

بررسی ایده قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی

اباذر اصغری^{۱*}، وحید جابری^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، دانشگاه شهید بهشتی

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

* ارومیه، صندوق پستی ۵۷۱۵۵/۴۱۹، a.asghari@uut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۶/۰۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۱)

چکیده

قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کاربردی باشد. طراحی سازه‌ها به صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و امکان مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک بزرگی در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. ستون‌های پیوندیافته ایده‌ای از یک سیستم باربرجانبی فولادی است که قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو را فراهم می‌کند. در تحقیقات گذشته عملکرد ستون‌های پیوندیافته به‌صورت یک سیستم دوگانه به همراه سیستم قاب خمشی، مورد ارزیابی قرار گرفته است و نشان داده شد که این سیستم توانایی تحقق اهداف طراحی خود را دارد. با توجه به ظرفیت بالا سیستم ستون‌های پیوندیافته در باربری جانبی، در این تحقیق سعی شده است که عملکرد ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای لرزه‌ای ارزیابی شود. بدین منظور ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان سیستم باربرجانبی در یک قاب ساده در مدل‌هایی ۳، ۶ و ۹ طراحی شده است. این مدل‌ها با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح، همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است و این سیستم از ظرفیت غیرارتجاعی کافی برخوردار است. در نتیجه سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی جدید که قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله را فراهم می‌کند، معرفی می‌گردد.

واژگان کلیدی

سیستم ستون‌های پیوندیافته، تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله، سیستم‌های سازه‌ای فولادی جدید

Evaluation of linked column with simple frame idea as a new structural steel frame system

A. Asghari, V. Jaberi

Abstract

The capability to repair structures after an earthquake by replacing several members can be very economical and practical. In critical situations after the huge earthquakes is so helpful that structures can be repaired and rebuilt while being resistant to the next earthquake. The linked column is an idea of lateral resisting system which creates the ability to repair structures after an earthquake with replacing several members. In previous research, the linked column frame system (LCF) has been evaluated, the results have been shown that this system provides its design purposes. In this research, behavior of linked column with simple frame (LCS) will be evaluated, for this purpose 3, 6 and 9 story models of linked column with simple frame are designed and their behavior has been evaluated using nonlinear static pushover and nonlinear dynamic time history analysis. Based on the results, mean value of maximum interstory drift of models under the 14 ground motion records that scaled to the base design earthquake, is below 2 percent and this system has the capability of structural stability against the earthquake records. The plastic hinges spreading and beginning in nonlinear analysis shows that LCS system has the capability of creation design purposes. Thus, in preliminary evaluation of linked column with simple frame is introduced as a new structural steel frame system that provide fast repair structures after an earthquake.

Keywords

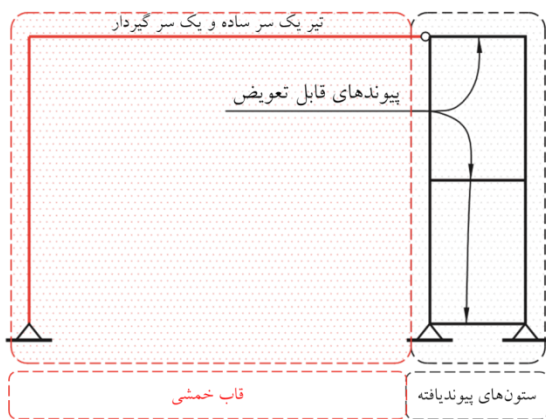
Linked column system, Fast repairing of buildings after earthquake, New structural steel frame systems

قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کاربردی باشد. طراحی سازه‌ها به صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و امکان مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک بزرگی در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. اما سیستم‌های سازه‌ای که امروزه مورد استفاده قرار می‌گیرند به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که تحت اثر زلزله طرح از فروریزش آن‌ها جلوگیری شود. در صورتی که این سازه‌ها تحت اثر زلزله‌ای کوچک‌تر از زلزله طرح، وارد ناحیه غیرخطی شده و تغییرشکل‌های بزرگ و ماندگار در آن به وجود می‌آید که این موضوع باعث کاهش ظرفیت باربری جانبی سازه خواهد شد و در نهایت به دلیل عدم توان مقاومت سازه در برابر زلزله بعدی، بهره‌برداری مجدد از ساختمان امکان‌پذیر نخواهد بود که منجر به از بین رفتن سرمایه عظیمی می‌شود.

امروزه طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌ها باعث کاهش تعداد تلفات جانی ناشی از زلزله در شهرهای توسعه‌یافته شده است، اما همچنان منجر به خسارت‌های مالی فراوانی می‌شود. به‌عنوان مثال خسارت مالی ناشی از زلزله لوماپریتا در سال ۱۹۸۹ با بزرگای ۶/۹ در مقیاس بزرگای گشتاوری (M_w)، به مقدار ۶ میلیارد دلار برآورد شده است و تعداد تلفات جانی آن ۶۳ نفر بوده است. زلزله نورت‌ریچ در سال ۱۹۹۴ با بزرگای ۶/۷ (M_w) خسارتی برابر با ۱۳ تا ۴۴ میلیارد دلار داشته است و تعداد تلفات آن ۵۷ نفر بوده است. زمین‌لرزه چواتسو ژاپن در سال ۲۰۰۴ با بزرگای ۶/۸، ۶/۸ کشته و خسارتی نزدیک به ۲۸ میلیارد دلار، زمین‌لرزه امیلیا در شمال ایتالیا در سال ۲۰۱۲ با بزرگای ۶/۱، ۲۷ کشته با ۱۵/۸ میلیارد دلار و زمین‌لرزه کرایست‌چرچ نیوزلند در سال ۲۰۱۱ با بزرگای ۶/۲، ۱۵۸ کشته و ۱۵ تا ۴۰ میلیارد دلار زیان مالی در پی داشته‌اند [۱]. بنابراین در شهرهای توسعه‌یافته (شهرهایی که قوانین و مقررات آیین‌نامه‌ها به‌خوبی رعایت می‌شود)، زمین‌لرزه‌های بزرگ علی‌رغم تعداد تلفات جانی کم، منجر به خسارت‌های مالی گسترده‌ای می‌شوند؛ زیرا تاکنون ضوابط و مقررات طراحی سازه‌ها بیشتر روی دو عامل حفظ ایمنی جانی و طراحی اقتصادی متمرکز بوده است و ایده حفظ ثروت ملی بعد از حوادث طبیعی همچون زلزله، با استفاده از ایجاد قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها، رویکردی جدید در طراحی سازه‌ها است که اولین بار توسط **Marwan Nader** و همکارانش در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند^۱ واقع در خلیج سانفرانسیسکو ارائه شد [۲]. در طراحی برج اصلی این پل از

