

## ارزیابی عملکرد لرزه‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

وحید جابری<sup>۱</sup>، اباذر اصغری<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه (نویسنده مسئول)

a.asghari@uut.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۸/۰۷/۲۹

تاریخ دریافت ۹۷/۱۱/۲۵

### چکیده

در این تحقیق به ارزیابی عملکرد لرزه‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای جدید پرداخته شده است. قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته ایده‌ای از یک سیستم سازه‌ای فولادی است که عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر زلزله دارد. هدف از طراحی این سیستم ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو است. در این تحقیق ابتدا پاسخ الاستیک این سیستم طی مقایسه‌ای در شرایط یکسان با سایر سیستم‌های سازه‌ای فولادی رایج مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج آن به‌صورت نمودارهایی از مقدار برش پایه، وزن اسکلت، نیروی بلندشدگی، زمان تناوب، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و حداکثر تغییر مکان جانبی ارائه شده است. بر اساس این نتایج رفتار الاستیک این سیستم بسیار مناسب و نزدیک به سایر سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه است. سپس ظرفیت غیرارتجاعی سیستم و پارامترهای لرزه‌ای آن مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهند مقدار ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ برای این سیستم مناسب است. در نهایت قابلیت حفظ پایداری سیستم و مکانیزم خرابی آن با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی شده‌اند و نتایج آن 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. در نتیجه عملکرد سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی جدید در یک ارزیابی اولیه، مورد تأیید است؛ و این سیستم برای ساختمان‌های ۱ تا ۶ طبقه یا ساختمان‌هایی با ارتفاع کمتر از ۲۰ متر، بسیار مناسب است. همچنین این سیستم توانایی تحقق اصلی‌ترین ویژگی خود، یعنی قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بلافاصله بعد از زلزله با تعویض چندین عضو را دارد. به‌گونه‌ای که ساختمان بعد از یک تعمیر سریع و ساده توانایی مقاومت در برابر زلزله بعدی را خواهد داشت.

**واژگان کلیدی:** ستون‌های پیوندیافته، تعمیر ساختمان‌ها بعد از زلزله، سیستم‌های سازه‌ای جدید، پارامترهای لرزه‌ای، پاسخ غیرخطی سازه‌ها

## ۱- مقدمه

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 به گونه‌ای 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، ۶۸ 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 [1]. 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 ماروان نادر<sup>۱</sup> و گروهی از همکاران در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند<sup>۲</sup> واقع در خلیج سانفرانسیسکو ارائه شد. در طراحی برج اصلی این پل از ستون‌هایی که توسط پیوندها<sup>۳</sup> 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 [2].

در سال ۲۰۰۷ پیتر دوسکا<sup>۴</sup> از ایده ستون‌های پیوندیافته<sup>۵</sup> 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<sup>۶</sup> (LCF) ارائه نمود [3]. 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.

در این خصوص در سال ۲۰۱۳ ملکوتیان و همکاران [4] به تعیین پارامترهای لرزه‌ای این سیستم اعم از ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان پرداختند و در سال ۲۰۱۴ لویز [5] یک مدل آزمایشگاهی از این سیستم در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مورد آزمایش قرار داد. همچنین در سال ۲۰۱۶ شعبی و همکاران [6, 7] موفق به ارائه روشی مناسب برای طراحی این سیستم شدند.

<sup>1</sup> Marwan Nader

<sup>2</sup> New Oakland Bay Bridge

<sup>3</sup> Links

<sup>4</sup> Peter Dusicka

<sup>5</sup> Linked Column (LC)

<sup>6</sup> Linked Column Frame (LCF)

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<sup>۷</sup> (LCS) 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 (LCS)، 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 باربرجانبی و تمام ستون‌ها و تیرها اعضای باربرتلقی هستند.

