

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی حاوی سیستم قاب-ستون-پیوند دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های متوالی

چکیده

زلزله‌های متوالی به دلیل وقوع در فاصله زمانی کوتاه، باعث تجمع آسیب‌های لرزه‌ای در سازه‌ها می‌شوند. اخیراً در راستای مدیریت و کاهش آسیب‌های موجود به سازه، سیستم نوین باربر لرزه‌ای دوگانه سیستم قاب-ستون-پیوند (LCF) معرفی شده‌است. در این مقاله چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ استخراج شده‌است. نتایج نشان می‌دهد زلزله‌های متوالی به نسبت منفرد آسیب لرزه‌ای بیشتری به سازه‌ها وارد نموده و قاب‌ها با رفتار برشی تیر پیوند بهترین عملکرد را دارند.

واژگان کلیدی: سیستم قاب-ستون-پیوند دوگانه، پدیده توالی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، فیز سازه‌ای، شاخص خسارت

Seismic Evaluation of Steel Frames with Dual Linked-Column-Frame under Successive Earthquakes

Abstract

Since successive shocks occur with short time interval, damage will accumulate in the structures. Recently, linked column frame system (LCF) as a new dual lateral-resisting system, has been introduced in order to manage and reduce the structural damage. In this paper, 4 steel frames equipped by dual LCF and shear/flexure link beams were designed and implemented in Opensees. After nonlinear static and dynamic analysis for single and consecutive earthquakes, parameters such as displacements of the roof and stories, base shear and Park-Ang damage index were investigated. The results showed that successive earthquakes cause more seismic damage to structures than single ones and the frames with the shear link beams have better performance.

Keywords: Dual Linked-Column-Frame system, Seismic sequence phenomenon, Nonlinear dynamic analysis, Structural fuse, Damage index.

زمین لرزه یکی از مخرب ترین پدیده های طبیعی است که در مناطق دارای گسل های بزرگ رخ می دهد. این گسل ها معمولاً با اولین گسیختگی همه تنش های موجود را تخلیه نمی کنند و در نتیجه لرزه های متوالی ایجاد می شوند. گسیختگی های پی در پی در امتداد گسل ها باعث وقوع لرزه های مختلف می شوند که تشخیص آن ها به عنوان لرزه اصلی و پس لرزه گاهی چالش برانگیز است [۱]. پدیده توالی لرزه ای به رخداد زمین لرزه هایی اطلاق می شود که در فاصله زمانی کوتاهی مانند دقایق تا هفته ها در یک منطقه مشخص رخ می دهند. این زمین لرزه ها می توانند از پیش لرزه، زمین لرزه اصلی و پس لرزه ها تشکیل شوند، که زلزله های متوالی پتانسیل تضعیف سازه های آسیب دیده را دارند و می توانند خسارات اقتصادی و تهدیدات جانی را افزایش دهند. همچنین با وجود فرصت محدود بین لرزه ها، اقدامات تعمیر یا بازسازی پس از لرزه اصلی معقول نیست و طراحی سازه های مهم باید با توجه به زلزله های متوالی ایمن تر شوند [۲]. در آیین نامه های طراحی ایران، مانند استاندارد ۲۸۰۰، تمرکز بیشتر بر زلزله های منفرد بوده و بررسی جامع پدیده توالی لرزه ای کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این در حالی است که خسارت های ناشی از پس لرزه ها معمولاً بیشتر از زلزله های منفرد است [۳]. در ششم فوریه سال ۲۰۲۳، دو زمین لرزه متوالی با بزرگای $7/8$ و $7/6$ ریشتر جنوب شرقی ترکیه را لرزاندند که از قوی ترین زلزله های ۸۰ سال اخیر این کشور بودند. این زلزله ها در ۱۱ استان موجب کشته شدن بیش از ۴۱۰۲۰ نفر، آوارگی $1/2$ میلیون نفر، تخریب ۱۰۵۰۰۰ ساختمان و خسارت مالی حدود ۳۲/۲ میلیارد دلار شدند [۴]. در ۲۵ آوریل سال ۲۰۱۵، زلزله ای به بزرگای $7/8$ ریشتر در نیپال رخ داد و پس از آن هزاران پس لرزه، از جمله بزرگ ترین آنها با بزرگای $7/3$ و $6/3$ ، ثبت شد. این حادثه منجر به کشته شدن ۹۰۰۰ نفر، زخمی شدن ۲۳۰۰۰ نفر و ویرانی ۵۰۰۰۰۰ خانه شد [۵]. نمونه دیگر مربوط به زلزله بزرگ سرپل ذهاب در استان کرمانشاه ایران است که در ۱۲ نوامبر ۲۰۱۷ با بزرگای $7/3$ رخ داد و پس از آن دو پس لرزه بزرگ با بزرگای $5/9$ و $6/3$ ثبت شد. این زمین لرزه ها باعث مرگ ۴۳۰ نفر و زخمی شدن ۷۴۶۰ نفر شدند [۶]. بنابراین به دلیل اهمیت پدیده توالی لرزه ای و اثرات جبران ناپذیر آن بر سازه ها در زلزله های گذشته و عدم توجه به این پدیده در آیین نامه های زلزله ایران، نیاز به پژوهش های بیشتری در این زمینه احساس می شود. سازه های فولادی از مهم ترین سیستم های مورد مطالعه در مهندسی زلزله هستند. در سیستم های باربر مقاوم لرزه ای مانند قاب خمشی و مهاربندی شده، اعضای سازه ای به بدنه اصلی متصل اند و تحمل بارهای جانبی را بر عهده دارند. بازگشت به حالت سرویس دهی پس از آسیب، به ویژه زمانی که تعداد اعضای آسیب دیده زیاد باشد، فرآیندی دشوار و پرهزینه است. به همین دلیل، محققان در چند دهه اخیر سیستم هایی را پیشنهاد داده اند که تنها یک عضو خاص در هنگام زلزله نیاز به تعمیر دارد و به سرعت می توان به حالت سرویس دهی بازگشت و سیستم قاب ستون پیوند (LCF^1) یکی از این راهکارهاست [۷]. اخیراً یکی از سیستم های نوین، قاب ستون پیوند است که به عنوان یک سیستم باربر جانبی دوگانه معرفی شده است. این سیستم شامل دو ستون موازی

¹ Linked-Column-Frame

و تیرهای پیوند قابل تعویض است که به عنوان یک فیوزسازه‌ای عمل می‌کنند و انرژی لرزه‌ای را به طور غیرکشسان جذب و از انتقال آن به سایر اعضای سازه جلوگیری می‌کنند تا آسیب به سازه کاهش یابد. از طرفی تعویض آسان فیوز سازه‌ای، ساخت و نصب آن را اقتصادی و مقرون به صرفه می‌کند [۸]. ایده ساخت قاب ستون پیوند ابتدا در پژوهشی توسط نادر و همکاران در سال ۲۰۰۰ برای طراحی پل سن فرانسیسکو اوکلند مطرح شد. در این تحقیق، از تیرهای پیوند برشی قابل تعویض برای جلوگیری از فروریزش در زلزله‌های شدید استفاده شد [۹]. اولین تحقیقات بر روی سیستم قاب ستون پیوند توسط دوسیکا و ایوای در سال ۲۰۰۷ انجام شد. آنها بر روی قاب ستون پیوند فولادی مطالعه کردند تا قابی طراحی کنند که بتواند از فروریزش در زلزله جلوگیری و به سرعت به حالت بهره‌برداری بازگردد. شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها بر ظرفیت و برش پایه تأثیر می‌گذارد. طراحی سیستم باعث می‌شود که ستون‌های متصل به حالت مفصلی و تیر اضافه، از تسلیم شدن ستون‌های دارای بار ثقلی جلوگیری کنند [۱۰].

همچنین در سال ۲۰۱۰، دوسیکا و لوییس به بررسی استفاده از اتصالات پیچ و مهره در تیر پیوند پرداختند تا خرابی نامطلوب در اتصالات را به حداقل برسانند. یکی از نگرانی‌ها نوع اتصالات است که باید نصب و حذف آن آسان باشد و در برابر برش و تقاضای خمشی مقاومت کند [۱۱]. ملکوتیان و همکاران از کسانی بودند که با استفاده از روش طراحی مبتنی بر نیرو در سال ۲۰۱۳، سازه‌های فولادی را تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار دادند و دریافتند که طراحی ستون‌ها بر اساس ظرفیت تیرهای پیوند از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون جلوگیری می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم توانایی محدود کردن توسعه مفاصل پلاستیک در پیوندها را دارد [۱۲]. پیشنهادات آنها برای پارامترهای طراحی لرزه‌ای شامل ضریب رفتار (R)، ضریب بزرگنمایی (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) به ترتیب برابر ۸، ۵٫۵ و ۳ می‌باشد [۱۳]. همچنین ملکوتیان و همکاران در سال ۲۰۱۶، به بررسی مقادیر برش پایه، بیشینه نیرو هنگام تسلیم و برش الاستیک پرداختند و نشان دادند که نسبت شتاب طیفی میانگین متناظر با زلزله حداکثر برابر با ۱/۵ برابر ضریب رفتار است [۱۴]. شعبی و همکاران در سال ۲۰۱۷، یک روش طراحی پارامتریک مبتنی بر عملکرد را برای این قاب ارائه دادند. این روش با جدا کردن قاب ستون پیوند به سیستم‌های مجزا، به اندرکنش بین دو قاب و اثرات متقابل آنها پرداخته است. تحلیل‌های غیرخطی قاب‌ها در سه سطح عملکرد لرزه‌ای قابلیت استفاده بی وقفه، تعمیرپذیری سریع و آستانه فروریزش نشان دادند که تنها تیرهای پیوند تسلیم می‌شوند و سایر اعضای سازه به صورت الاستیک باقی می‌مانند. این رویکرد باعث افزایش کارایی و سرعت همگرایی سازه‌ها می‌شود [۱۵].

در مطالعه دیگر از شعبی و همکاران نیز در سال ۲۰۱۹، با روش طراحی مبتنی بر نیرو برای بررسی عملکرد قاب‌های ستون پیوند نشان داد که در زلزله‌های با احتمال ۵۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال، خسارت در قابهای خمشی ناچیز و جابجایی‌ها کمتر از مقدار هدف بوده است [۱۶]. تذرو و همکاران در سال ۲۰۲۱ با استفاده از روش طراحی مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم شده (DDBD) به ارزیابی رفتاری قاب ستون پیوند پرداخته‌اند. که در این مطالعه، سازه‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان دادند که رانش توسعه یافته در طبقات کمتر از مقدار طراحی شده است، که موفقیت این روش را تأیید می‌کند. این پژوهش نیز نشان داد که هیچ تسلیمی

در تیرهای خمشی رخ نداده و ضریب استحکام تیرپیوندها بیش از ۱,۲۵ می باشد [۱۷ و ۱۸]. محب‌خواه و تذرو در سال ۲۰۲۱ به بررسی پارامتر میرایی ویسکوز معادل (EVD) در روش طراحی عملکردی تغییرمکان مستقیم برای سازه‌های قاب ستون‌پیوند پرداختند. آن‌ها با کمک تحلیل غیرخطی دینامیکی و بررسی پاسخ حلقه‌های هیسترتیک نشان دادند که میرایی ویسکوز به طول تیرهای پیوند و سطوح شکل‌پذیری وابسته است و با افزایش طول نسبی پیوندها، مقدار آن کاهش می‌یابد [۱۹]. قلهکی و همکاران در سال ۲۰۱۹، قاب‌های ستون‌پیوند را تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک و دور بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که بیشینه تغییرمکان در نیمه بالایی قاب‌ها و با افزایش تعداد طبقات افزایش پیدا می‌کند و جابه‌جایی نسبی میان طبقاتی در زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک کمتر از مقادیر روش‌های پیشنهادی ملکوتیان و شعبی است و طراحی این قاب‌ها مانع تشکیل طبقات نرم می‌شود [۲۰]. گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ به ارزیابی ضریب اصلاح پاسخ سازه‌های فلزی ستون‌پیوندشده تحت زلزله‌های حوزه دور پرداخته و نتایج نشان داد که میانگین ضریب رفتار با افزایش طول تیرهای پیوند کاهش می‌یابد و ضریب اصلاح پاسخ پیشنهادی برای این سیستم بین ۴ تا ۶/۵ است. همچنین جابه‌جایی بین طبقاتی برابر با ۲ تا ۲/۵ درصد برآورد شده است [۲۱]. در پژوهش دیگر توسط رجبی و گلستانی در سال ۲۰۲۳، قاب‌های ستون پیوند تحت زمین‌لرزه‌های متوالی بررسی شده و با استفاده از هوش مصنوعی، ضریب رفتار محاسبه گردیده و با توجه به نتایج، توالی لرزه‌ای موجب کاهش ۲۶ درصدی این ضریب نسبت به حالت منفرد می‌شود و ضریب رفتار با افزایش طول تیرهای پیوند برشی و خمشی کاهش می‌یابد. همچنین، تیرهای پیوند کوتاه‌تر در حالت برشی عملکرد بهتری دارند و پیشنهاد می‌شود که مقدار ضریب رفتار بیشتر از ۶ در نظر گرفته نشود [۲۲]. معروفی و همکاران در سال ۲۰۲۳، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ستون‌پیوند با آرایش دوتایی تحت شرایط تکیه‌گاهی و حرکات رفت و برگشتی بررسی کرده‌اند. نتایج نمایانگر آن است که خسارت احتمالی در سیستم قاب ستون پیوند ۵۵ درصد کمتر از سیستم قاب خمشی است [۲۳]. جابری در سال ۲۰۲۳ روشی جدید برای طراحی لرزه‌ای قاب ستون پیوند بر پایه فروپاشی سازه ارائه کرده که با تحلیل دینامیکی غیرخطی تا لحظه ریزش، رفتار پلاستیکی را دقیقاً مدل‌سازی می‌کند. این رویکرد پیچیدگی‌های تحلیل‌های لرزه‌ای را کاهش داده و امکان ارزیابی شتاب طیفی و زمان حرکت زمین را به طور جامع فراهم می‌کند. همچنین، این روش شبیه‌سازی‌های پیشرفته‌ای مانند تحلیل IDA ممکن می‌سازد و بهبودهای قابل توجهی در عملکرد لرزه‌ای سازه به همراه دارد [۲۴]. لی و همکاران نیز در سال ۲۰۲۳ برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم LCF و بهینه‌سازی مفاصل پلاستیکی از یک پایه ستون در قاب فولادی مهاربندی‌شده متصل به فنر استفاده کرده‌اند. با تحلیل عددی و استفاده از اصل کار مجازی، عملکرد پسماند سیستم، تغییر شکل‌های برشی تیرهای پیوند و جانبی قاب بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که آزادسازی مهار عمودی ستون‌ها باعث بهبود ظرفیت اتلاف انرژی و ایجاد رفتار غیرارتجاعی در تیرهای پیوند می‌شود. استفاده از فنرها در پای ستون موجب بهبود عملکرد چرخه‌ای سیستم قاب ستون پیوند شده است [۲۵]. از دیگر مطالعات در سال ۲۰۲۳، مونتئوری و همکاران به تحلیل رفتار لرزه‌ای قاب‌های ستون پیوند بر اساس تئوری کنترل مکانیزم پلاستیکی (TPMC) پرداخته‌اند. در این روش، سازه‌ها طوری مدل‌سازی می‌شوند که