ستون‌هایی که توسط پیوندها^۲ به هم متصل شده‌اند، استفاده شده است. وظیفه پیوندها در این پل جذب و مستهلک نمودن نیروی ناشی از زلزله است. این پیوندها قابلیت تعویض سریع بلافاصله بعد از زلزله را دارند، در نتیجه بعد از زلزله تعویض یا تعمیر می‌شوند تا پل توانایی مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را داشته باشد [۲].

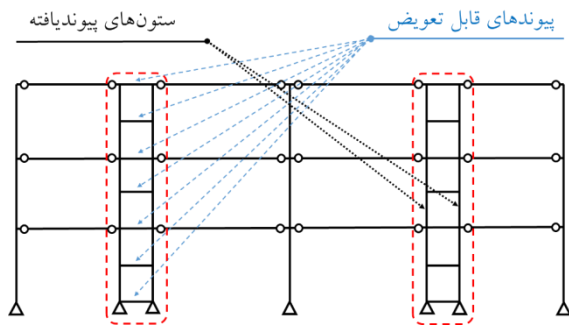
در سال ۲۰۰۷ **Peter Dusicka** از ایده ستون‌های پیوندیافته^۳ در طراحی ساختمان‌ها استفاده کرد تا قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو را به وجود آورد. در نتیجه سیستمی جدید از یک قاب فولادی با عنوان قاب با ستون‌های پیوندیافته^۴ (LCF) ارائه نمود [۳]. این طرح متشکل از دو سیستم باربرجانبی اولیه ستون‌های پیوندیافته (LC) و سیستم باربرجانبی ثانویه قاب خمشی (MF) است که در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. شکل (۱) سیستم قاب با ستون‌های پیوندیافته و سیستم‌های باربرجانبی آن را نشان می‌دهد.



شکل ۱- سیستم قاب با ستون‌های پیوندیافته (LCF)

در این خصوص در سال ۲۰۱۳ **Malakoutian** و همکارانش [۴] به تعیین پارامترهای لرزه‌ای این سیستم اعم از ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان پرداختند و در سال ۲۰۱۴ **Lopes** و همکارانش [۵] یک مدل آزمایشگاهی از این سیستم در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مورد آزمایش قرار دادند. همچنین در سال ۲۰۱۶ **Shoebibi** و همکارانش [۶ و ۷] موفق به ارائه روشی مناسب برای طراحی این سیستم شدند. به‌طورکلی مطالعاتی که تاکنون در خصوص این سیستم صورت گرفته نشان می‌دهند که این سیستم قادر به تحقق اهداف طراحی خود است و عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر زلزله دارد [۹-۳]. اما در این سیستم نیز عیب‌های خاصی

نوع مفصلی (دو سر ساده) است.



شکل ۲- سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته (LCF)

تلاش‌ها و نیروهای ناشی از زلزله در پیوندها به صورت نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌های پیوندیافته به صورت نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ظاهر می‌شوند. در این سیستم اغلب رفتار برشی پیوندها حائز اهمیت است؛ زیرا طی تحقیقاتی که در چند دهه اخیر بر روی رفتار خمشی و برشی تیرهای کوتاه صورت گرفته است مشخص گردید که این اعضا در یک رفتار برشی توانایی بسیار بالایی در جذب و استهلاك انرژی دارند. با توجه به اینکه در این سیستم استفاده از تیرهای کوتاه (پیوندها) بخشی از ماهیت آن است، در نتیجه رفتار برشی این اعضا تأثیر بسزایی در بهبود عملکرد کلی سیستم دارد. شکل (۳) منحنی رفتار هیستریزس یک تیر پیوند و مقدار جذب و استهلاك انرژی آن در عملکردی برشی را نشان می‌دهد. این مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات Dusicka و Lewis [۱۰] در سال ۲۰۱۰ است که به بررسی عملکرد انواع پیوندها در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون پیوندیافته) پرداخته است. در این تحقیق مدل آزمایشگاهی (Shear Link - S2) با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 با در نظر گرفتن شرایط هندسی و بارگذاری یکسان مدل‌سازی شده و رفتار پیوندها در این سیستم بر این اساس صحت سنجی شده است.

۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق

مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق شامل سه قاب ۳، ۶ و ۹ طبقه از سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته است که به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند و دارای شرایط هندسی و بارگذاری یکسانی هستند. این مدل‌ها دارای ۴ دهانه ۷ متری و ارتفاع طبقه‌ای برابر ۳/۴ متر هستند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر اساس AISC360-10 [۱۱] و ASCE7-10 [۱۲] صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای

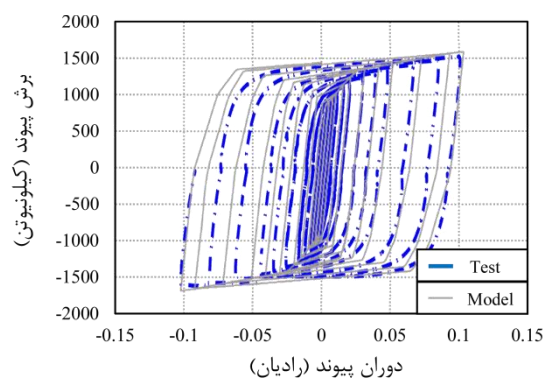
از جمله وزن اسکلت بالا، گسترش خرابی در اعضای غیرقابل تعویض (تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی) و مواردی دیگر مطرح است.

