورد مطالعه با تیرهای پیوند برشی.

- رکوردهای بدون پالس نسبت به رکوردهای دارای پالس متوالی داشته‌اند که می‌تواند به دلیل بزرگای زلزله و همچنین مدت‌زمان آن بوده باشد.
- لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای منجر به افزایش مقدار شاخص خسارت نسبت به حالت منفرد می‌گردد. دلیل این امر می‌تواند انباشتگی خرابی‌های ناشی از لرزه اصلی، عدم وجود فرصت کافی برای بازیابی سازه به حالت تعادل اولیه باشد، بیانگر لزوم لحاظ نمودن توالی لرزه‌ای در تحلیل، طراحی سازه‌ها برخلاف تصور آیین‌نامه‌های لرزه‌ای است.
- در پایان یادآور می‌گردد موارد معرفی شده در این بخش بر اساس نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های کوتاه مرتبه مورد مطالعه در این مقاله بوده است و باید در استفاده از آن برای سایر سازه‌ها جنبه احتیاط رعایت گردد.
- References** **مراجع**
- Bhagat, S., & Wijeyewickrema, A. C. (2017). Seismic response evaluation of base-isolated reinforced concrete buildings under bidirectional excitation. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(2), 365-382. doi: 10.1007/s11803-017-0387-8
- Building and Housing Research Center. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (Standard No. 2800, 4<sup>th</sup> ed.) (in Persian).
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), 903-927.
- Computers and Structures, Inc. (2019). *ETABS: Integrated Software Package for the Structural Analysis and Design of Buildings* [Computer software].
- Dusicka, P., & Iwai, R. (2007). Development of linked column frame system for seismic lateral loads. In *Structural Engineering Research Frontiers*, 1-13. ASCE. doi: 10.1061/40944(249)63
- Dusicka, P., & Lewis, G. (2010). Investigation of
- نورثریج ("Northridge-01"1063) دارای پالس بیشترین شاخص خسارت را در قاب چهار طبقه، زلزله چی چی ("Chi-Chi\_ Taiwan"1503) بیشترین اثر را در قاب‌های ۶ و ۸ طبقه در پی داشته است. در دسته‌ی بدون پالس برای تمامی قاب‌ها زلزله‌ی چی چی ("Chi-Chi\_ Taiwan"1504) بیشترین شاخص خسارت را داشته است. در تمامی حالات زلزله‌های متوالی نسبت به منفرد معمولاً دارای خسارت به نسبت بالایی (حدود ۱۶ درصد) هستند. نکته قابل توجه این است، زلزله‌های بدون پالس نسبت به دارای پالس خسارت (حدود ۱۰ درصد) داشته‌اند.
- نسبت میانگین شاخص خسارت گسیختگی در حالت توالی به منفرد در زلزله‌های بدون پالس بیشتر از یک بوده است. این مقادیر برای قاب چهار طبقه (برشی-خمشی) تا حدود ۶۰ درصد برای حالت برشی، ۷۵ درصد برای حالت خمشی، برای قاب شش طبقه ۶۰ درصد، برای قاب هشت طبقه ۶۳ درصد گزارش شده است.
- میانگین شاخص خسارت رافائل با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته است. نسبت میانگین شاخص خسارت قاب چهار طبقه (برشی) حدود ۷/۴ درصد تحت رکوردهای حاوی پالس، ۶/۶ درصد بدون پالس، برای حالت (خمشی) قاب چهار طبقه برای دارای پالس ۸ درصد، بدون پالس حدود ۳ درصد است. در ادامه برای قاب شش طبقه برشی حدود ۱۰ درصد در معرض لرزه‌های حاوی پالس، بدون پالس در آخر برای قاب هشت طبقه ۱۷ درصد برای زلزله‌های حاوی پالس، ۱۵/۲ درصد برای زلزله‌های بدون پالس بوده است.
- میانگین شاخص خسارت در قاب چهار طبقه (عملکرد خمشی) در مقایسه با قاب چهار طبقه (عملکرد برشی) روند افزایشی داشته است. به همین منظور می‌توان از قاب فولادی حاوی سیستم ستون-تیرپیوند با عملکرد برشی، در بسیاری از سازه‌های فولادی (به خصوص سازه‌های کوتاه مرتبه) استفاده نمود.

*Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (Publication No. 360, First Issue). (2014) (in Persian).