مفاصل پلاستیکی در مکان‌های مشخص و بهینه توزیع شوند تا در نهایت حداکثر انرژی لرزه‌ای جذب و به اتلاف انرژی منجر شود. این فرآیند کمک می‌کند تا سازه‌ها به‌طور مؤثری در برابر زلزله مقاومت کنند و آسیب کمتری به اعضای غیرپلاستیک وارد شود. نتایج نشان داد که تیرهای پیوند کوتاه عملکرد بهتری دارند. همچنین، تحلیل بار افزون کارایی TPMC را در توزیع مفصل پلاستیکی و هماهنگی با منحنی تعادل مکانیزم به طور مؤثری بهبود می‌دهد [۲۶]. تحقیقات انجام‌شده در زمینه سیستم‌های قاب ستون-پیوند به وضوح اهمیت و ضرورت این موضوع را برای ادامه پژوهش‌ها نمایان می‌کند. این سیستم‌ها به دلیل قابلیت‌های منحصر به فرد در بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش خسارات ناشی از زلزله، در کانون توجه محققین می‌باشد. چرا که با بررسی تأثیرات مختلف بر روی این سیستم‌ها، می‌توان به نتایج ارزشمندی دست یافت که نشان‌دهنده کارایی بالای آنها در مقایسه با سیستم‌های قبلی است. اهمیت این موضوع زمانی دو چندان می‌شود که سازه‌ها در معرض زلزله‌های متوالی قرار بگیرند. زیرا علیرغم پتانسیل بالای خسارت‌زایی لرزه‌های متوالی، هنوز زلزله طراحی به صورت منفرد در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پیشنهاد می‌گردد. در این راستا چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ استخراج شده‌است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- مدل‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، ۴ قاب فولادی مجهز به سیستم قاب-ستون-پیوند با آرایش دودهانه برای کاربری مسکونی با تعداد طبقات ۳ و ۶ که نشان‌دهنده سازه‌هایی با ارتفاع کوتاه، متوسط هستند، در پلان ۲۵ در ۲۵ متر با طول دهانه تیر پیوند ۲ متر و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر در شهر تهران با شدت لرزه‌خیزی بسیار زیاد و خاک نوع ۲ در نرم‌افزار ایتبس برای دو رفتار عملکرد برشی و خمشی تیر پیوند به روش تحلیل استاتیکی معادل طراحی شده‌اند. شکل (۱) پلان و نمای قاب‌های مورد مطالعه را برای هر سازه نمایش می‌دهد. مصالح مورد استفاده در این سازه‌ها طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان از نوع فولاد A992 می‌باشد. تنش تسلیم فولاد، تنش کشش نهایی و مدول الاستیسیته به ترتیب برابر با ۳۵۱۸/۰۲، ۴۵۸۸/۷۲، و ۲۰۷×۱۰^۶ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده‌است. همانطور که در شکل (۱) مشخص است، دو دهانه تیر پیوند که شامل ستون و تیرهای پیوند طبقه و میان طبقه است، با اتصال مفصلی به قاب خمشی متصل هستند و همچنین اتصال ستون با پی به صورت مفصل تعریف شده‌است. در اتصالات تیرهای پیوند با ستون‌های متصل به خود و قاب خمشی اتصال گیردار تعیین شده‌است. اصول و ضوابطی که برای تیرهای پیوند در این نوع سازه استفاده شده‌است، همانند تیرهای پیوند در قاب مهاربند و اگر (EBF)، می‌باشد و طبق بند ۱۰-۳-۴-۳-۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۴۰۱ تحلیل و طراحی شده‌اند. در حالت کلی

تیرهای پیوند دارای سه حالت عملکردی برشی، خمشی و ترکیبی از برش و خمش می‌باشند. در این مطالعه، برای کلیه سازه‌های مورد بررسی، یک بار سازه با تیر پیوند برشی و بار دیگر با تیر پیوند خمشی در نظر گرفته شده است. ضوابط تیر پیوند بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به شرح روابط (۱) تا (۳) می‌باشد:

- چنانچه عملکرد برشی باشد:

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (۱)$$

- چنانچه عملکرد خمشی باشد:

$$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (۲)$$

- چنانچه ترکیبی از هر دو عملکرد باشد:

$$1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (۳)$$

در روابط فوق، e : طول تیر پیوند، M_p : لنگر پلاستیک مقطع، V_p : برش پلاستیک مقطع می‌باشند که از روابط (۴) و (۵) بدست می‌آیند:

$$M_p = Z_p \times F_y \quad (۴)$$

$$V_p = 0.6 \times F_y (d - 2t_f) t_w \quad (۵)$$

Z_p : اساس مقطع پلاستیک است که طبق رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$Z_p = b \times t_f (d - t_f) + 0.25 \times t_w (d - 2t_f)^2 \quad (۶)$$

با توجه به مشخصات مقاطع فولادی تیرپیوند، مقدار پارامترهای d ، t_w ، b ، t_f و F_y به ترتیب نمایانگر عمق تیر، ضخامت جان، طول بال، ضخامت بال و تنش تسلیم مقطع می‌باشند. طبق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸، بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۶۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشند. لازم به ذکر است که بار دیوارهای داخلی طبق ضوابط جدید به بار مرده طبقات اضافه شده‌اند. بار زنده طبقات، بام و بار برف به ترتیب برابر ۲۰۰، ۱۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. همچنین بار دیوارهای پیرامونی ۵۹۰ کیلوگرم بر متر می‌باشند. در جداول (۱) و (۲) به ترتیب مقاطع مربوط به سازه ۳ و ۶ طبقه حاوی تیرهای پیوند با عملکرد برشی و خمشی نمایش داده شده‌است. مقاطع مورد استفاده از نوع بال پهن هستند و همچنین برای تیرهای پیوند از مقاطع ساخته شده از تیرورق استفاده شده‌است و اعداد نشان داده شده در جدول بر حسب سانتی‌متر می‌باشند. از جمله کنترل‌های مورد نیاز پس از تحلیل قاب‌ها، کنترل میزان تغییرمکان جابه‌جایی نسبی طبقات است که طبق بند (۳-۵) استاندارد ۲۸۰۰ مطابق با روابط (۷) و (۸) برای دو حالت قاب با تعداد طبقات کمتر و بیشتر از ۵ طبقه صورت گرفته است. مقدار ضریب بزرگنمایی (C_d) در این قاب‌ها برابر ۵/۵ می‌باشد.

- برای قاب‌های ۳ طبقه

$$Drift \leq \frac{0.025}{C_d} = \frac{0.025}{5.5} \quad (۷)$$

• برای قاب‌های ۶ طبقه

$$Drift \leq \frac{0.020}{cd} = \frac{0.020}{5.5} \quad (۸)$$

تغییر مکان جابه‌جایی نسبی (Drift) بدست آمده در هر طبقه، کمتر از مقادیر تعیین شده می‌باشد. در شکل (۲) تصویری از قاب ۳ طبقه حاوی تیر پیوند برشی در حالت کنترل تنش به همراه نسبت مقاومت حاصله از طراحی در محیط نرم افزار ایتبس نشان داده شده‌است.

۲-۲- نحوه مدل‌سازی و اعتبارسنجی

قاب‌ها پس از طراحی اولیه و کنترل‌های موردنیاز، در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌اند. نرم‌افزار اپنسیس، یک شبیه‌ساز رایانه‌ای قدرتمند در مهندسی زلزله است که از روش المان محدود و تحلیل‌های پیچیده غیرخطی بهره می‌برد. این نرم‌افزار که رایگان و متن‌باز است، امکان مدل‌سازی دقیق سازه‌ها و تحلیل رفتار لرزه‌ای آنها را فراهم می‌کند. روش مورد استفاده برای مدل‌سازی غیرخطی قاب‌ها در این مطالعه، روش پلاستیسیته گسترده (فایبر) می‌باشد. مزیت استفاده از این روش تشکیل خودکار مفاصل پلاستیک و اندرکنش بین نیرو و لنگر در قاب‌ها است. این روش به دلیل در نظر گرفتن نیروهای محوری، خمشی، برشی و علاوه بر آن کنترل پاسخ رفتار غیرخطی، برای نمایش بهتر ویژگی‌های رفتار چرخه‌ای تیرهای پیوند قابل قبول می‌باشد. در این راستا، برای مدل‌سازی تیرهای پیوند، از مصالح هیسترتیک که طبق شکل (۳) از مصالح تک محوره موجود در اپنسیس که قابلیت نمایش رفتار چرخه‌ای پیوندها را به خوبی دارد با توجه به نتایج پژوهش گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱] به روش پلاستیسیته گسترده استفاده شده‌است. با توجه به شکل (۴) تیرهای پیوند برشی بر اساس داده‌های نمونه S2 از مطالعه دوسیکا و لوییس در سال ۲۰۱۰ [۱۱] با مقادیر زوال و بیشینه مقدار کرنش برشی برای تیر پیوند برشی ۰/۱ رادیان کالبره شده‌اند. فولاد مورد استفاده در کالبراسیون و محاسبه مقدار نیرو-تغییر مکان موردنظر از نوع A992 می‌باشد. همچنین، مطابق شکل (۵) تیرهای پیوند خمشی با نمونه LB از همان مطالعه با استفاده از مصالح خستگی و با بهره‌گیری از مقاطع فایبر در اپنسیس شبیه‌سازی شده‌اند و رفتار غیرخطی آنها به دقت بررسی شده‌است [۲۱]. در شکل (۶)، مدل‌سازی تیر پیوند به روش فایبر نشان داده شده است. به منظور مدل‌سازی تیرهای خمشی و ستون‌ها، از المان تیر-ستون غیرخطی با مقاطع فایبر استفاده شده که توانایی مدل‌سازی رفتار غیرخطی تمامی نقاط اعضا را فراهم می‌کند. برای تعریف مصالح ستون‌ها از دستور Steel02 موجود در کتابخانه اپنسیس، مطابق با شکل (۷) استفاده شده‌است. طبق داده‌های موردنیاز در تعریف مصالح مقدار تنش تسلیم برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال و مدول یانگ برابر با ۱۹۹۹۴۷،۹۸ مگاپاسکال بوده‌است. نسبت سخت‌شوندگی کرنشی برابر با ۰/۰۲ و مقادیر R0، R1 و R2 که پارامترهایی برای تبدیل از حالت الاستیک به پلاستیک هستند، به ترتیب برابر با ۲۰، ۰/۹۲۵ و ۰/۱۵ فرض شده‌اند. از آنجایی که ستون‌ها باید در حالت خطی باقی بمانند، مقدار زوالی نخواهند داشت. یکی از مسائل بسیار مهم که باید در مدل‌سازی تیرهای خمشی برخلاف قاب ستون پیوند در نظر گرفته شود، جزئیات اتصالات خمشی مربوط به آن می‌باشد. با توجه به این که در این مطالعه از قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط استفاده شده، دو نوع

اتصال برای آن بررسی شده است. یکی از آن اتصال فلنجی با چهار پیچ بدون وجود ورق لچکی (BUEEP) و دیگری اتصال جوشی تقویت نشده به صورت مستقیم (WUFW) می باشد. شبیه سازی این اتصالات با کمک مقطع فایبر به صورت اتصال تیر به ستون بوده است. داده های موردنظر از نتایج مقاله گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱] که مصالح تیرهای خمشی را مطابق با شکل (۸) با مدل اتصال چهارپیچی با ورق با مطالعه سامنر و مرای در سال ۲۰۰۲ [۲۷] کالیبره کردند، استفاده شده است. در این مطالعه، دو نوع اتصال برای قاب ستون پیوند طراحی شده است: (۱) اتصال صلب در ناحیه تقاطع تیرهای پیوند و تیرهای خمشی به ستون های محیطی و (۲) اتصال مفصلی برای تیرهای خمشی متصل به ستون های LC. علت استفاده از اتصالات مفصلی، جلوگیری از ورود زود هنگام تیرها به مرحله غیرارتجاعی است تا از افزایش جابه جایی ناشی از تغییر شکل های زودرس جلوگیری شود. بنابراین، یک سر اتصال باید گیردار و دیگری مفصلی باشد. برای مدل سازی اتصالات مفصلی در نرم افزار اپنسیس، از مصالح هیسترتیک به صورت المان طول صفر مطابق با شکل (۹) استفاده شده است. سختی و مقاومت حالت های انتقالی المان ها کنترل شده و برای حالت چرخشی از داده های مقاله گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱] بهره برداری شده است. مقادیر این مصالح بر اساس آزمایشات تجربی مربوط به اتصالات مفصلی که در سال ۲۰۰۴ توسط لیو و آستانه بررسی شده اند [۲۸]، مطابق شکل (۱۰) کالیبره شده اند. مدل سازی ستون $P-\Delta$ نیز مطابق شکل (۱۱) برای سازه ها در نظر گرفته شده است. هدف لحاظ کردن اثر بارهای ثقیل بر سازه است، زیرا این بارها تأثیر قابل توجهی بر جابه جایی سازه دارند. ستون ها باید به صورت اتصال مفصلی تعریف شوند و برای تیرها از المان خرپا و برای ستون ها از المان تیرستون خطی استفاده شده است. اتصالات به پی نیز به صورت مفصلی طراحی شده اند تا بر بار جانبی تأثیری نداشته باشند و مقاومت و سختی بالایی داشته باشند.