با توجه به ظرفیت بالای سیستم ستون‌های پیوندیافته در برابر بارهای جانبی و ثانویه بودن ظرفیت بخش قاب خمشی، در این تحقیق سعی شده است تا از سیستم ستون‌های پیوندیافته به عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای جانبی استفاده شود. همچنین با توجه به اینکه بخش ثانویه قاب خمشی در سیستم LCF وزن قابل ملاحظه‌ای را به خود اختصاص داده است. این تغییر ممکن است منجر به بهبود مقدار فولاد مصرفی در سیستم جدید شود. همچنین می‌تواند منجر به سهولت در اجرا، بهبود عملکرد و رفع عیب‌هایی از جمله تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای غیرقابل تعویض گردد. از طرفی این تغییر، رفتار کلی سیستم را نیز تغییر خواهد داد؛ بنابراین در این تحقیق به ارزیابی اولیه عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته^۹ (LCF) پرداخته شده و پاسخ سیستم ستون‌های پیوندیافته در کنار قاب ساده با استفاده از انواع روش‌های تحلیل سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- معرفی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

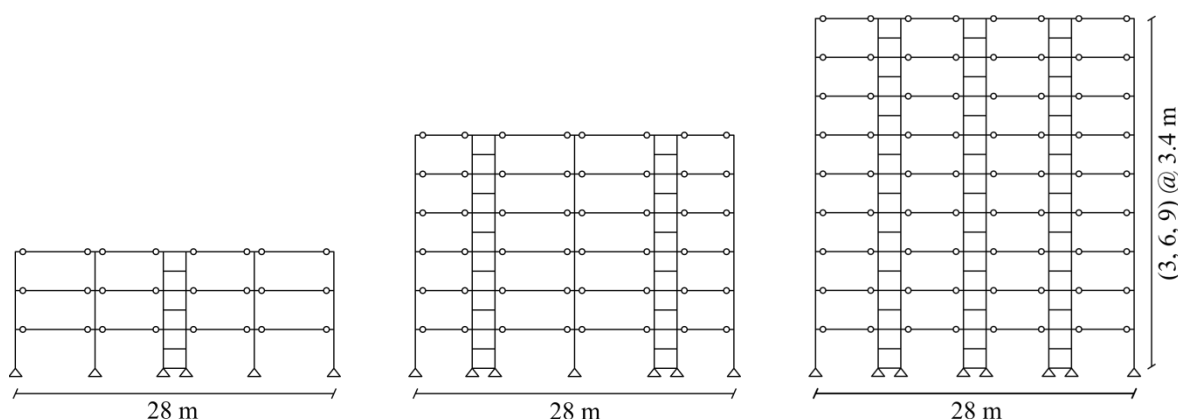
سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته (LCF)، ایده‌ای جدید از یک سیستم سازه‌ای فولادی است که عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر زلزله دارد. هدف از طراحی این قاب ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو است. به‌طور کلی همانند شکل (۲) سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته از سه بخش ستون‌ها، تیرها و پیوندها تشکیل شده است. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوندیافته اعضای باربر جانبی و تمام ستون‌ها و تیرها اعضای باربر ثقلی هستند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض پیوندهای آن است. این قاب به‌گونه‌ای طراحی شده است که در زمان زلزله نیروی جانبی روی پیوندهای آن متمرکز می‌شوند و پیوندها نیرو را جذب و مستهلک می‌نمایند. این اعضا رفتاری همانند یک فیوز دارند زیرا به‌منظور جذب انرژی و تعویض سریع بعد از زلزله بکار گرفته شده‌اند. در نتیجه بعد از زلزله با تعویض پیوندهای آسیب‌دیده، ساختمان سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را خواهد داشت و مجدداً مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرد. پیوندها در این سیستم به صورت تیرهایی کوتاه با اتصالات انتهایی صلب (از نوع قابل تعویض) طراحی می‌شوند و اتصالات انتهایی سایر تیرها نیز از

ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها متشکل از بارهای مرده و زنده است که به صورت یکنواخت در سطح طبقات بر تیرها و پیوندها اعمال شده‌اند و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر ۲۸ و ۷ کیلونیوتن بر متر است. بارگذاری لرزه‌ای نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ای ASCE7-10 تعیین شده است. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار (R_u)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است که در این تحقیق و سایر تحقیقات مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۳ و ۱۴]. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوند یافته اعضای باربر جانبی هستند و به سبب مشابه بودن رفتار این اعضا به رفتار اعضای سیستم قاب خمشی، تمام الزامات لرزه‌ای قاب خمشی ویژه برای طراحی مدل‌ها در نظر گرفته شده است، با فرض اینکه این سیستم نیاز به الزامات تکمیلی دیگری ندارد. سایر ستون‌ها و تیرها نیز به‌عنوان یک قاب ساده طراحی شده‌اند. شکل (۴) هندسه مدل‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۳- منحنی رفتار هیستریزس پیوند برشی تحت بار چرخه‌ای [۱۰]

روش تحلیل دینامیکی طیفی و طراحی آن بر اساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها، مقاطع سری W (مقاطع آمریکایی) و مصالح آن از نوع ASTM A992 ($F_y = 345 \text{ MPa}$) است. فرضیات مربوط به لرزه‌خیزی محل احداث و نوع خاک بر مبنای منطقه‌ای با نسبت شتاب مبنای طرح با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی خاک نوع D (خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه) است.



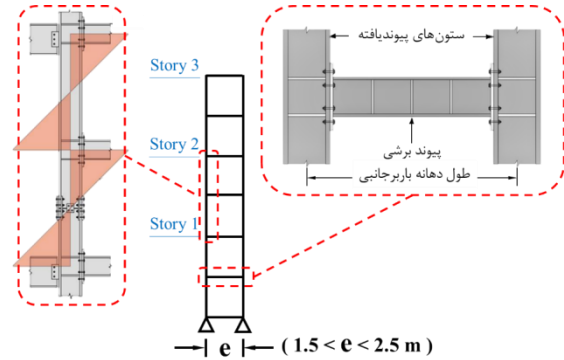
شکل ۴- مدل‌های ۳، ۶، ۹ طبقه از سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

پارامتر در انتخاب طول دهانه‌های باربر جانبی، ارتفاع ساختمان است [۱۳]. در این مدل‌سازی برای مدل ۳ و ۶ طبقه از دهانه باربر جانبی ۲ متری و در مدل ۹ طبقه از دهانه‌های باربر جانبی ۲/۳ متری استفاده شده است، شکل (۵).