شکل ۲. سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

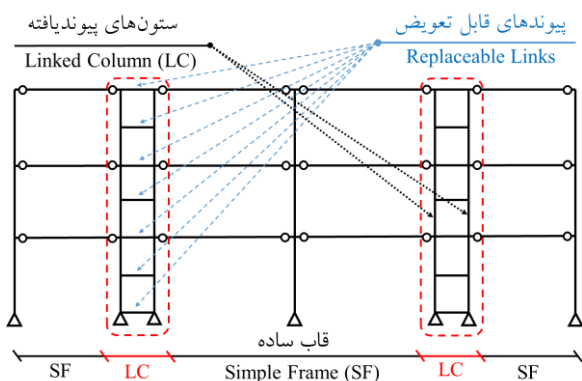


Fig. 2. Linked Column with Simple Frame System

قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض پیوندهای آن است. این قاب به‌گونه‌ای طراحی شده

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 [3-10]. اما در این سیستم نیز عیب‌های خاصی از جمله وزن اسکلت بالا، گسترش خرابی در اعضای غیرقابل تعویض و مواردی دیگر مطرح است [10].

شکل ۱. سیستم قاب با ستون‌های پیوندیافته

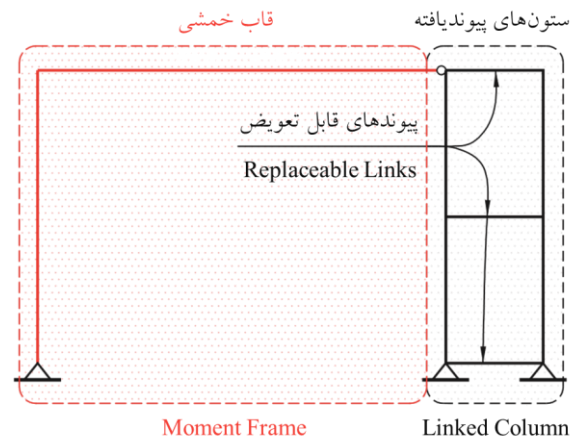


Fig. 1. Linked Column Frame (LCF)

تحقیقات نشان داده‌اند که این سیستم در یک مقایسه وزنی با نمونه‌ای معادل از یک قاب خمشی، دارای وزن فولاد مصرفی بیشتری است [9]. همچنین احتمال تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها (اعضا غیرقابل تعویض) قبل از مفصل شدن تمام پیوندها بسیار بالا است [10]. در خصوص این عیب‌ها شعبی در سال ۲۰۱۶ موفق به ارائه روشی مناسب در طراحی این سیستم شد که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها قبل از مفصل شدن تمام پیوندها را بسیار کاهش می‌دهد و ظرفیت قاب خمشی این سیستم را به یک ظرفیت کاملاً ثانویه تبدیل می‌کند. بر این اساس طراحی سیستم LCF بهبود یافته و به حالت ایده‌آل خود نزدیک‌تر شده است [6]. اما همچنان این سیستم از وزن اسکلت بالای برخوردار 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 به‌عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای جانبی استفاده شود. همچنین با توجه به اینکه بخش ثانویه قاب

<sup>7</sup> Linked Column with Simple Frame (LCS)

شکل ۳. صحت سنجی منحنی رفتار هیستریزس پیوند برشی [11]

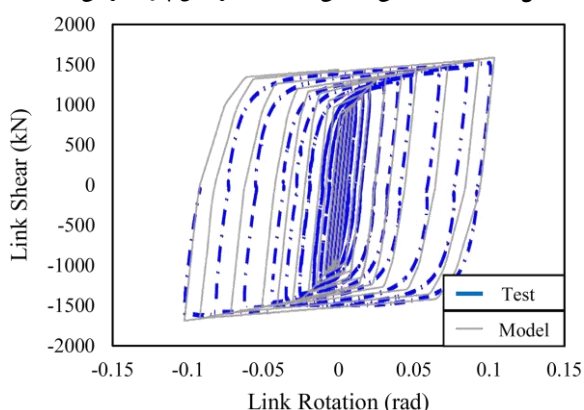


Fig. 3. Comparison hysteresis curve of shear link [11]