از طرفی، تحلیل مودال (Modal Analysis) یکی از روش های رایج در مهندسی سازه و دینامیک است که برای بررسی و تحلیل رفتار دینامیکی سازه ها در مواجهه با ارتعاشات استفاده می شود. نتایج حاصل شده از این تحلیل، برای هر ۴ قاب ستون پیوند به صورت مجزا در قالب ۳ شکل مودی (Mode Shapes) در شکل (۱۲) نمایش داده و در جدول (۳)، فرکانس های طبیعی حاصل از ارتعاش سازه هر قاب ارائه شده است. لازم به ذکر است که مدل سازی قاب های ستون پیوند با استفاده از نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی مقاله گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱] اعتبارسنجی شده است. بدین جهت برای مدل سازی طبق مقاله مرجع برای اعضا سازه از مصالح A992 استفاده و مقدار مدول الاستیسیته و تنش تسلیم نیز به ترتیب برابر با ۱۹۹۹۴۷،۹۸ و ۳۴۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. قاب انتخابی، یک سازه ۳ طبقه به ابعاد ۲۰ در ۲۰ متر و با طول دهانه ۱،۲۵ متر تیرپیوند است که نمای آن در شکل (۱۳) نشان داده شده است. جزئیات مقاطع اعضا در جدول (۴) ارائه شده و مقدار زمان تناوب مدل مورد مطالعه و مدل مرجع به ترتیب برابر با ۰/۶۶۸ و ۰/۶۳۷ ثانیه با میزان اختلاف کمتر از ۵ درصد قابل قبول واقع شده است. همچنین، نمودار بارافزون مدل مرجع با مدل قاب مورد مطالعه در شکل (۱۴) مقایسه شده که نشان از انطباق قابل قبول دارد.

۲-۳- سناریوهای حاوی توالی لرزه‌ای

شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه به‌طور واقعی و در گذشته ثبت شده‌اند. زیرا شبیه‌سازی‌های مصنوعی برای زمین‌لرزه‌های متوالی دقت کافی نداشته و نتایج غیرواقع‌گرایانه‌ای تولید می‌کنند. در سال ۲۰۰۵، قدرتی امیری و منوچهری دانا [۲۹] به بررسی پارامترهای لرزه‌ای مرتبط با انتخاب زمین‌لرزه‌ها پرداختند و دریافتند که پارامترهای PGV و EPA به عنوان بهترین گزینه‌ها شناخته می‌شوند. به دلیل پیچیدگی‌های محاسباتی مرتبط با پارامتر PGV از آنجایی که از جنس سرعت است، پارامتر EPA به عنوان بیشینه شتاب موثر بهترین گزینه برای ارزیابی شتاب‌نگاشت‌ها انتخاب شده‌است. برعکس تصور برخی از مهندسان پارامتری مانند PGA (حداکثر شتاب زمین)، معیار کافی و مناسب برای انتخاب لرزه‌ها نیست. در سال ۲۰۲۰، رجبی و قدرتی امیری [۳۰] تعدادی شتاب‌نگاشت متوالی را از پایگاه داده PEER استخراج نمودند که از میان آن‌ها ۱۶ رکورد به‌عنوان مؤثرترین شتاب‌نگاشت‌های متوالی انتخاب و در این مطالعه استفاده شدند. طبق جدول (۵)، شتاب‌نگاشت‌های متوالی با مشخصات پارامترهای انتخابی و جزئیات مربوط به تاریخ و مکان وقوع زلزله‌ها ارائه شده‌است. این شتاب‌نگاشت‌ها شامل دو لرزه اول و دوم هستند و زمین‌لرزه‌های متوالی ترکیبی از این دو لرزه با یک فاصله زمانی معین شتاب صفر بین آن‌ها می‌باشند. با اینکه زمین‌لرزه‌ها معمولاً فاصله زمانی بالایی دارند، اما زمان زیاد بین لرزه‌ها باعث افزایش حجم تحلیل و محاسبات می‌شود. به همین دلیل، در این مطالعه، فاصله زمانی بین لرزه‌ها بر اساس پیشنهاد وانگ [۳۱] و همکاران در سال ۲۰۲۳ برابر با ۳۰ ثانیه در نظر گرفته شده‌است. شکل (۱۵) نمونه‌ای از شتاب‌نگاشت متوالی چفنت ولی ۳ در سال ۱۹۸۶ را نشان می‌دهد. به منظور مقیاس‌گذاری شتاب‌نگاشت‌های لرزه اول، از آیین‌نامه ایران (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش چهارم استفاده شده‌است. طبق روش استاندارد ۲۸۰۰، طیف میانگین پاسخ شتاب لرزه اول باید در محدوده 0.2T تا 1.5T از طیف طرح استاندارد برای خاک نوع ۲ و خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد، کمتر نشود. همچنین مقدار زمان تناوب T سازه بر اساس رابطه موجود در بند (۱-۳-۳) قاب‌های فولادی استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به ارتفاع سازه از تراز پایه محاسبه شده‌است. برای مقیاس شتاب‌نگاشت‌های لرزه دوم، از طیف طرح جدیدی بر اساس روشی که در مطالعه عبدالله‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۳۲] ارائه شده، مقیاس‌بندی همانند طیف نخست صورت گرفته‌است. در شکل (۱۶) و (۱۷) به ترتیب مقیاس‌بندی شتاب‌نگاشت‌های لرزه اول و دوم نمایش داده شده‌است. در آخر قاب‌های موردنظر تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در معرض لرزه‌های فوق‌الذکر به ۲ صورت منفرد (لرزه‌نخست) و زلزله حاوی توالی لرزه‌ای (لرزه نخست و لرزه دوم) قرار گرفته‌اند.

۳- نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، قاب‌ها باید تحت تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی قرار گیرند. ابتدا بارهای ثقیلی به سازه‌ها اعمال شده و سپس تحلیل غیرخطی دینامیکی با دستورات همگرایی در محیط اپنسیس انجام می‌شود. به جهت اطمینان از صحت عملکرد صحیح تیرهای پیوند با توجه به مدل رفتاری خود، قاب‌ها تحت زلزله‌ای نورتریج در سال ۱۹۹۴ با مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) برابر با 1g

قرار گرفته و در شکل (۱۸) نمونه‌هایی از عملکرد تیرهای پیوند به صورت حلقه‌های چرخه‌ای نیرو- تغییر شکل به همراه نمودار رفتاری تیرهای پیوند به صورت دو عملکرد رفتاری برشی و خمشی برای هر چهار سازه در طبقات اول نشان داده شده‌است. با توجه به نمودارهای هیستریزیس، می‌توان نتیجه گرفت که حلقه‌های تشکیل شده تیرهای پیوند به خوبی توانسته‌اند در بازه مورد نظر مانند نمودار رفتاری خود عمل کنند. تفاوت‌های رفتاری تیرهای پیوند خمشی و برشی به نحوه عملکرد آن‌ها تحت بارهای دینامیکی و شکل‌پذیری مرتبط است. تیرهای پیوند خمشی به دلیل شکل‌پذیری بالاتر، معمولاً عملکرد بهتری در برابر بارهای چرخه‌ای و تغییر شکل‌های بزرگ دارند و در نمودارهای هیستریزیس، حلقه‌های بزرگتری تشکیل می‌دهند که نشان‌دهنده جذب و اتلاف انرژی زیاد است. این تیرها می‌توانند انرژی بیشتری را جذب کرده و از آسیب‌های شدید جلوگیری کنند. در مقابل، تیرهای پیوند برشی به دلیل وابستگی به مقاومت برشی، انعطاف‌پذیری کمتری دارند و بیشتر در نواحی خاصی از تیر مانند اتصال‌ها دچار شکست برشی می‌شوند، بنابراین شکل‌پذیری کمتری دارند. در ادامه پس از تحلیل قاب‌های مورد مطالعه در معرض زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی از قبیل جابجایی نسبی بام و طبقات، جابجایی پسماند، برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ (۱۹۸۵) استخراج شده که در ادامه به تفکیک معرفی شده‌اند.

۳-۱- جابجایی نسبی بام و طبقات

مقدار جابجایی نسبی بام برابر با میزان جابجایی در بام به ارتفاع کل سازه می‌باشد. از طرفی اگر اختلاف مقادیر جابجایی در هر طبقه با طبقه پایین‌تر خود به ارتفاع آن بدست بیاید به آن نیز جابجایی نسبی میان طبقاتی می‌گویند. مطابق شکل (۱۹)، بیشترین مقدار جابجایی نسبی طبقات در زلزله لیورمور رخ داده و با افزایش ارتفاع طبقات، این جابجایی کاهش یافته‌است. مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که در حالت زلزله‌های متوالی، جابجایی نسبی در تمام قاب‌ها بیشتر از حالت زلزله منفرد است. نسبت حداکثر میانگین جابجایی در زلزله‌های متوالی به منفرد در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه با عملکرد برشی تیر پیوند به ترتیب برابر $1/0.256$ و $1/0.28$ و در عملکرد خمشی تیر پیوند برابر $1/0.119$ و $1/0.399$ بوده‌است. با افزایش تعداد طبقات، جابجایی نسبی نیز افزایش می‌یابد. در شکل (۲۰)، حداکثر میانگین جابجایی نسبی بام برای قاب‌ها تحت توالی لرزه‌ای و لرزه اول نشان داده شده‌است. بیشترین مقدار جابجایی برای سازه ۳ طبقه برشی در حالت متوالی برابر با $0/0.2$ درصد و کمترین مقدار برای سازه ۶ طبقه برشی در حالت منفرد برابر با $0/0.175$ درصد است. همچنین نسبت جابجایی توالی لرزه‌ای به منفرد در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه برشی به ترتیب برابر با $1/0.08$ و $1/0.239$ و در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه خمشی برابر با $1/0.087$ و $1/0.159$ محاسبه شده‌است. به طور کلی، با افزایش تعداد طبقات، مقدار جابجایی نسبی بام کاهش می‌یابد. قاب‌های ۶ طبقه در مقایسه با قاب‌های ۳ طبقه، جابجایی نسبی بیشتری را در طبقات بالاتر تجربه کرده‌اند. این افزایش نشان می‌دهد که طبقات بالاتر در سازه‌های بلندتر (۶ طبقه) در برابر زلزله‌های متوالی آسیب‌پذیرتر هستند و این پدیده به دلیل افزایش تغییر شکل تجمعی در طی پدیده توالی لرزه‌ای است. قاب‌های حاوی تیرهای پیوند برشی مقدار جابجایی

نسبی کمتری به نسبت قاب‌ها با تیر پیوند خمشی دارند. این رفتار بیانگر مقاومت بالاتر قاب‌های برشی در برابر جابجایی‌های نسبی طبقات است که معمولاً ناشی از سختی بیشتر این سیستم‌ها است. از طرف دیگر، قاب‌های خمشی جابجایی بیشتری دارند که می‌تواند به دلیل شکل‌پذیری بالاتر آن‌ها باشد. در طبقات پایین، جابجایی نسبی میان قاب‌های ۳ طبقه و ۶ طبقه تفاوت زیادی ندارد. این نشان می‌دهد که بخش‌های پایین‌تر سازه عمدتاً تحت اثر رفتار سختی کل سازه قرار دارند و تغییرات اصلی در طبقات بالاتر رخ می‌دهد.