لیست مقاطع اعضا سیستم ستون‌های پیوند یافته در جدول (۱) ارائه شده است. در این مدل‌سازی برای مدل ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب از ۱، ۲ و ۳ دهانه باربر جانبی استفاده شده است. شایان ذکر است، مقاطع اعضا در دو دهانه باربر جانبی مدل ۶ طبقه و در ۳ دهانه باربر جانبی مدل ۹ طبقه مشابه است.

تعداد دهانه‌های ستون‌های پیوند یافته (دهانه‌های باربر جانبی) در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته می‌تواند متفاوت باشد و همانند دهانه مهاربدها در یک قاب مهاربندی شده برحسب نیاز و بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در رفتار لرزه‌ای قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته طول پیوندهای آن است. این سیستم حساسیت بالایی به مقدار طول پیوندها دارد، به‌گونه‌ای که با تغییرات اندک آن، رفتار سیستم به میزان قابل توجهی تغییر خواهد کرد. به‌طور کلی در این سیستم می‌توان از دهانه‌های باربر جانبی به طول ۱/۵ تا ۲/۵ متر استفاده کرد و مؤثرترین

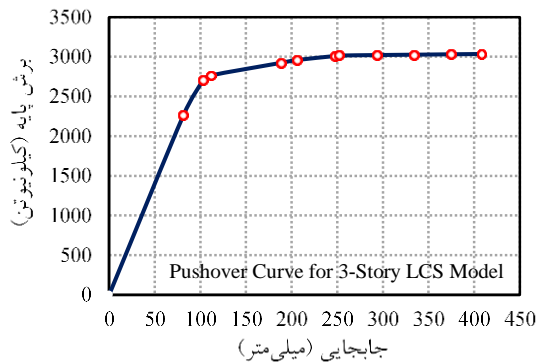
سازه تحت اثر آن فروریزد یا به حداکثر تغییرمکان جانبی خود برسد. در این حالت رفتار خطی و غیرخطی سازه تحت اثر نیروی افزایشنده در تغییرمکان‌های مختلف به صورت منحنی رسم می‌شود که این منحنی بیانگر ظرفیت مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی است. رفتار غیرخطی اعضا در این تحقیق به واسطه در نظر گرفتن تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک در مفاصل پلاستیک صورت گرفته است و با توجه به نوع نیروها و تلاش‌های تشکیل شده در اعضا، انواع مختلف مفاصل پلاستیک لازم در نقاط بحرانی به اعضا اختصاص یافته است. شکل‌های (۶) تا (۸) منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل‌ها را نشان می‌دهد.



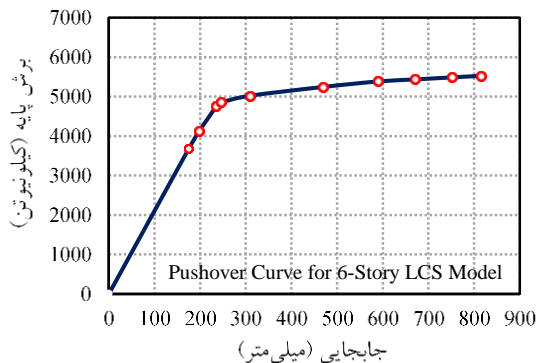
شکل ۵- دهانه باربرجانبی ستون‌های پیوندیافته

جدول ۱- لیست مقاطع اعضاء سیستم ستون‌های پیوندیافته

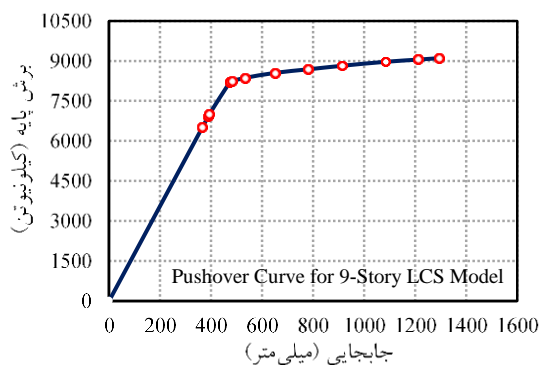
Linked column system			Story	Frame
Mid-Story Link	Story Link	Story Column		
W18x119	W18x86	W14x159	۳	3-Story (1 LC)
W18x130	W18x130	W14x233	۲	
W18x143	W18x143	W14x342	۱	
W18x86	W18x71	W14x159	۶	6-Story (2 LC)
W18x119	W18x119	W14x311	۵	
W18x119	W18x119	W14x398	۴	
W18x130	W18x130	W14x426	۳	
W18x130	W18x130	W14x426	۲	
W18x143	W18x143	W14x500	۱	
W18x86	W18x50	W14x132	۹	9-Story (3 LC)
W18x106	W18x106	W14x283	۸	
W18x119	W18x119	W14x398	۷	
W18x119	W18x119	W14x455	۶	
W18x130	W18x130	W14x500	۵	
W18x130	W18x130	W14x500	۴	
W18x143	W18x143	W14x500	۳	
W18x143	W18x143	W14x500	۲	
W18x143	W18x143	W14x655	۱	



شکل ۶- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۳ طبقه



شکل ۷- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۶ طبقه



شکل ۸- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۹ طبقه

۴- ارزیابی ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌های مورد مطالعه

در این بخش به بررسی ظرفیت غیرارتجاعی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یکی از بهترین و مناسب‌ترین روش‌ها برای بررسی ظرفیت مقاومت سازه‌ها در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله است. در این روش سازه تحت یک نیروی افزایشنده قرار می‌گیرد. با شروع اعمال نیرو، مقدار نیرو و تغییرمکان جانبی سازه به صورت هم‌زمان ثبت می‌شود. این نیروی جانبی افزایشنده تا جایی ادامه پیدا می‌کند که