### ۳- بررسی عملکرد سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی و مقایسه آن با سایر سیستم‌های فولادی

در این بخش به بررسی پاسخ الاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته پرداخته شده و رفتار آن با سایر سیستم‌های سازه‌ای فولادی رایج مقایسه می‌شود. بدین منظور مدل‌هایی ۱ تا ۹ طبقه از سه قاب فولادی مهاربندی‌شده همگرای ویژه (CBF)، قاب خمشی ویژه (MRF) و قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته ویژه (LCS) طراحی شده‌اند. جهت ارائه نتایج دقیق‌تر مدل‌سازی قاب‌ها به صورت سه‌بعدی با شرایط بارگذاری و هندسی کاملاً یکسان انجام شده است. این مدل‌ها دارای ۴ دهانه ۷ متری در هر بعد و ارتفاع طبقه‌ای برابر ۳/۴ متر هستند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر اساس ضوابط [12] AISC360-10 و [13] ASCE7-10 صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای 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 ( $F_y=345$  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 موج‌برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه) است. ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها

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 نوع مفصلی (دو سر ساده) است.

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 استهلاک 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 استهلاک انرژی آن در عملکردی برشی را نشان می‌دهد. این مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات دوسکا در سال ۲۰۱۰ (Dusicka & Lewis 2010) [11] 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.

این قاب پیوندها و ستون‌های پیوندیافته اعضای باربرجانبی 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 که بخش عمده قاب را تشکیل می‌دهند نیز به‌عنوان یک قاب ساده طراحی شده‌اند. شکل ۴ نشان‌دهنده هندسه مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق است.

مشکل از بارهای مرده و زنده است که به‌صورت یکنواخت بر سقف‌ها اعمال شده‌اند و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر ۸ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع است. بارگذاری لرزه‌ای نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ای ASCE7-10 تعیین شده و اثر  $PA$  نیز در نظر گرفته شده است. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار ( $R_u$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است. در