۳-۲- جابه‌جایی پسماند

جابه‌جایی پسماند، یکی دیگر از پارامترهای بدست آمده است که برابر با میزان جابه‌جایی اضافی باقی‌مانده در سازه بعد از ارتعاش نهایی سازه می‌باشد. در این مطالعه، میانگین جابه‌جایی پسماند نیز بررسی شده و نمودارهای آن برای تمام قاب‌ها در دو حالت لرزه‌ای در شکل (۲۱) ارائه شده‌است. حداکثر و حداقل مقادیر جابه‌جایی پسماند به ترتیب در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار برشی در حالت زلزله نخست برابر با $37/64$ و $8/523$ میلی‌متر ثبت شده‌است. نسبت‌های جابه‌جایی پسماند برای قاب‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار برشی به ترتیب برابر $1/207$ و $0/708$ و برای سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار خمشی برابر با $1/856$ و $1/223$ است. این اختلاف در جابه‌جایی باقی‌مانده نشان می‌دهد که در قاب ۳ طبقه با عملکرد خمشی، اثر لرزه دوم شدیدتر بوده‌است. جابجایی پسماند ناشی از زلزله‌های متوالی به‌طور قابل‌توجهی بیشتر از زلزله‌های منفرد است. برای مثال، قاب برشی ۳ طبقه تحت زلزله متوالی بیشترین مقدار جابجایی را نشان می‌دهد این امر نشان می‌دهد که اثر تجمعی زلزله‌های متوالی می‌تواند باعث باقی‌ماندن تغییر شکل دائمی در سازه شود. تیرهای پیوند خمشی به دلیل تغییر شکل‌پذیری بالا، انرژی بیشتری در بارگذاری چرخه‌ای جذب و اتلاف می‌کنند. در قاب‌های ۳ طبقه، سهم این تیرها در جذب انرژی افزایش یافته و جابجایی پسماند تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه نخست بیشتر است. در سازه‌های ۶ طبقه، توزیع پیچیده نیروها و تمرکز انرژی در طبقات بالا، جابجایی پسماند طبقات پایین را کاهش می‌دهد. رفتار فداشونده این تیرها امکان بازگشت به تعادل بهتر پس از زلزله دوم را فراهم می‌کند.

۳-۳- نیروی برش پایه

نیروی برش پایه برابر با کل نیروی جانبی واردشده به تراز پایه سازه در زمان وقوع زمین‌لرزه است. حداکثر میانگین مقدار برش پایه سازه‌ها در شکل (۲۲) برای لرزه اول و توالی لرزه‌ای نشان داده شده‌است. بیشترین نیروی برش پایه در قاب ۶ طبقه برشی با مقدار $1721/44$ کیلونیوتن در حالت توالی لرزه‌ای و کمترین نیروی برش پایه در قاب ۳ طبقه خمشی با مقدار $651/72$ کیلونیوتن محاسبه شده است. نسبت‌های برش پایه در حالت توالی لرزه‌ای به منفرد در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه برشی به ترتیب $1/0087$ و $1/005$ و در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه خمشی برابر با $1/262$ و $1/147$ به دست آمده‌است. این نتایج نشان‌دهنده افزایش اثرات لرزه‌ای در زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله‌های منفرد است و همچنین با افزایش تعداد طبقات، مقادیر نیروی برش پایه

نیز افزایش می‌یابد. نیروی برش پایه در زلزله‌های متوالی بیشتر از زلزله‌های منفرد است. این افزایش نشان می‌دهد که اثرات تجمعی زلزله‌های متوالی می‌تواند باعث افزایش تقاضای نیروی برش در پایه سازه شود. قاب‌ها با رفتار برشی در مقایسه با قاب‌ها با رفتار خمشی تحت زلزله‌های منفرد و متوالی نیروی برش پایه بیشتری را تجربه می‌کنند. این مسئله ناشی از سختی بالاتر قاب‌های برشی است که باعث انتقال نیروی بیشتری به پایه می‌شود. همچنین قاب‌های ۶ طبقه، نیروی برش پایه بیشتری نسبت به قاب‌های ۳ طبقه تجربه می‌کنند. این رفتار ناشی از افزایش جرم سازه و در نتیجه افزایش نیروی برشی ناشی از زلزله است. زلزله‌های متوالی منجر به افزایش نیروی برش پایه در تمامی قاب‌ها شده است که نشان‌دهنده اثر تجمعی زلزله‌های متوالی در افزایش نیروهای داخلی سازه می‌باشد.

۳-۴- شاخص خسارت (Park-Ang (1985)

عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با مدل آسیب یا شاخص خرابی ارزیابی می‌شود. انتخاب پارامتر مناسب برای توصیف میزان آسیب سازه، گامی اساسی در بهبود عملکرد آن تحت زمین‌لرزه‌های متعدد است. شاخص خسارت به عنوان معیاری کمی برای اندازه‌گیری آسیب و تعیین سطوح خسارت ناشی از نیروهای خارجی بر سازه استفاده می‌شود. در ادبیات فنی و مهندسی سازه، شاخص‌های خسارت به دو دسته اصلی تقسیم می‌شوند: یکی بر اساس حداکثر تغییرشکل یا تغییرمکان نسبی سازه و دیگری بر اساس انرژی تلف‌شده ناشی از پاسخ‌های هیسترتیک. همچنین، شاخص‌های ترکیبی وجود دارند که تأثیرات تغییرشکل و اتلاف انرژی را به‌طور همزمان برای ارزیابی بارهای چرخه‌ای نشان می‌دهند، که یکی از مهم‌ترین آن‌ها، شاخص خسارت پارک و آنگ است [۳۳]. شاخص خسارت پارک و آنگ در سال ۱۹۸۵ برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای سازه‌ها طراحی شده و اثر ترکیبی بارگذاری‌های چرخه‌ای و تغییرشکل‌های بیش از اندازه را مدنظر قرار می‌دهد. این شاخص (D) طبق رابطه (۹) مجدداً بازنویسی شده است [۳۴]:

$$D = \frac{\delta M}{\delta u} + \frac{\beta}{Qy\delta u} \int dE \quad (9)$$

با توجه به رابطه (۹)، δM برابر با مقدار حداکثر تغییرشکل عضو ناشی از نیروی‌های جانبی زلزله، δu برابر با مقدار ظرفیت نهایی تغییرشکل عضو، β ضریبی ثابت برای شاخص خسارت که در مرتبط با سطح آسیب و انرژی اتلاف‌شده ساختمان می‌باشد. این ضریب بسته به نوع ساختمان برای سازه‌های بتنی و فولادی به ترتیب برابر با ۰/۱۵ و ۰/۰۲۵ بدست آمده است. $\int dE$ برابر با مقدار انرژی انباشته یا تلف‌شده در سازه تحت نیروهای زلزله و Qy نیز نیرو یا مقاومت برشی تسلیم ساختمان می‌باشد. شاخص خسارت سازه‌ها به پنج سطح آسیب طبقه‌بندی می‌شود: D کمتر از ۰/۱ نشان‌دهنده عدم آسیب، D بین ۰/۱ و ۰/۲۵ آسیب جزئی، D بین ۰/۲۵ و ۰/۴ آسیب متوسط، D بین ۰/۴ تا ۱ آسیب شدید و عدم قابلیت تعمیر، و D بیشتر از ۱ نشان‌دهنده فروپاشی کامل سازه است [۳۳]. مطابق شکل (۲۳)، میانگینی از شاخص خرابی‌های ارزیابی شده در تمامی طبقات قاب‌ها را در دو حالت متوالی و منفرد نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر خرابی در قاب‌های ۶ طبقه بیشتر

از قاب‌های ۳ طبقه بوده و تیرهای پیوند با رفتار خمشی تاثیر بیشتری بر افزایش میزان خرابی دارند؛ به‌طوری که عملکرد لرزه‌ای قاب‌های برشی بهتر از خمشی است. همچنین، در طبقات ۴ به بالاتر در سازه‌های ۶ طبقه، میزان خسارت لرزه‌ای به‌طور جزئی افزایش یافته و قاب ۶ طبقه خمشی بالاترین مقادیر خرابی را دارد. شکل (۲۴)، میانگینی از نسبت‌های خرابی سازه‌ها در طبقات مختلف چهار سازه را نمایش می‌دهد. مقادیر این نسبت‌ها عمدتاً بالاتر از یک است و در قاب ۳ طبقه خمشی، تفاوت بین زلزله اول و توالی زلزله‌ای بیشتر به‌چشم می‌خورد. شکل (۲۵)، نمودار حداکثر مقدار میانگین نسبت حالت‌های لرزه‌ای را برای مقایسه بهتر نشان می‌دهد. به‌طور کلی، سازه‌های کوتاه‌مرتبه نسبت‌های لرزه‌ای بیشتری نسبت به سازه‌های میان‌مرتبه دارند. بر اساس طبقه‌بندی شدت آسیب لرزه‌ای، شاخص خسارت سازه‌ها در هر رکورد لرزه‌ای نشان می‌دهد که عمدتاً آسیب‌ها کم بوده و در برخی موارد به میزان متوسط کمتر از ۰/۴ رسیده‌اند. همچنین، با تعویض تیرهای پیوند، سازه به حالت اولیه خود بازمی‌گردد که نشان‌دهنده عملکرد مناسب تیرهای پیوند در قاب LCF است. نتایج حاصل از قاب‌های ستون‌پیوند دوده‌انه تحت توالی لرزه‌ای نشان‌دهنده اثرات قابل توجه زمین‌لرزه‌های متوالی است، که باید در استانداردهای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها مد نظر قرار گیرد. این موضوع حائز اهمیت است، زیرا خسارت‌های شدید در حالت تک‌زلزله ممکن است فرصت بازسازی را کاهش دهد و با وقوع زلزله دیگر، خطر خرابی و فروریزش سازه‌ها افزایش می‌یابد. با این حال، قاب‌های ستون‌پیوند نیاز به بررسی‌های بیشتر دارند، اما به‌طور کلی، این سیستم به‌دلیل رفتارهای فداشونده تیرهای پیوند قابل تعویض، عملکرد مناسبی در برابر زلزله از خود نشان می‌دهد.

۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی حاوی سیستم قاب-ستون-پیوند دوگانه در معرض زلزله‌های متوالی، چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ استخراج شده‌است. مهم‌ترین نتایج حاصله در ذیل به صورت مختصر بیان شده‌است:

- زلزله‌های متوالی در بسیاری از مقادیر بدست‌آمده اثرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های منفرد دارند. به‌طور میانگین، جابه‌جایی‌های نسبی طبقات در حالت زلزله‌های متوالی ۲ تا ۳ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد است.
- حداکثر نیروی برش پایه نیز در زلزله‌های متوالی افزایش یافته‌است؛ به‌طور میانگین در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه، این نسبت بین ۱ تا ۲۶ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد بوده‌است.
- شاخص خسارت در زلزله‌های متوالی برای سازه‌های قاب ستون پیوند با رفتار تیر پیوند خمشی به‌طور میانگین تا ۳۸ درصد بیشتر از سازه‌ها با رفتار تیر پیوند برشی است، که نشان‌دهنده آسیب‌پذیری بیشتر سازه‌ها با عملکرد خمشی در برابر زلزله‌های متوالی است.

- قاب‌های ۳ طبقه در حالت لرزه منفرد و متوالی تفاوت کمتری در شاخص خسارت نشان داده‌اند. اما با افزایش تعداد طبقات، این تفاوت‌ها بیشتر می‌شود. در سازه‌های ۶ طبقه، میزان جابه‌جایی نسبی و شاخص خسارت در زلزله‌های متوالی به‌طور میانگین ۲ تا ۴ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد است.
- در قاب ۶ طبقه برشی، میزان جابه‌جایی نسبی در طبقات پایین‌تر حدود ۳ درصد بیشتر از طبقات بالاتر است. همچنین، نیروی برش پایه در این قاب‌ها در حالت زلزله‌های متوالی به حدود ۱۷ درصد بیشتر از زلزله منفرد رسیده‌است.
- قاب‌ها با عملکرد خمشی در زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله‌های منفرد، شاخص خسارت بالاتری را نشان داده‌اند. به‌طور خاص، شاخص خسارت در طبقات پایین‌تر قاب ۶ طبقه خمشی تا ۳۸ درصد بیشتر از حالت منفرد بوده‌است.
- مقادیر شاخص خسارت در اکثر سازه‌ها کمتر از ۴۰ درصد بوده و آسیب‌ها بیشتر در حدود کم تا متوسط بدست آمده‌اند. با تعویض تیرهای پیوند، سازه‌ها به حالت اولیه بازمی‌گردند، که نشان‌دهنده عملکرد مناسب قاب‌های ستون پیوندشده‌است. این سیستم با ساختار مدل خود و رفتار فداشونده تیرهای پیوند قابل تعویض، عملکرد لرزه‌ای خوبی دارد.
- در کل زلزله‌های متوالی به‌طور میانگین بین ۲ تا ۳۸ درصد اثرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های منفرد بر سازه‌ها دارند. سازه ۶ طبقه با عملکرد خمشی بیشتر از سازه‌های دیگر تحت تأثیر زلزله‌های متوالی قرار می‌گیرند.
- سیستم قاب‌های ستون پیوند (LCF)، با توجه به نتایج بیان‌شده عملکرد لرزه‌ای مناسبی را از خود نشان داده‌است و از تخریب کامل سازه جلوگیری می‌کند. نیاز به بهبود استانداردهای لرزه‌ای برای مواجهه با زلزله‌های متوالی وجود دارد تا از آسیب‌های بیشتر و فروریزش سازه‌ها جلوگیری شود.