روابط مختلفی برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای ارائه کرده‌اند. در این تحقیق با استفاده از روش ارائه شده در FEMA 356 [۱۵] و روابط پرتکرار موجود برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری (μ) [۱۶]، ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_u) [۱۷ و ۱۸]، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) [۱۹]، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) [۱۹] و ضریب رفتار (R_u) [۱۹] به محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته پرداخته شده و مقادیر حاصل در جدول (۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است تخمین ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها با استفاده از مقدار ضریب اضافه مقاومت مدل کامپیوتری و اعمال ضریب نسبت مقاومت جاری شدن اسمی به حقیقی [۱۹]، ضریب افزایش تنش جاری شدن ناشی از اثر نرخ کرنش [۱۹] و ضریب اصلاح مدل عددی به مدل حقیقی [۲۰] انجام شده است.

از مهم‌ترین خصوصیات یک سیستم سازه‌ای مقدار پارامترهای لرزه‌ای آن است. روند تحلیل و طراحی سازه‌ها با استفاده از این پارامترها بسیار ساده شده و امکان در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه‌ها در یک تحلیل و طراحی خطی فراهم شده است. این موضوع اهمیت بالا پارامترهای لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها را نشان می‌دهد. کاربردی‌ترین پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی، ضریب رفتار (R_u)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) هستند که هر کدام به گونه‌ای ویژگی‌های یک عملکرد غیرخطی مناسب را در تحلیل و طراحی خطی در نظر می‌گیرند. در نتیجه در این تحقیق به محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌ها نیز پرداخته شده است. بر اساس آیین‌نامه FEMA 356 برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌توان از منحنی برش پایه - تغییر مکان مدل‌ها استفاده کرد. بر اساس این روش پژوهشگران

جدول ۲- مقادیر پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

تعداد طبقات Story	تعداد دهانه باربرجانبی LC Bay	طول دهانه باربرجانبی LC Length	زمان تناوب T (s)	ضریب شکل‌پذیری μ	ضریب کاهش شکل‌پذیری R_u	ضریب اضافه مقاومت مدل Ω_0 Model	ضریب اضافه مقاومت حقیقی Ω_0	ضریب بزرگنمایی C_d	ضریب رفتار R_u
۳	۱	۲ متر	۰/۹۸	۳/۶۸	۳/۵۲	۱/۴۴	۲/۷۸	۵/۵۱	۹/۷۸
۶	۲	۲ متر	۱/۵۰	۳/۴۱	۳/۳۲	۱/۴۰	۲/۷۰	۵/۲۱	۸/۹۶
۹	۳	۲/۳ متر	۱/۹۶	۲/۷۵	۲/۷۱	۱/۴۹	۲/۹۶	۴/۵۴	۸/۰۲

بر اساس ضوابط ASCE7-10 در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی باید اثر شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه باشد. بدین منظور تمام شتاب‌نگاشت‌ها در ضریبی هم‌پایه‌ساز به نام ضریب مقیاس ضرب می‌شوند تا زلزله اعمال شده به سازه متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه بر مبنای سطح ریسک قابل قبول، تنظیم شود. در این تحقیق ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس طیف پاسخ شتاب آن‌ها تعیین شده است. به این منظور ابتدا طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵ درصد رسم شده، سپس میانگین طیف پاسخ شتاب، شتاب‌نگاشت‌ها با طیف استاندارد مقایسه می‌شود. جهت هم‌پایه نمودن این دو طیف با یکدیگر، میانگین طیف پاسخ شتاب در ضریبی ضرب می‌گردد که این مقدار به عنوان ضریب مقیاس در نظر گرفته می‌شود.

در این بخش ۱۴ رکورد زلزله متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب شده است. در تحلیل تاریخچه زمانی دویعدی از بین مؤلفه‌های افقی یک رکورد زلزله، مؤلفه افقی که

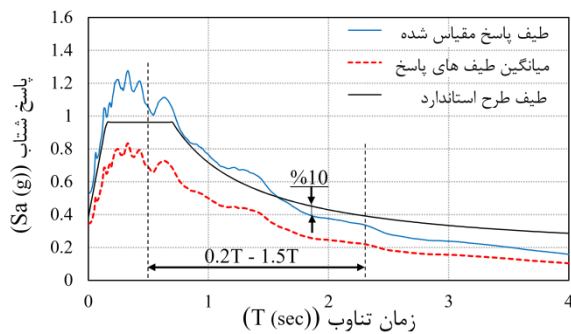
۵- ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های

پیوند یافته با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

طبیعی‌ترین روش تحلیل سازگار با رفتار فیزیکی سازه‌ها تحت زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. در این بخش پاسخ غیرالاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته تحت رکوردهای زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. روند کلی انجام این تحقیق بدین صورت است که ابتدا شتاب‌نگاشت‌هایی متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب می‌شوند. سپس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر مبنای ضوابط FEMA356 و ASCE7-10 بر روی مدل‌ها صورت می‌گیرد. شرایط در نظر گرفته شده برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها در این تحقیق شامل زلزله‌هایی با بزرگای ۶ تا ۸ در مقیاس بزرگای گشتاوری (M_w) که در فاصله‌ای کمتر از ۱۰ کیلومتر تا کانون زلزله بر روی خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه (خاک نوع D) ثبت شده‌اند، است. در انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها سازوکار و مکانیزم خاصی برای گسل در نظر گرفته نشده است.



۱/۵ برابر آن حداکثر ۱۰٪ پایین تر از طیف طرح سازگار با سطح خطر انتخابی (طیف استاندارد) باشد. در صورتی که این مقدار بیشتر شود، طیف میانگین در ضریبی بزرگتر ضرب می شود تا در سطح بالاتری قرار گیرد. بعد از مقیاس کردن میانگین طیف پاسخ شتابنگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد و محاسبه ضریب مقیاس، این ضریب در شتابنگاشت‌ها ضرب شده و به تراز پایه سازه اعمال می شود.