Jaberi, V., & Asghari, A. (2022). Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system. *Journal of Constructional Steel Research*, 196, 107428. doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107428

Khazaei, M., Vahdani, R., & Kheyroddin, A. (2021). Investigation of the effects of multiple tuned mass damper on reduction of seismic parameters of tall buildings regular and irregular on plan in steel flexible structures under near and far-fault earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(2), 244-263. doi: 10.22065/jsce.2019.176558.1811

Ministry of Roads and Urban Development Research Center. (2019). *Design Loads for Buildings* (6<sup>th</sup> National Regulation, Version 4.0) (in Persian).

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2006). *OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation* (Version 2.4.0) [Computer software]. University of California, Berkeley.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (n.d.). *PEER Ground Motion Database*. Retrieved from <http://peer.berkeley.edu/>

Roufaiel, M. S. L., & Meyer C. (1987). Analytical modelling of hysteretic behavior of R/C frames. *Journal of Structure Engineering*, 113(3), 429-444.

Sadeghi, A., Hashemi, S. V., & Mehdizadeh, K. (2020). The performance investigation of deformation and energy parameters in seismic damage assessment of steel structures. *Journal of New Approaches in Civil Engineering*, 3(4), 1-23. doi: 10.30469/jnace.2020.109329

Sadeghi, A., Pouraminian, M., Hashemi, S. V., & Poubakhshian, S. (2021). Comparison of seismic performance of structural systems moment frame, concentric braced frame and buckling restrained braced frame using damage index. *Journal of New Approaches in Civil Engineering*, 5(1), 1-19. doi: 10.30469/jnace.2021.135114

Shahsavari, M., & Eslami, S. S. (2022). Investigation of the effect of using viscous dampers on the seismic performance of steel flexural frames under the effect of seismic sequence phenomenon in the near-fault area. *Journal of New Approaches in Civil Engineering*, 5(4),

replaceable sacrificial steel links. In *Proceedings of the 9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 1659. doi: 10.22059/ceij.2019.280596.1580

Fathi, M., Makhdoomi, A., & Parvizi, M. (2015). Effect of supplemental damping on seismic response of base isolated frames under near and far field accelerations. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(5), 1359-1365. doi: 10.1007/s12205-014-0101-6

Federal Emergency Management Agency. (2000). *Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA-356).

Ghodrati Amiri, G., & Rajabi, E. (2017). Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under critical successive scenarios. *International Journal of Steel Structures*, 17(4), 1495-1514. doi: 10.1016/j.istruc.2021.06.005

Gholhaki, M., Eshrafi, B., Azandariani, M. G., & Rezaifar, O. (2021). Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects. *Structures*, 33, 2264-2272. doi: 10.1016/j.istruc.2021.06.005

Gholhaki, M., Foroozan, F., & Rezaifar, O. (2020). A study on the performance-based seismic design of linked column frame (LCF) system subjected to near and far-field earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(Special Issue 2), 194-215. doi: 10.22065/jsce.2019.154693.1698

Golestani, Y., Rajabi, E., & Rajabi Soheyli, R. (2022). Effect of seismic sequence on the deflection amplification factor of steel frames with "linked columns frame" system. *Modares Civil Engineering Journal*, 22(5), 125-140. doi: 10.22034/22.5.125 (in Persian).

Golestani, Y., Rajabi, E., & Soheyli, R. R. (2023). Evaluation of the response modification factor of steel buildings with linked columns frame system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, 107581. doi: 10.1016/j.soildyn.2022.107581

Hu, S., & Wang, W. (2021). Seismic design and performance evaluation of low-rise steel buildings with self-centering energy-absorbing dual rocking core systems under far-field and near-fault ground motions. *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 106545. doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106545