شکل ۴. سیستم‌های سازه‌ای فولادی مورد مطالعه در این تحقیق

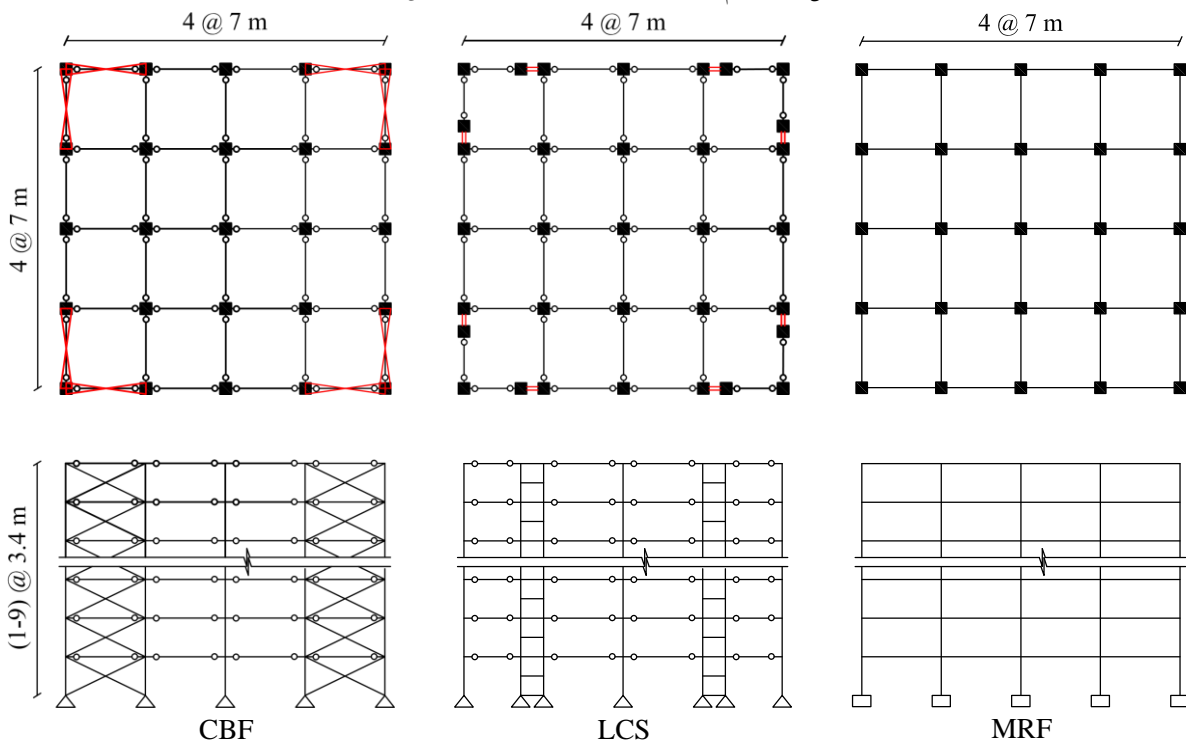


Fig. 4. Structural steel frame systems in this research

تعداد دهانه‌های ستون‌های پیوندیافته (دهانه‌های باربرجانبی) در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته می‌تواند متفاوت باشد و همانند دهانه مهاربدها در یک قاب مهاربندی‌شده برحسب نیاز و بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. در این تحقیق همانند شکل ۵ برای مدل‌های ۱ تا ۳ طبقه از یک دهانه ستون پیوندیافته و برای مدل‌های ۴ تا ۶ طبقه از دو دهانه و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه از سه دهانه ستون پیوندیافته در هر بعد افقی ساختمان استفاده شده است. طول دهانه‌های باربرجانبی در این سیستم نیز می‌تواند در بازه

۱/۵ تا ۲/۵ متر متغیر باشد؛ زیرا سایر مقادیر عملکرد کلی قاب را تغییر می‌دهند و مناسب نخواهند بود [15]. تحقیقات صورت گرفته نشان داده است در ساختمان‌های کوتاه‌تر، دهانه‌های باربرجانبی کوتاه‌تر (حداقل ۱/۵ متر) و در ساختمان‌های بلندتر دهانه‌های باربرجانبی بلندتر (حداکثر ۲/۵ متر) عملکرد مناسب‌تری خواهد داشت [10]. در این تحقیق برای مدل‌های ۱ تا ۶ طبقه از دهانه‌های باربرجانبی ۲ متری و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه از دهانه‌های باربرجانبی ۲/۳ متری استفاده شده است.

شکل ۵. تعداد دهانه‌های باربرجانبی در مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

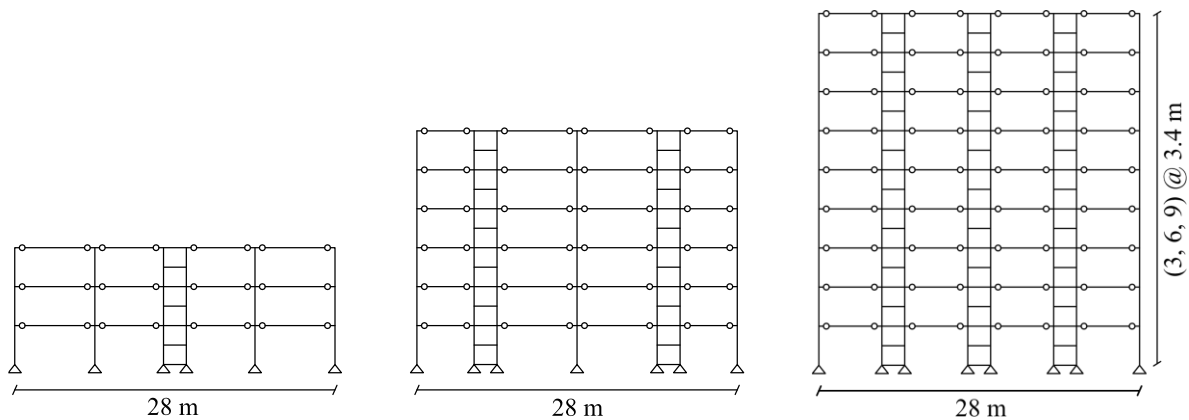


Fig. 5. Number of lateral resistant bays in LCS models (1, 2 and 3 LC)