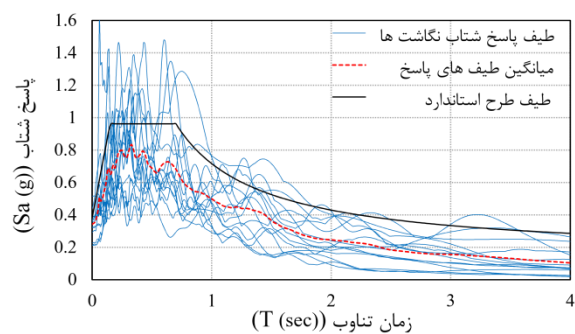
شکل ۱۰- مقیاس طیف میانگین شتابنگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد

با توجه به اینکه در این تحقیق هر یک از مدل‌ها دارای زمان تناوب خاص خود است و اینکه طیف میانگین باید در $0.2T$ تا $1.5T$ برابر زمان تناوب آن‌ها، بالاتر از طیف طرح استاندارد باشد. در نتیجه ضریب مقیاس هر یک از مدل‌ها متفاوت خواهد بود که این ضریب برای مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مورد مطالعه به ترتیب برابر با $1/4$ ، $1/6$ و 2 است. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق نیز در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق

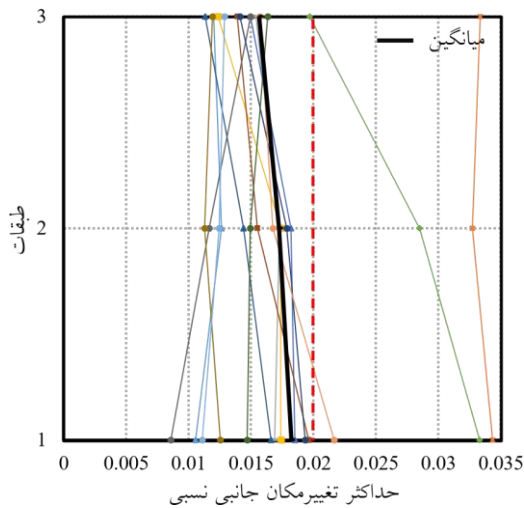
Scale factor			PGA (g)	مقدار	سال	Records information	
9-Story	6-Story	3-Story				Station name	Record name
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۱۳۱	۷/۶۲	۱۹۹۹	TCU055 Taiwan	Chi Chi
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۶۳۷	۶/۲۰	۲۰۱۱	Christchurch New Zealand	Christchurch
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۵۶۷	۶/۸۰	۲۰۰۷	Kawanishi Izumozaki Japan	Chuetsu oki
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۸۷۶	۷/۰۰	۲۰۱۰	LINC New Zealand	Darfield
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۲۶۳	۶/۴۰	۱۹۹۵	Dinar Turkey	Dinar
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۵۱۵۱	۷/۱۴	۱۹۹۹	Duzce Turkey	Duzce
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۱۲۱	۶/۵۳	۱۹۷۹	EC County Center FF	Imperial Valley
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۲۱۸	۷/۲۱	۱۹۹۹	Yarimca Turkey	Kocaeli
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۴۳۸۶	۶/۹۳	۱۹۸۹	Capitola	Loma Prieta
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۷۱۸	۶/۲۴	۱۹۷۲	Managua ESSO	Managua
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۹۲۷	۷/۱۰	۱۹۷۹	Ulcinj - Hotel Olimpi	Montenegro
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۹۱۸	۶/۶۹	۱۹۹۴	Canoga Park Topanga Can	Northridge
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۲۷۵	۶/۰۰	۲۰۰۴	Fault Zone 15	Parkfield
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۸۴۳	۶/۵۴	۱۹۸۷	Parachute Test Site	Superstition Hills

دارای بیشینه (PGA) بیشتری است، انتخاب می شود. بنابراین در مدل‌های دوبعدی نیازی به ترکیب طیف پاسخ دو مؤلفه افقی با روش جذر مجموع مربعات (SRSS) نیست و به موازات آن نیازی هم به افزایش ۳۰ درصدی طیف استاندارد نیست. در نتیجه همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است بعد از رسم طیف پاسخ شتاب این شتابنگاشت‌ها، میانگین طیف‌های پاسخ به صورت مستقیم با طیف استاندارد مقایسه می شوند. در این تحقیق طیف استاندارد مدنظر طیفی بر مبنای زلزله‌ای با احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال، با دوره بازگشت ۴۷۵ سال بر روی خاک نوع D است که با نام طیف طرح استاندارد معرفی شده است.

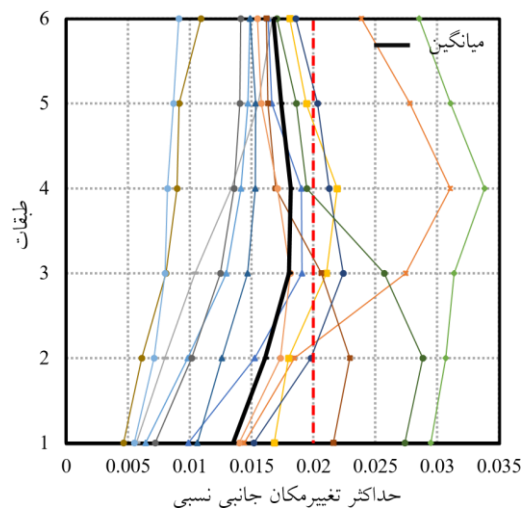


شکل ۹- طیف پاسخ شتاب، شتابنگاشت‌ها

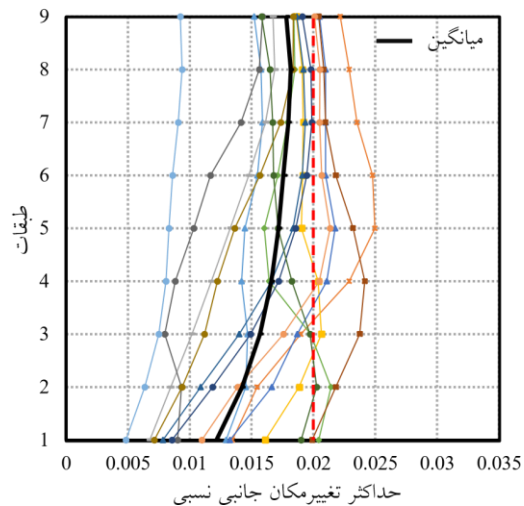
همان‌طور که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، طیف میانگین حاصل از شتابنگاشت‌ها باید به گونه‌ای با طیف طرح استاندارد مقیاس شود که همواره در فاصله $0.2T$ زمان تناوب تا