پیشنهادهای

- برای مطالعات آتی در بحث سیستم‌های قاب ستون پیوند، چند موضوع به صورت پیشنهاد بیان شده‌است:
- بررسی عملکرد سازه‌ها با وجود نامنظمی در ارتفاع برای تیرهای پیوند دو دهانه تحت توالی لرزه‌ای
- ارزیابی اثرات توالی لرزه‌ای بر پارامترهایی مانند انرژی و شاخص تاب‌آوری
- بررسی اندرکنش بین خاک و سازه برای قاب‌های ستون پیوندشده
- بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌ها در ترکیب با میراگرهای سازه‌ای تحت زمین لرزه‌های متوالی

مراجع:

- [1] F.Hosseinpour , A.E. Abdelnaby, "Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures, " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 92, no. 1, pp. 706-725, 2017.
- [2] A.H. Farivarrad, H.E. Estekanchi, "Seismic Performance Assessment of SMRF Structures Subjected to Mainshock-Aftershock Seismic Sequences by Endurance Time Method," Journal of Earthquake Engineering, vol. 26, no.7, pp.3281-3299, 2022.

- [3] E.Rajabi , Gh. Ghodrati Amiri, "Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform," *Journal of Vibration and Control*, vol. 26, no. 5-6, pp. 331-351,2019.
- [4] S.V.Baranov , P.N. Shebalin, A. Vorobievab , O.V.Selyutskaya, " Automated Assessment of Hazards of Aftershocks of the Mw 7.8 Earthquake in Turkey of February 6, 2023,"*PHYSICS OF THE SOLID EARTH*, vol. 59 ,no.6, pp. 133-141,2023.
- [5] S. D. Parekar, D. Datta, "Seismic behaviour of stiffness irregular steel frames under mainshock–aftershock," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, no.1, pp. 857-870, 2020.
- [6] B. M. Asayesh, H. Zafarani, S. Hainzl, Sh. Sharma, "Effects of large aftershocks on spatial aftershock forecasts during the 2017–2019 western Iran sequence," *Geophysical Journal International*, vol. 232, no.1, pp.147-161,2023.
- [7] J. Tazarv, A. Mohebkah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification," *Structures*, vol. 31, no.1, pp. 29-48, 2021.
- [8] S. Shoeibi, M. A. Kafi, M. Gholhaki, "Performance-Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System," *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol.62, no.3, pp.1092029-48, 2017.
- [9] A. Pires Lopes, "Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy," *Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering*, (2016).
- [10] P. Dusicka, R. Iwai, "Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads," *Structural Engineering Research Frontiers*, pp.1-13, (2007).
- [11] P. Dusicka, G. R. Lewis, "INVESTIGATION OF REPLACEABLE SACRIFICIAL STEEL LINKS," *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Pp.1959, 2010.
- [12] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, "Seismic response evaluation of the linked column frame system," *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*, vol.42, no.1, pp.795–814, 2012.
- [13] M. Malakoutian, J.W. Berman, P. Dusicka, A. Lopes, "Seismic Design Parameters for the Link Column Frame System," *Structures Congress*, vol.42, no.6, pp.795-814, 2013.
- [14] M. Malakoutian, J. W. Berman, P.R. Dusicka, A. Lopes, "Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design," *Journal of Earthquake Engineering*, vol.00, no.1, pp. 1-24,2016.
- [15] S. Shoeibi, M. Ali Kafi, M. Gholhaki, "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system," *Engineering Structures*, vol.132, no.1, pp.745-760, 2017.
- [16] S. Shoeibi, M. Gholhaki, M. Ali Kafi, "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.00, no.1, pp. 1-24, 2016.
- [17] J. Tazarv, A. Mohebkah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification," *Structures*, vol.31, no.1, pp.29-48, 2021.
- [18] J. Tazarv, A. Mohebkah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame System, Part 1: Modeling and yield drift evaluation," *Structures*, vol.31, no.1, pp.341-356, 2021.
- [19] A. Mohebkah, J. Tazarv, "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures," *Journal of Constructional Steel Research*, vol.129, no.1, pp. 106506, 2021.

- [20] M. Gholhaki, B. Eshrafi, M. Gorji Azandariani, O. Rezaifar, "Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects," *Structures*, vol.33, no.1, pp.2264-2272, 2021.
- [21] Y. Golestani, E. Rajabi, R. Rajabi Soheyli, "Evaluation of the response modification factor of steel buildings with linked columns frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.164, no.1, pp.1075811-24, 2023.
- [22] E. Rajabi, Y. Golestani, "Study of steel buildings with LCF system under critical mainshock-aftershock sequence: Evaluation of fragility curves and estimation of the response modification factor by artificial intelligence," *Structures*, vol.56, no.1 pp. 105044, 2023.
- [23] E. Maroofi, M. R. Mansoori, A. S. Moghadam, "Introducing a new seismic resisting system with dual linked column frame and rocking motion," *Structures*, vol.47, no.1, pp.2148-2161, 2023.
- [24] V. Jaber, "Collapse-based design method for simple seismic design of complex structural systems such as linked column frame system," *Structures*, vol.55, no.1, pp. 482-479, 2023.
- [25] F. Li, B. Cheng Zhao, Y. Li, G. Wang, "Seismic response of linked column steel braced frame with mechanical springs," *Structures*, vol.53, no.1, pp. 240-252, 2023.
- [26] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, A. Pisapia, "Design procedure for failure mode control of linked column frames," *Engineering Structures*, vol.269, no.1, pp. 116937, 2023.
- [27] E. A. Sumner, T. M. Murray, "Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic Loading," *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, vol.124, no.1, pp.4-501, 2002.
- [28] J. Liu, M. ASCE, A. Astaneh-Asl, M. ASCE, "Moment-Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections," *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, vol.130, no.1, pp.9-1371, 2004.
- [29] G. G. Amiri, F. M. Dana, "Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake," *Computers & Structures*, vol.83, no. 8-9, pp.613-626, 2005.
- [30] E. Rajabi, G. Ghodrati Amiri, "Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform," *Journal of vibration and control*, vol.0, no.0, pp.1-21, 2020.
- [31] L. Wang, Y. Zhou, W. Shi, "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*, vol.23, no.2, pp.1-36, 2023.
- [32] G. Abdollahzadeh, A. Mohammadgholipour, E. Omranian, "Seismic Evaluation of Steel Moment Frames under Mainshock-Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods," *Journal of Earthquake Engineering*, vol.23, no.10, pp.1605-1628, 2019.
- [33] F. Turchetti, E. Tubaldi, E. Patelli, P. Castaldo, C. Málaga-Chuquitaype, "Damage modelling of a bridge pier subjected to multiple earthquakes: a comparative study," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol.21, no.1, pp.4541-4564, 2023.
- [34] Y. J. Park, A. H. S. Ang, F. ASCE, "MECHANISTIC SEISMIC DAMAGE MODEL FOR REINFORCED CONCRETE," *Struct. Eng.*, vol.111, no.1, pp.722-739, 1985.

جدول (۱): مقاطع سازه ۳ و ۶ طبقه قاب ستون پیوند برشی

نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی	
		ستون	تیر پیوند	تیر پیوند میانی	تیر	ستون محیطی
طبقه ۳	۱	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43
	۲	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43
	۳	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43
طبقه ۶	۱	W14×342	I44×1-28×2	I44×1-28×2	W12×120	W14×74
	۲	W14×342	I44×1-28×2	I44×1-28×2	W12×120	W14×74
	۳	W14×283	I38×1-27.5×2	I38×1-27.5×2	W12×120	W14×74
	۴	W14×283	I35×1-28×2	I35×1-28×2	W12×106	W14×74
	۵	W14×283	I32×1-27×2	I32×1-27×2	W12×106	W14×74
	۶	W14×132	I32×1-27×2	I32×1-27×2	W12×106	W14×74

جدول (۲): مقاطع سازه ۳ و ۶ طبقه قاب ستون پیوند خمشی

نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی	
		ستون	تیر پیوند	تیر پیوند میانی	تیر	ستون محیطی
طبقه ۳	۱	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×38
	۲	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×34
	۳	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×34
طبقه ۶	۱	W14×342	I46×2-17.5×2	I46×2-17.5×2	W12×96	W14×61
	۲	W14×311	I46×2-17.5×2	I46×2-17.5×2	W12×96	W14×61
	۳	W14×233	I40×1.2-20×2	I40×1.2-20×2	W12×96	W14×61
	۴	W14×233	I40×1.2-20×2	I40×1.2-20×2	W12×87	W14×61
	۵	W14×132	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×87	W14×61
	۶	W14×132	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×87	W14×61

جدول (۳): فرکانس‌های طبیعی قاب‌ها حاصل از تحلیل مودال

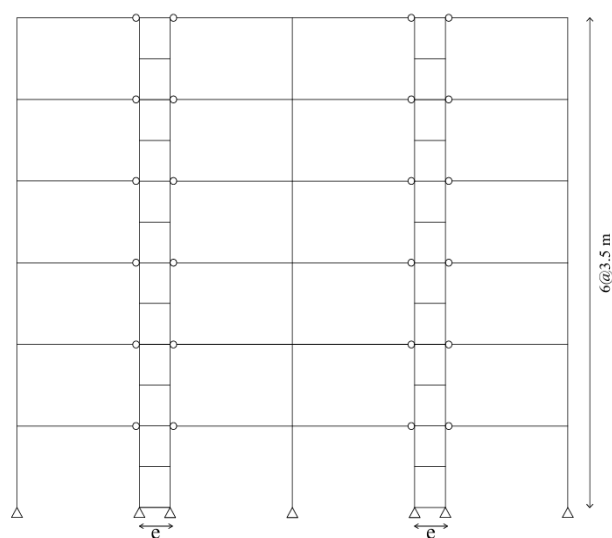
نام سازه	فرکانس ۱ (Hz)	فرکانس ۲ (Hz)	فرکانس ۳ (Hz)
طبقه ۳ برشی	0.90139	4.03607	8.81666
طبقه ۳ خمشی	0.95989	4.47805	10.49387
طبقه ۶ برشی	0.657228	2.43501	5.42435
طبقه ۶ خمشی	0.59176	2.20023	4.76001

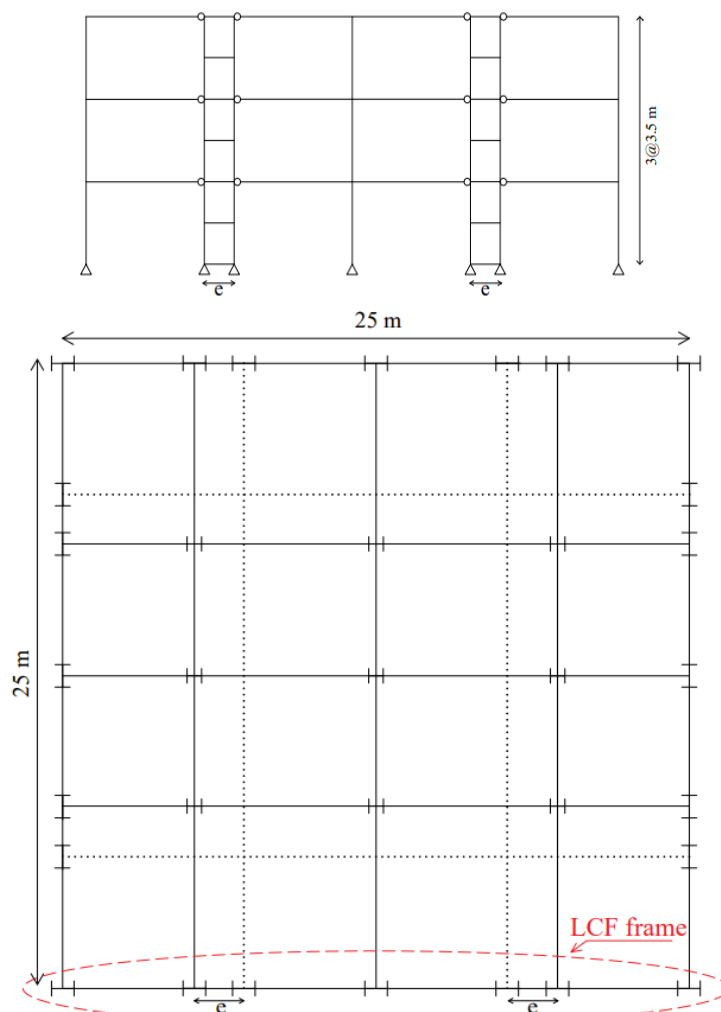
جدول (۴): مقاطع سازه ۳ طبقه مدل مرجع [۲۱]

نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی	
		ستون	تیر پیوند	تیر پیوند میانی	تیر	ستون محیطی
طبقه ۳	۱	W14×145	I35×1-20×2	I35×1-22×2	W12×58	W14×38
	۲	W14×120	I35×1-20×2	I35×1-20×2	W12×58	W14×38
	۳	W14×120	I30×1-20×2	I30×1-20×2	W12×53	W14×38

جدول (۵): مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه [۳۰]