- واژه‌نامه**
- ۱- شتاب رکورد زمین (PGA) Peak Ground Acceleration
- ۲- سیستم قاب-ستون-پیوند (LCF) Linked Column Frame
- ۳- ستون پیوندی اولیه (LC) Linked Column
- ۴- قاب خمشی ثانویه (MF) Moment Frame
- ۵- مصالح خستگی (Fatigue Material) Fatigue Material
- 14-39. doi: 10.30469/jnace.2022.150299 (in Persian).
- Sharma, V., Shrimali, M. K., Bharti, S. D., & Datta, T. K. (2020). Behavior of semi-rigid steel frames under near- and far-field earthquakes. *Steel and Composite Structures*, 34(5), 625-641. doi: 10.12989/scs.2020.34.5.625
- Sharma, V., Shrimali, M. K., Bharti, S. D., & Datta, T. K. (2021). Seismic fragility evaluation of semi-rigid frames subjected to near-field earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 176, 106384. doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106384
- Shoeibi, S., Kafi, M. A., & Gholhaki, M. (2018). Performance-based seismic design and parametric assessment of linked column frame system. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(3), 555-569. <https://doi.org/10.3311/PPci.10920>
- Tajammolian, H., Khoshnoudian, F., & Loghman, V. (2017). Rotational components of near-fault earthquakes effects on triple concave friction pendulum base-isolated asymmetric structures. *Engineering Structures*, 142, 110-127. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.03.042
- Tazarv, J., & Mohebkah, A. (2022). Evaluation of direct displacement-based designed linked column steel frame (LCF) systems. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(11), 4809-4830. doi: 10.22060/ceej.2020.18551.6898
- Vahedian, V., Abdollahzadeh, G., & Hamidi, H. (2021). Effect of mainshock-aftershock sequences on the inelastic displacement ratios. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(5), 279-295. doi: 10.22065/jsce.2019.200979.1944
- Wang, L., Zhou, Y., Shi, W., & Zhou, Y. (2023). Seismic response control of a nonlinear tall building under mainshock-aftershock sequences using semi-active tuned mass damper. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 23(16), Article 2340027. doi: 10.1142/S0219455423400278
- Zamanian, M., Kheyroddin, A., & Mortezaei, A. (2022). Study on passive and semiactive control systems in structures under near and far field earthquakes. *Shock and Vibration*, 2022, Article 1103434. doi: 10.1155/2022/1103434

## Seismic Behavior of Steel Structures Equipped with Dual Linked-Column-Frame System under Single and Consecutive Near-Field Earthquakes

Elaheh Barzegari Firouzsalar<sup>1</sup>, Elham Rajabi<sup>2</sup> and Gholamreza Ghodrati Amiri<sup>3\*</sup>

1. M.Sc., Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran
3. Professor, Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: ghodrati@iust.ac.ir

Considering the high seismicity of Iran and the suitable performance of modern lateral force resisting systems, this paper investigates the seismic behavior of steel structures equipped with linked-column-frame system (LCF) under single and consecutive near-field earthquakes. In this regard, steel structures with 4, 6, and 8 story (the usual number of stories in Iran) containing dual LCF with shear performance for linked beams have been designed based on Standard 2800 and implemented in OpenSees software. After verification of studied models with the valid researches such as Golestani et al. (2023) – one 3-story steel frame with 2.0 m linked beam considering American sections – with comparison of periods and push over curves, nonlinear dynamic analysis have been performed under single and consecutive near-field earthquakes with and without pulse. In this study, the proposed near-field records with and without pulse by FEMA356 have been used and “back to back” or “repeated” method has been selected to generate the successive shocks. For this purpose, the first shock is considered as the second shock after 30 seconds time gap with zero acceleration. It should be noted that the seismic scenarios are scaled based on Standard 2800 considering the fundamental period of the studied models. The results indicate that as the number of stories increases, the structural damage and maximum displacement - especially for studied frames exposed to consecutive earthquakes without pulse - increase. In this study, for evaluation of the performance of linked beams, steel frames with 4 stories have been designed and analyzed with shear and flexure performance. The results show that the average maximum relative displacement of the roof is 4% and 3.9%, the average relative displacement damage index is 1.2% and 1.4%, respectively, for the 4-story frame containing linked beams with shear and flexure performance under successive near-fault records without pulse. Similarly, in the absence of pulses in the consecutive seismic scenarios, Raphael's damage index for the above-mentioned 4-story frame has been reported as 78% and 80%, considering the shear and flexure linked beams. In this study, a comparison has been made between 4, 6 and 8-story frames, and the results corresponding to the maximum relative displacement of the roof are 4% for the 4-story frame, 4.3% for the 6-story frame, and 5% for the 8-story frame. In the following, the average value for relative displacement damage index is reported 1.3%, 1.4% and 1.7% for 4, 6 and 8 story frames in critical case. Generally, the caused damages by seismic sequence phenomenon are about 16% more than the single case. The average ductility damage index for the most critical mode – successive shocks without pulse – for 4, 6 and 8 story frames, is about 174%, 226% and 281%, respectively. In general, it can be claimed that seismic sequence phenomenon can increase the damage index compared to the single case because of the accumulation of damages caused by the previous earthquakes and the lack of sufficient opportunity to restore the structure to its initial equilibrium state, and the consideration of this phenomenon in the analysis and design of structures seems necessary, despite the proposed methodology in the seismic regulations.

**Keywords:** Near-Field Earthquakes, Seismic Scenarios with and without Pulse, Linked-Column-Frame System, Seismic Sequence Phenomenon, Damage Index, Ductility.