الف) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۳ طبقه



ب) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۶ طبقه



ج) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۹ طبقه

شکل ۱۱- حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های مختلف

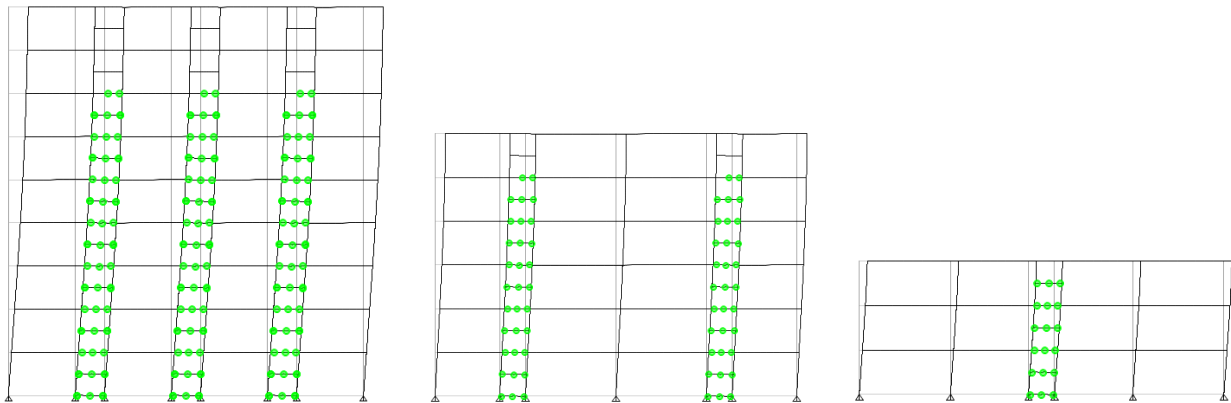
نتایج حاصل از پاسخ غیرالاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته تحت رکوردهای زلزله بر مبنای حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به صورت نمودارهایی در شکل (۱۱) ارائه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده این قاب توانایی حفظ پایداری در زمان زلزله را دارد و بررسی‌های صورت گرفته از تلاش‌ها و نیروهای تشکیل شده در اعضا و روند رشد و گسترش مفاصل پلاستیک و خرابی‌های قاب، نشان می‌دهند که در زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف تعداد متفاوتی از پیوندها آسیب خواهند دید که بعد از زلزله قابل تعویض هستند.

طبق نمودارهای ارائه شده مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است. در نتیجه اصول، ضوابط و پارامترهای در نظر گرفته شده برای طراحی این سیستم، بسیار مناسب بوده و این سیستم با استفاده از ضوابط و پارامترهای لرزه‌ای فوق علاوه بر داشتن رفتار لرزه‌ای مناسب به خوبی طراحی می‌شود و توانایی مقاومت در برابر زلزله‌های شدید را دارد. طی بررسی‌های صورت گرفته از مقدار شتاب وارده به طبقات و تغییر شکل‌های پسماند مدل‌ها مشخص گردید که میانگین این مقادیر نیز همواره در محدود مجاز هستند و با توجه به روند تشکیل مفاصل پلاستیک و گسترش خرابی‌ها در قاب می‌توان گفت که این سیستم اهداف طراحی خود را به خوبی محقق می‌نماید.

۶- ارزیابی مکانیزم خرابی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

همان‌طور که پیش از این گفته شد، قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته، یک سیستم سازه‌ای از یک قاب فولادی است که قابلیت تعمیر سریع و ساده سازه‌ها بعد از زلزله، با تعویض چندین عضو را فراهم می‌کند. اعضای قابل تعویض در این قاب پیوندها هستند که در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون‌های پیوند یافته) قرار می‌گیرند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض و تعمیر پیوندها است. این قاب به گونه‌ای طراحی شده است که در زمان زلزله نیروی جانبی روی پیوندهای آن متمرکز می‌شوند و پیوندها این نیرو جذب و مستهلک می‌نمایند. این اعضا رفتاری همانند یک فیوز دارند زیرا به منظور جذب انرژی و تعویض سریع بعد از زلزله بکار گرفته شده‌اند. بنابراین بعد از زلزله در صورت خرابی

اگر اعمال نیروی جانبی ادامه یابد، تشکیل مفاصل در سایر پیوندها نیز ادامه پیدا می‌کند تا در نهایت تمام پیوندها تشکیل مفصل پلاستیک دهند. رعایت اصول و ضوابط طراحی سازه‌ها باعث می‌شود، لحظه تشکیل آخرین مفصل پلاستیک در آخرین پیوند در تغییر مکان جانبی حداکثر سازه (حداکثر توان حفظ پایداری سازه در تغییر مکان جانبی) رخ دهد. بنابراین در زمان تشکیل آخرین مفصل پلاستیک در آخرین پیوند، ساختمان به حداکثر تغییر مکان جانبی خود می‌رسد. سپس به علت تغییر مکان بیش از حد سازه و ناپایداری ناشی از مفصل شدن تمام پیوندها (انهدام سیستم باربر جانبی یا مکانیزم شدن کل سازه) ساختمان فرومی‌ریزد که عملاً این اتفاق در زلزله‌ای بزرگ‌تر از سطح خطر در نظر گرفته شده برای طراحی سازه رخ می‌دهد.