شماره	نام	تاریخ	EPA	PGA	ایستگاه
1	Chalfant Valley3	7/20/1986	0.2451	0.2382	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/21/1986	0.4854	0.4246	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
2	Coalinga	7/22/1983	0.0993	0.1539	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		7/25/1983	0.3513	0.5813	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
3	Mammoth4	5/27/1980	0.1722	0.2178	USC 37 USC McGee Creek Inn
		5/31/1980	0.2767	0.3689	USC 37 USC McGee Creek Inn
4	Mammoth5	5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
5	Mammoth6	5/26/1980	0.1117	0.0926	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
6	Chalfant Valley9	7/20/1986	0.088	0.1105	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/21/1986	0.2197	0.2058	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
7	Livermore	1/24/1980	0.086	0.1066	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
		1/27/1980	0.2119	0.1917	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
8	Mammoth1	5/25/1980	0.2387	0.2818	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
		5/25/1980	0.4091	0.4143	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
9	Mammoth7	5/25/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
10	Mammoth9	5/25/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
11	Mammoth10	5/25/1980	0.2041	0.2172	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
12	Mammoth12	5/25/1980	0.2041	0.2172	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
13	Mammoth15	5/26/1980	0.0912	0.1234	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
14	Mammoth17	5/25/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
15	Mammoth20	5/25/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
16	Mammoth21	5/25/1980	0.0884	0.1369	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)

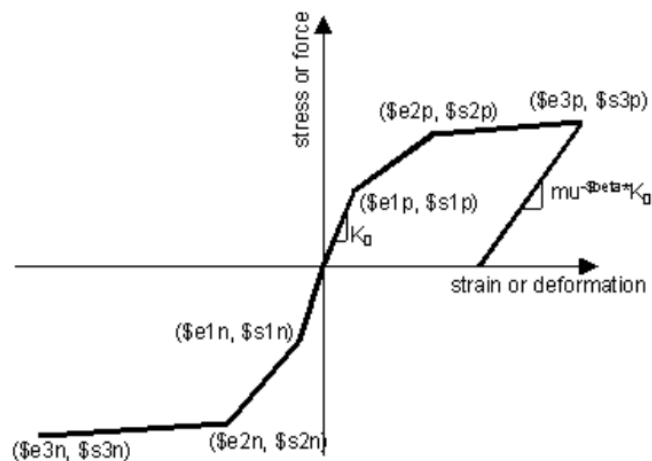




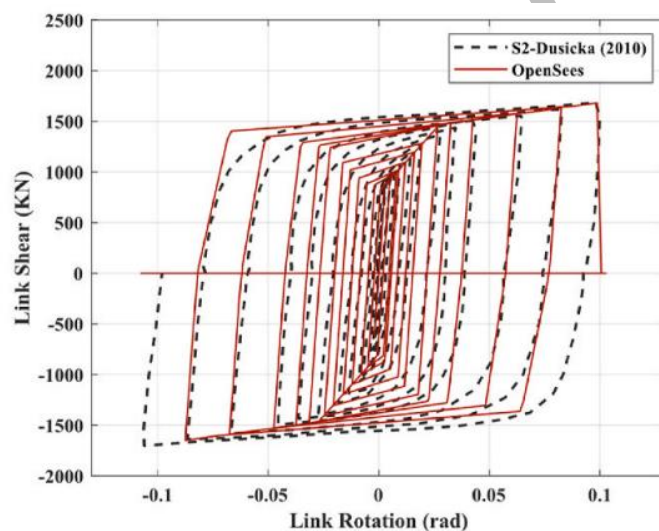
شکل (۱) پلان و نمای قاب‌های مورد مطالعه



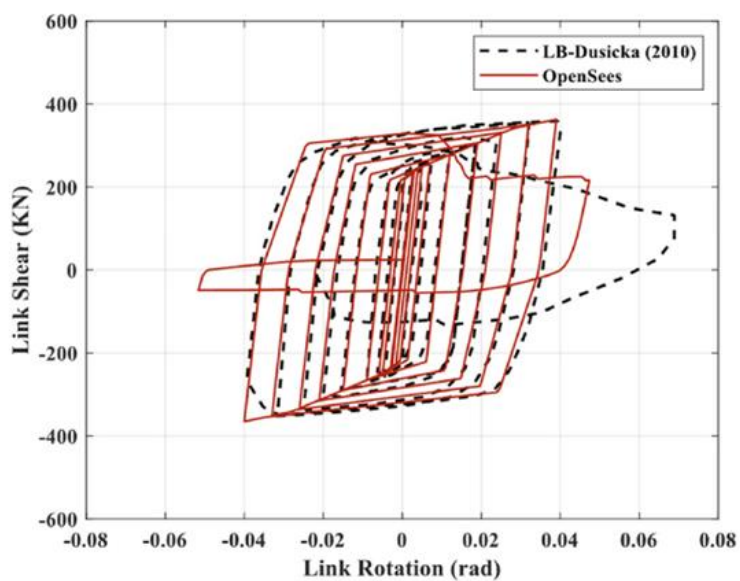
شکل (۲) نمای قاب ۳ طبقه برشی به همراه مقاومت حاصل از طراحی در محیط ایتبس



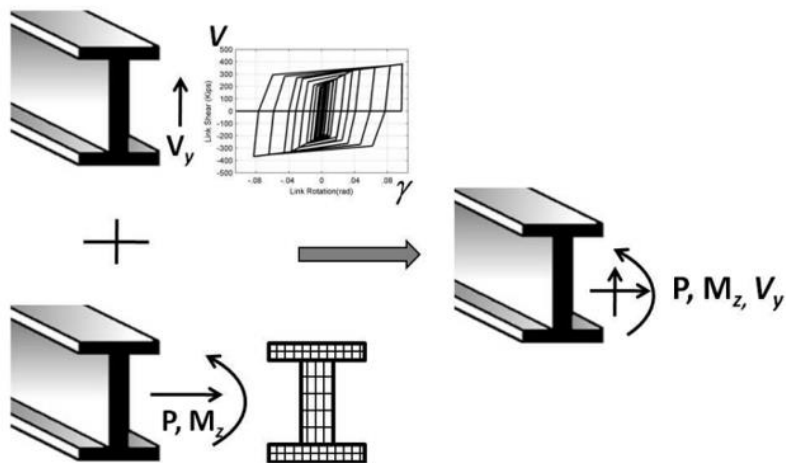
شکل (۳) رفتار مصالح هیسترتیک در نرم افزار اپنسیس



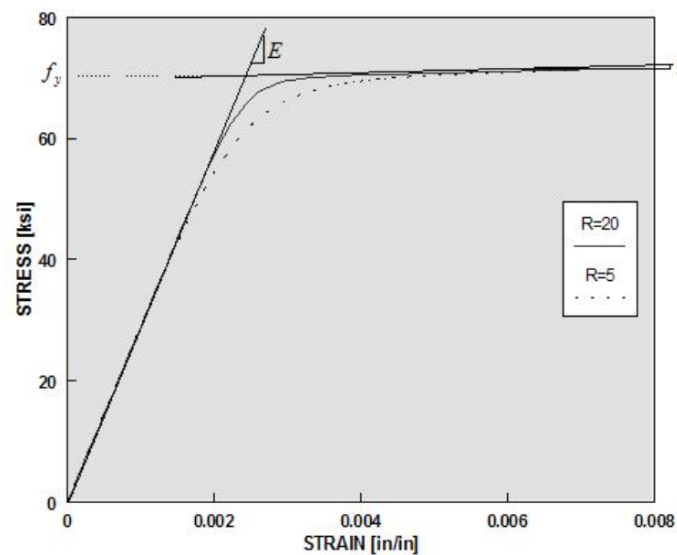
شکل (۴) نتایج عددی و آزمایشگاهی تیرپیوندبرشی کالیبره شده با مقاله دوسیکا و لوییس توسط گلستانی و همکاران [۲۱]



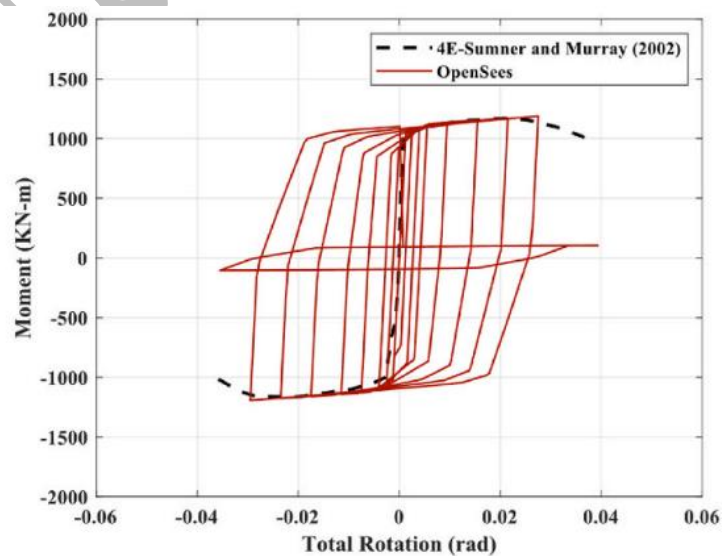
شکل (۵) نتایج عددی و آزمایشگاهی تیرپیوندخمش کالیبره شده با مقاله دوسیکا و لوییس توسط گلستانی و همکاران [۲۱]



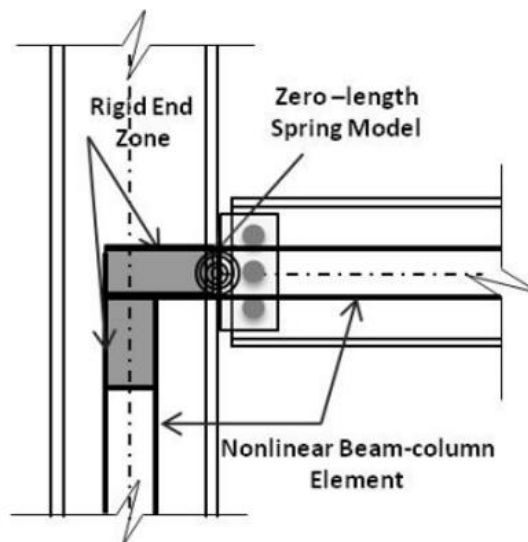
شکل (۶) روش فایبر مورد استفاده برای مدل سازی تیرهای پیوند [۱۲]



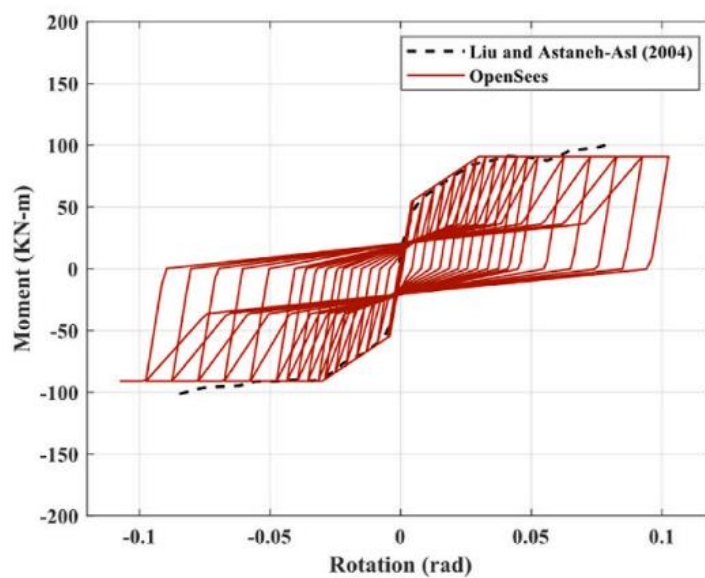
شکل (۷) نوع رفتار مصالح Steel02 در اپنسیس برای مدل سازی ستونها



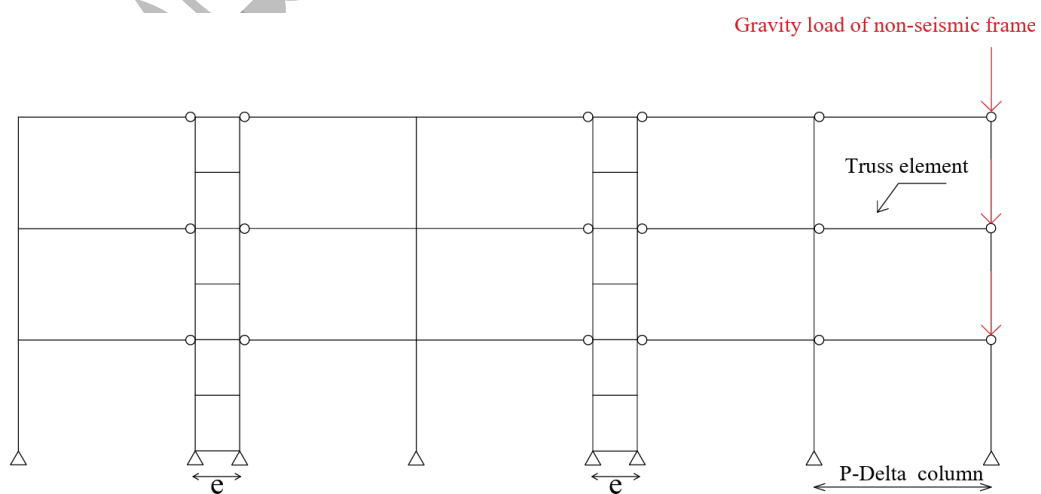
شکل (۸) نمودار کالیبراسیون تیرها و مقایسه آن با داده تجربی توسط گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱]