شکل ۱۲- گسترش مفاصل پلاستیک در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته قبل از فروریزش قاب

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مدل‌ها همواره کمتر و نزدیک به ۲ درصد است. روند رشد و گسترش مفاصل پلاستیک (مکانیزم خرابی) در هر دو تحلیل غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) نشان داده است که تحت اثر بار جانبی به میزان متفاوت، تعداد مختلفی از پیوندها آسیب دیده‌اند که بعد از زلزله قابل تعویض هستند. در نتیجه نتایج حاصل از مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نشان می‌دهند که سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته اهداف طراحی خود را به خوبی محقق می‌سازد و عملکرد آن به عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی مورد تأیید است، اما با توجه به جدید بودن این سیستم همواره نیاز به مطالعات بیشتری در این خصوص است. به ویژه در مدل‌سازی‌هایی به روش اجزاء محدود، مطالعات آزمایشگاهی و بررسی رفتار فونداسیون تحت اثر عملکرد ستون‌های پیوند یافته در این سیستم از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است.

تعمیر یا تعویض می‌گردند تا سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله بعدی تأمین شود و در نهایت بهره‌برداری از ساختمان مجدداً امکان‌پذیر باشد. در این قاب، ستون‌های متصل به پیوندها (ستون‌های پیوند یافته) نیز تحت اثر بارهای جانبی قرار دارند، اما تا قبل از خرابی تمام پیوندها، خرابی در این اعضا به وجود نمی‌آید. همچنین سایر ستون‌ها و تیرها، قاب ساده را تشکیل می‌دهند. در نتیجه با شروع اعمال بار جانبی، پیوندها تحت نیروی برشی و لنگر خمشی شدید قرار می‌گیرند و یکی پس از دیگری تشکیل مفصل پلاستیک می‌دهند. به مقداری که نیروی جانبی بیشتری به ساختمان اعمال شود، تعداد پیوندهای بیشتری تشکیل مفصل پلاستیک می‌دهند و در زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف، تعداد متفاوتی از پیوندها دچار آسیب می‌شوند.

۷- نتیجه‌گیری

بعد از ارزیابی اولیه عملکرد لرزه‌ای سیستم ستون‌های پیوند یافته به عنوان سیستم باربر جانبی یک قاب ساده مشخص گردید، طراحی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی به خوبی امکان‌پذیر است و ستون‌های پیوند یافته به صورت منفرد نیز توانایی مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای را دارد. نتایج حاصل از بررسی‌های صورت گرفته نشان داده‌اند که این سیستم دارای ظرفیت غیرارتجاعی کافی است و در یک ارزیابی مقدماتی، مقادیر ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ برای این سیستم مناسب است. همچنین نتایج حاصل از بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح نشان داده است که این سیستم توانایی حفظ پایداری در برابر زلزله‌ای شدید را دارد. در حالی که مقدار میانگین حداکثر

- US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.
- [11] AISC 360 - 10, (2010), Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10), Chicago, Illinois.
- [12] ASCE7-10, (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI7-10, Reston.
- [13] Jaber, V. (2019), "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system (LCS)", M.Sc. Dissertation, Urmia University of Technology, Urmia, Iran. (In Persian)
- [14] Asghari, A. and Jaber V. (2019), "Evaluation of linked column with simple frame system idea as a new structural steel frame", Proceedings of the 3rd International and 9th National Conference of Steel and Structure, Tehran, Iran.
- [15] FEMA 356, (2000), Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [16] Asghari, A. (2013), "Dynamics of structures, basic and applications to earthquake engineering", Amirkabir University of Technology 3rd Edition. (In Persian)
- [17] Miranda, E. (1993), "Site dependent strength reduction factors", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 3503-3519.
- [18] Miranda, E., Bertero, V. (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design", Earthquake spectra, Vol. 10, pp. 357-379.
- [19] Mirzaeefard, H., Mirtaheri, M. and Rahmani, H. (2017), "Response modification factor of steel structures equipped with cylindrical frictional dampers", Amirkabir Journal Civil Engineering, Vol. 49, pp. 453-462. (In Persian)
- [20] Tasnimi, A. and Massumi, A. (2006), "Estimation of response modification factors for RC-MRF structures", Building and Housing research center, Tehran, Pub. No G-436.
- [21] Asghari A. (2016), "Fundamentals steel structures design", Amirkabir University of Technology 1st Edition. (In Persian)
- [1] Lists of Earthquakes. www.Wikipedia.Org, (2019), in: https://en.wikipedia.org/wiki/Lists_of_earthquakes
- [2] Nader, M., Manzanarez, R. and Maroneym B. (2000), "Seismic design strategy of the new east bay bridge suspension span", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [3] Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", Proceedings of the SEI Structures Congress, American Society of Civil Engineers, Vancouver, B.C.
- [4] Malakoutian, M., Berman, J.W., Dusicka, P. and Lopes, A. (2013), "Seismic design parameters for the linked Column frame system", Structures Congress, pp. 1713-1721.
- [5] Lopes, A., Dusicka, P. and Berman, J. (2014), "Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation", Proceedings of 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anc. Alaska.
- [6] Shoeibi, S., Kafi, M.A. and Gholhaki, M. (2017), "New performance based seismic design method for structures with structural fuse system", Engineering Structures, Vol. 132, pp. 745-760.
- [7] Shoeibi, S., Kafi, M.A. and Gholhaki, M. (2018), "Performance based seismic design and parametric assessment of linked column frame system", Periodical Polytechnic Civil Engineering, Vol. 62, pp. 555-569.
- [8] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic response evaluation of the linked column frame system", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 42, pp. 795-814.
- [9] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2016), "Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 20, pp. 535-558.
- [10] Dusicka, P. and Lewis, G. (2010), "Investigation of replaceable sacrificial steel links", Proceedings of the 9th

پی نوشت

- ¹ New Oakland Bay bridge
- ² Links
- ³ Linked Column (LC)
- ⁴ Linked Column Frame (LCF)
- ⁵ Linked Column with Simple Frame (LCS)