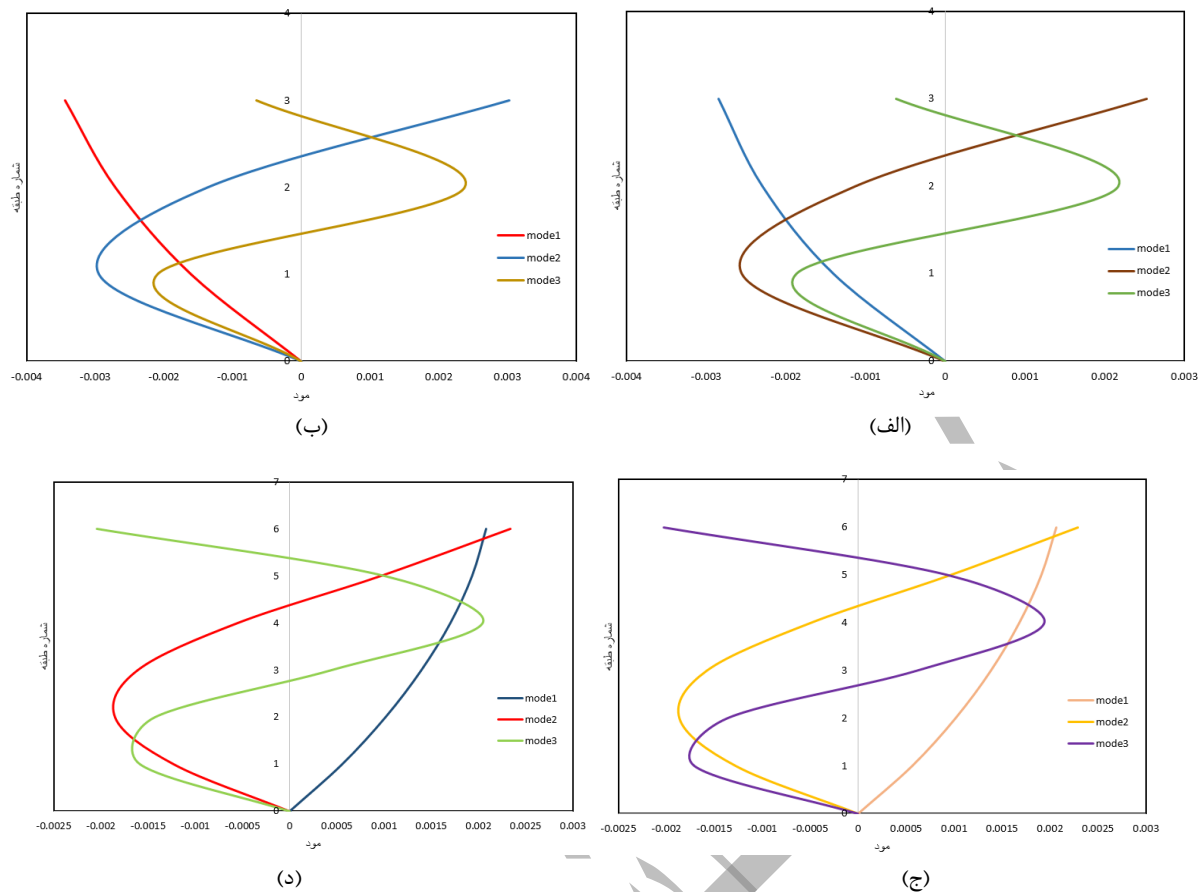
شکل (۹) نمایی از مدل سازی اتصال مفصلی تیرهای خمشی با ستون LC در اپنسیس ملکوتیان در سال ۲۰۱۶ [۱۴]



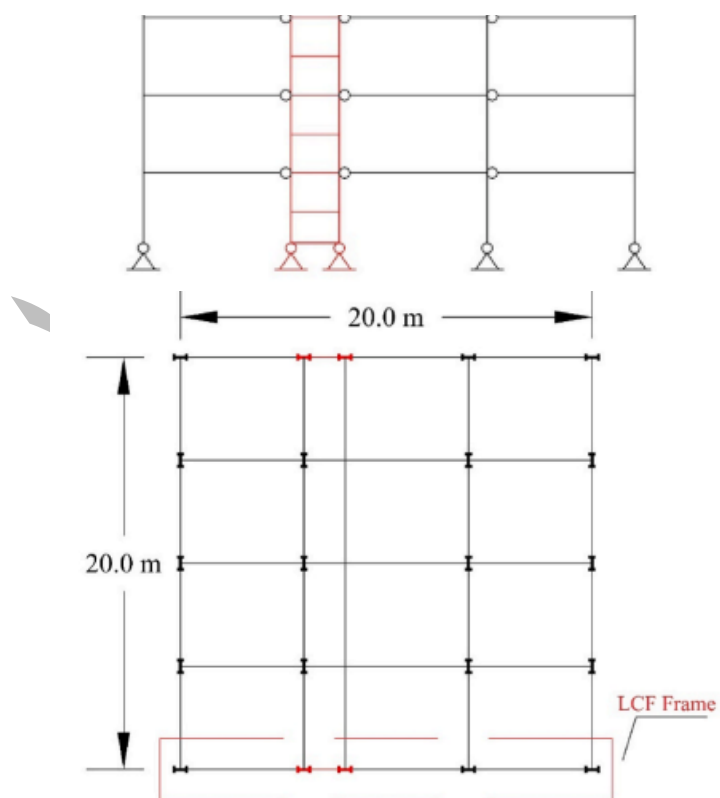
شکل (۱۰) مقایسه بین نمودار کالیبره شده برای اتصال مفصلی با نمونه 2A توسط گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱]



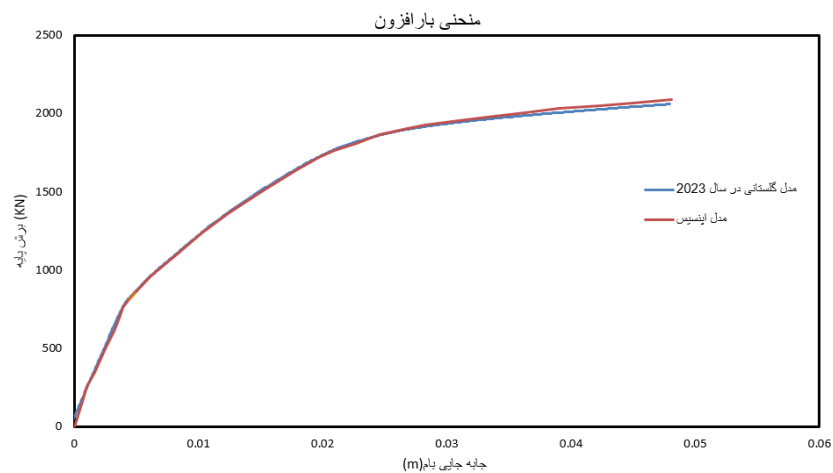
شکل (۱۱) جزئیات قاب ستون پیوند به همراه ستون P-Δ



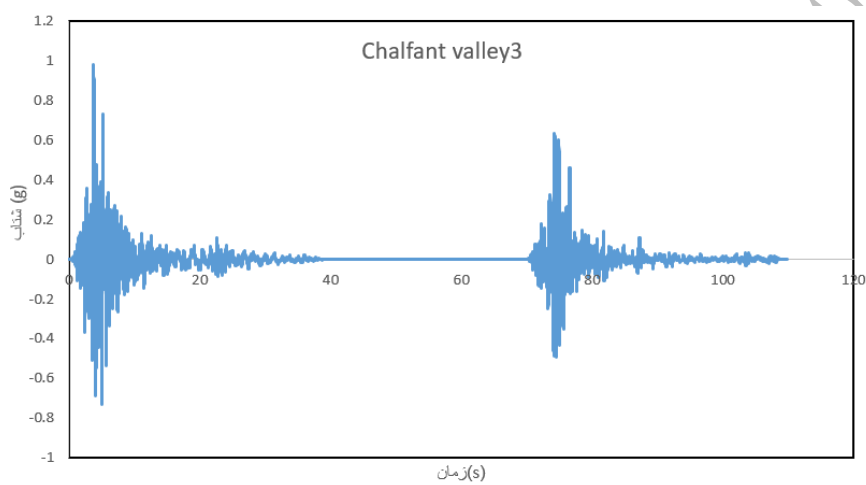
شکل (۱۲) شکل‌های مودی قاب (الف) طبقه برشی، (ب) طبقه خمشی، (ج) ۶ طبقه برشی و (د) قاب ۶ طبقه خمشی



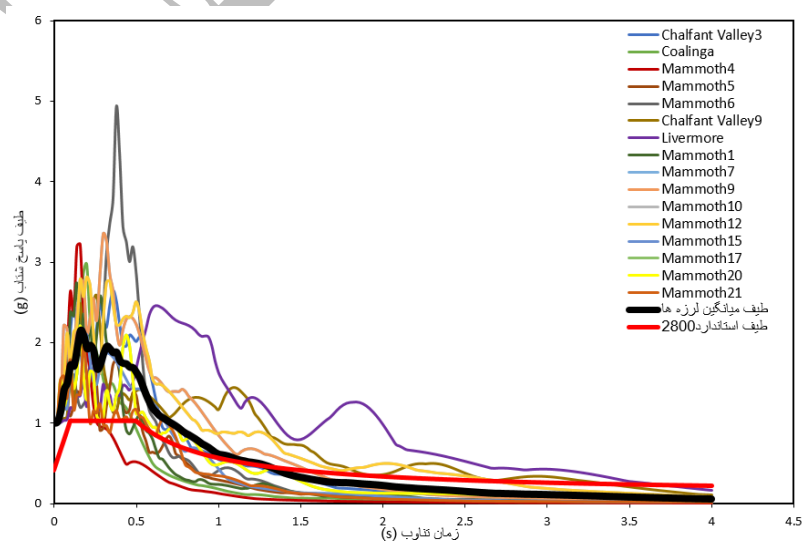
شکل (۱۳) نما و پلان قاب انتخابی از مدل گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۱]



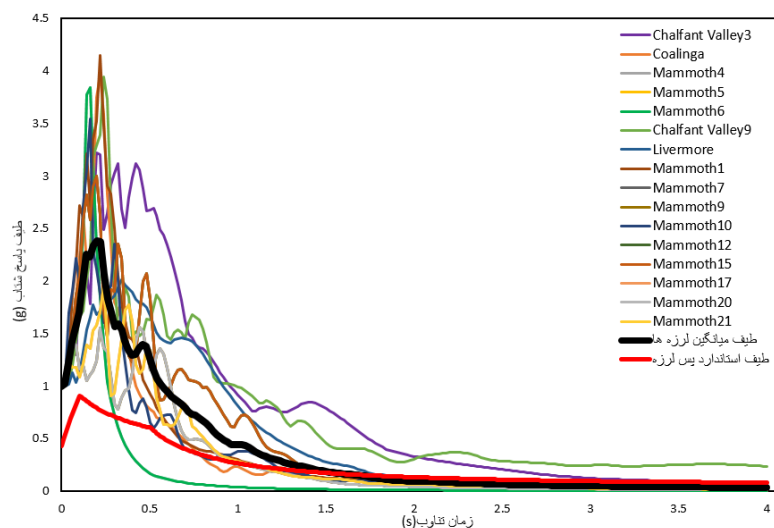
شکل (۱۴) مقایسه بین منحنی بارافزون قاب مدل شده و مدل مرجع



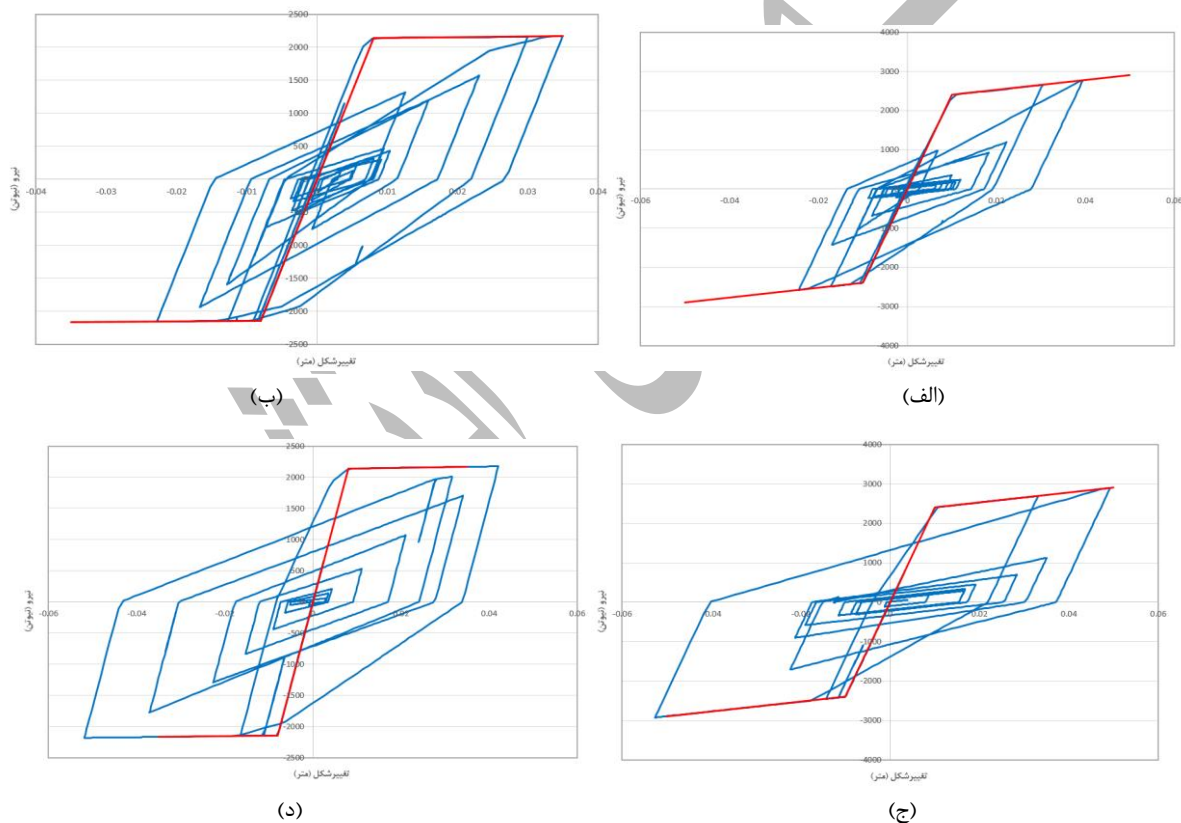
شکل (۱۵) نمونه شتابنگاشت متوالی چفلنت ولی ۳ در سال ۱۹۸۶ با بازه زمانی شتاب صفر ۳۰ ثانیه



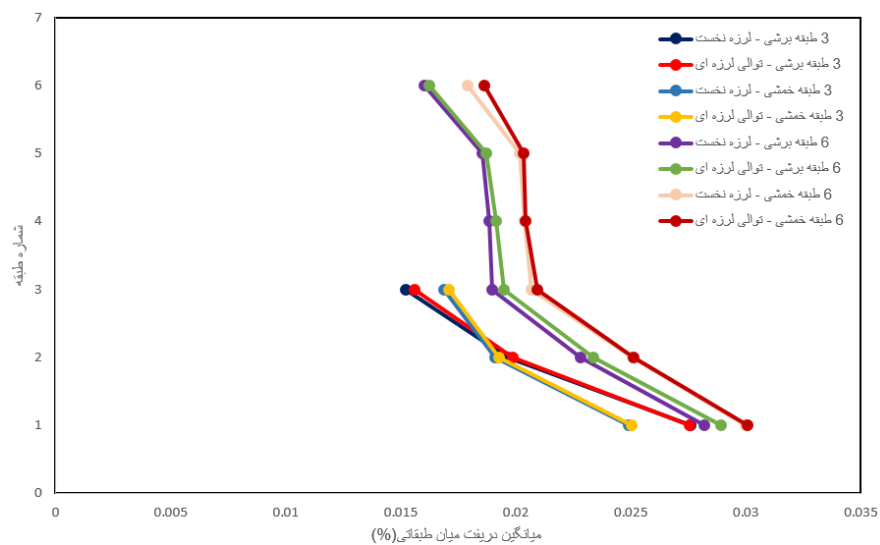
شکل (۱۶) نمودار مقیاس شده لرزه‌های اول طبق طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰



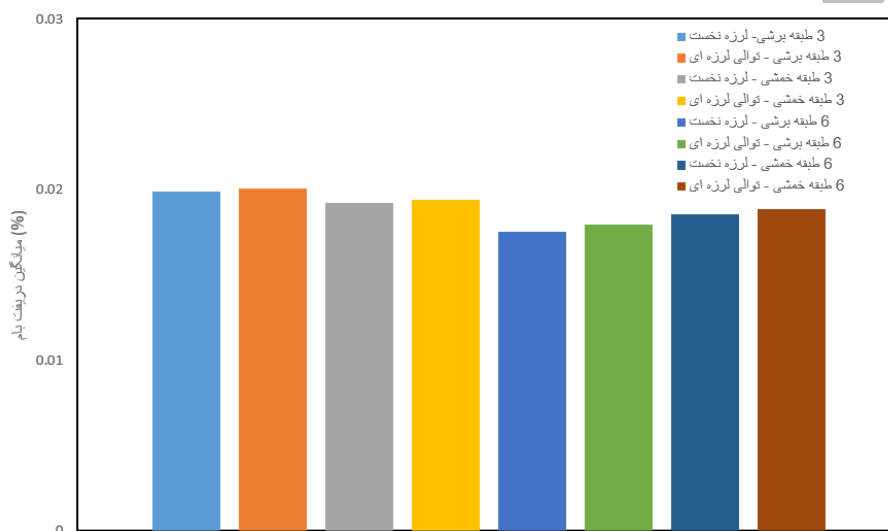
شکل (۱۷) نمودار مقیاس شده لرزه‌های دوم طبق طیف طرح ارائه شده توسط عبدالله زاده و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۳۲]



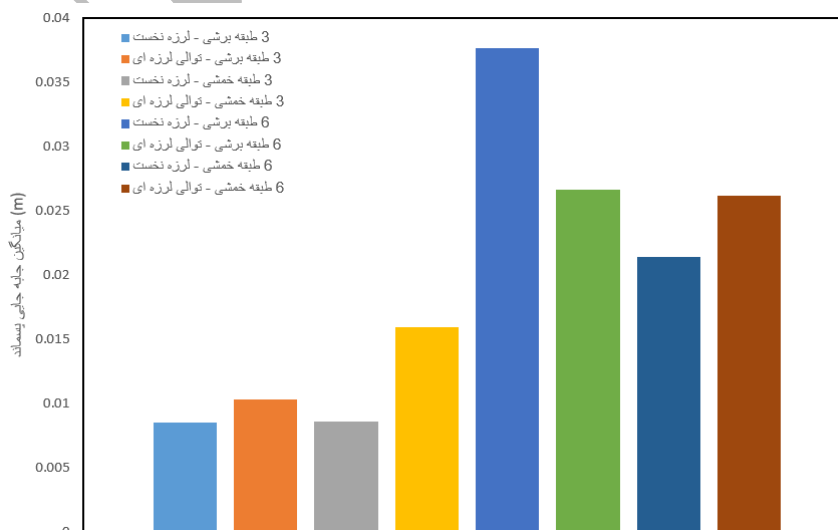
شکل (۱۸) نمودار هیستریزیس به همراه منحنی رفتاری تیر پیوند (الف) قاب ۳ طبقه با رفتاربرشی در طبقه اول، (ب) قاب ۳ طبقه با رفتارخمشی در طبقه اول، (ج) قاب ۶ طبقه با رفتاربرشی در طبقه اول و (د) قاب ۶ طبقه با رفتارخمشی در طبقه اول



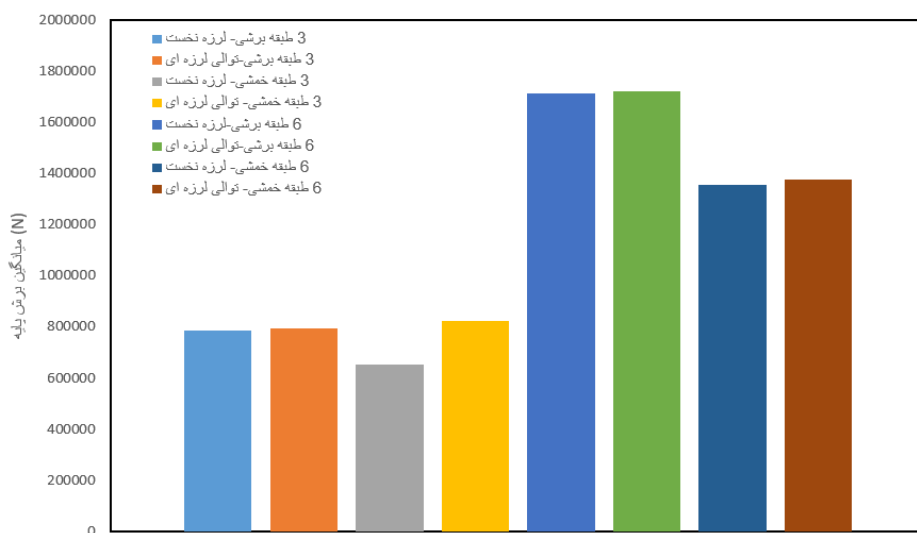
شکل (۱۹) میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



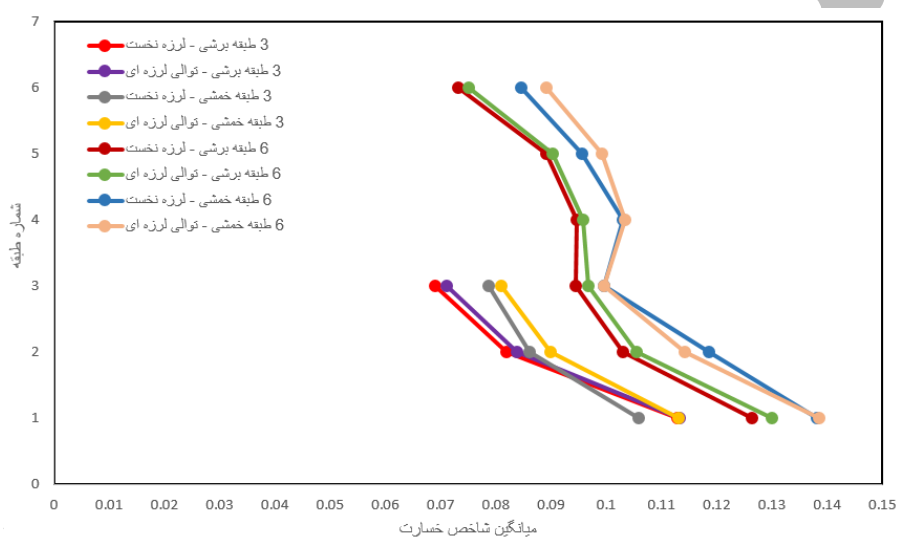
شکل (۲۰) میانگین حداکثر جابه‌جایی بام برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



شکل (۲۱) میانگین حداکثر جابه‌جایی پسماند برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



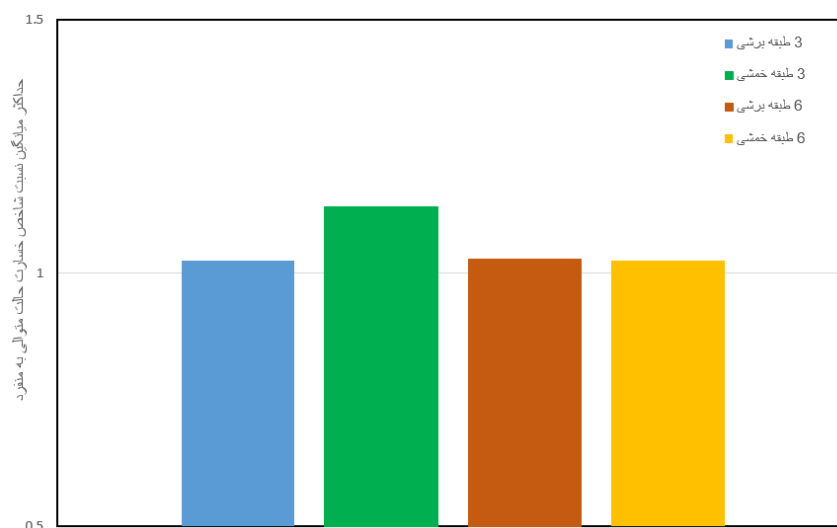
شکل (۲۲) میانگین حداکثر نیروی برش پایه برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



شکل (۲۳) میانگین شاخص خسارت برای ۴ قاب ستون پیوند تحت زلزله منفرد و متوالی



شکل (۲۴) میانگین نسبت شاخص خسارت در هر طبقه تحت توالی لرزه‌ای به لرزه اول برای ۴ قاب ستون پیوند



شکل (۲۵) میانگین نسبت حداکثر شاخص خسارت تحت توالی لرزه‌ای به منفرد در ۴ قاب ستون پیوند

فهرست علائم:

R : ضریب رفتار	d : عمق تیر
C^d : ضریب بزرگنمایی	R_0, R_1, R_2 : پارامتر کنترل حالت الاستیک به پلاستیک
Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت	D : شاخص خسارت
e : طول تیر پیوند	δm : حداکثر تغییر شکل عضو
M_p : لنگر پلاستیک مقطع	δu : ظرفیت نهایی تغییر شکل عضو
V_p : برش پلاستیک مقطع	β : ضریب ثابت شاخص خسارت
Z_p : اساس مقطع پلاستیک	$\int dE$: انرژی انباشته شده در عضو
F_y : تنش تسلیم	Q_y : نیروی برش تسلیم
t_f : ضخامت بال	
t_w : ضخامت جان	
b : طول بال	

واژه نامه:

San Francisco Oakland Bay Bridge

پل سنفرانسیسکو اوکلند

Dusicka and Lewis

دوسیکا و لوییس

Dusicka and Iwai

دوسیکا و ایوای

Li et al.

لی و هکاران

Montuori et al.

مونتیوری و همکاران

Park-ang

پارک انگ

Etabs

ایتبس

Opensees

اپنسیس

Fiber

فایبر

Hysteretic

هیسترتیک

Sumner and Murray

سامنر و مرای

Liu and Astaneh-Asl

لیو و آستانه اصل

Modal Analysis

آنالیز مودال

Chalfant Valley3

چفلنت ولی ۳

Northridge

نورتریج

Hysteresis

هیستریزیس

Inter-story Drift

جابه جایی میان طبقاتی

Livermore

لیورمور