جدول ۱. لیست مقاطع مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

Linked Column System					Linked Column System					
Frame	Story	Column	Story Link	Mid story Link	Frame	Story	Column	Story Link	Mid Story Link	
2-Story (1 LC)	2	W14*132	W18*60	W18*86	3-Story (1 LC)	3	W14*159	W18*86	W18*119	
	1	W14*176	W18*97	W18*97		2	W14*233	W18*130	W18*130	W18*130
4-Story (2 LC)	4	W14*132	W18*40	W18*71	5-Story (2 LC)	5	W14*132	W18*50	W18*86	
	3	W14*176	W18*97	W18*97		4	W14*233	W18*106	W18*106	W18*106
	2	W14*193	W18*97	W18*97		3	W14*311	W18*119	W18*119	W18*119
	1	W14*257	W18*106	W18*106		2	W14*342	W18*130	W18*130	W18*130
6-Story (2 LC)	6	W14*159	W18*71	W18*86	7-Story (3 LC)	7	W14*132	W18*50	W18*71	
	5	W14*311	W18*119	W18*119		6	W14*233	W18*97	W18*97	W18*97
	4	W14*398	W18*119	W18*119		5	W14*311	W18*106	W18*106	W18*106
	3	W14*426	W18*130	W18*130		4	W14*370	W18*106	W18*106	W18*106
	2	W14*426	W18*130	W18*130		3	W14*398	W18*119	W18*119	W18*119
	1	W14*500	W18*143	W18*143		2	W14*398	W18*119	W18*119	W18*119
8-Story (3 LC)	8	W14*132	W18*50	W18*71	9-Story (3 LC)	9	W14*132	W18*50	W18*86	
	7	W14*257	W18*97	W18*97		8	W14*283	W18*106	W18*106	W18*106
	6	W14*342	W18*106	W18*106		7	W14*398	W18*119	W18*119	W18*119
	5	W14*426	W18*119	W18*119		6	W14*455	W18*119	W18*119	W18*119
	4	W14*455	W18*119	W18*119		5	W14*500	W18*130	W18*130	W18*130
	3	W14*455	W18*130	W18*130		4	W14*500	W18*130	W18*130	W18*130
	2	W14*500	W18*130	W18*130		3	W14*550	W18*143	W18*143	W18*143
	1	W14*550	W18*130	W18*130		2	W14*550	W18*143	W18*143	W18*143
				1	W14*655	W18*143	W18*143	W18*143		

Table 1. Section list of linked column with simple frame system models

همواره مشابه مقدار برش پایه در یک قاب خمشی است (شکل ۶ (a)). نتایج حاصل از مقایسه وزن اسکلت مدل‌ها نیز نشان می‌دهند که سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته قابلیت طراحی اقتصادی از منظر مقدار فولاد مصرفی در اسکلت سازه برای ساختمان‌های ۱ تا ۶ طبقه یا ساختمان‌هایی کوتاه‌تر از ۲۰ متر را دارد و علاوه بر داشتن مزایای خاص خود اقتصادی طراحی می‌شود (شکل ۶ (b)) (شایان‌ذکر است برای ارزیابی اقتصادی بودن این سیستم در ساختمان‌های

نتایج حاصل از پاسخ الاستیک قاب‌های فولادی مورد مطالعه به صورت نمودارهایی در شکل ۶ آورده شده است. این نتایج نشان می‌دهند مقدار برش پایه تشکیل شده در قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته برابر با برش پایه قاب خمشی است. به دلیل یکسان بودن ضریب رفتار، رابطه زمان تناوب تجربی و وزن اسکلت یکسان، نمودار برش پایه - طبقات این دو قاب با اختلافی اندک منطبق بر یکدیگر است. در نتیجه برش پایه تشکیل شده در قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

نیروی بلندشدگی در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به سبب استفاده از دو ستون نزدیک به هم، بیشتر از سایر سیستم‌های سازه‌ای است. این نیرو تنها در ستون‌های پیوندیافته (دو ستون نزدیک به هم) تشکیل می‌شود.

کوتاه‌تر از ۲۰ متر نیاز به تحقیقات گسترده‌ای است و در این تحقیق تنها وزن فولاد مصرفی در اسکلت سازه مورد بررسی قرار گرفته است و سایر موارد مؤثر در طراحی اقتصادی این سیستم، موضوع بحث این تحقیق نبوده‌اند).

شکل ۶. نمودارهای مقایسه پاسخ الاستیک سیستم‌های سازه‌ای فولادی مورد مطالعه

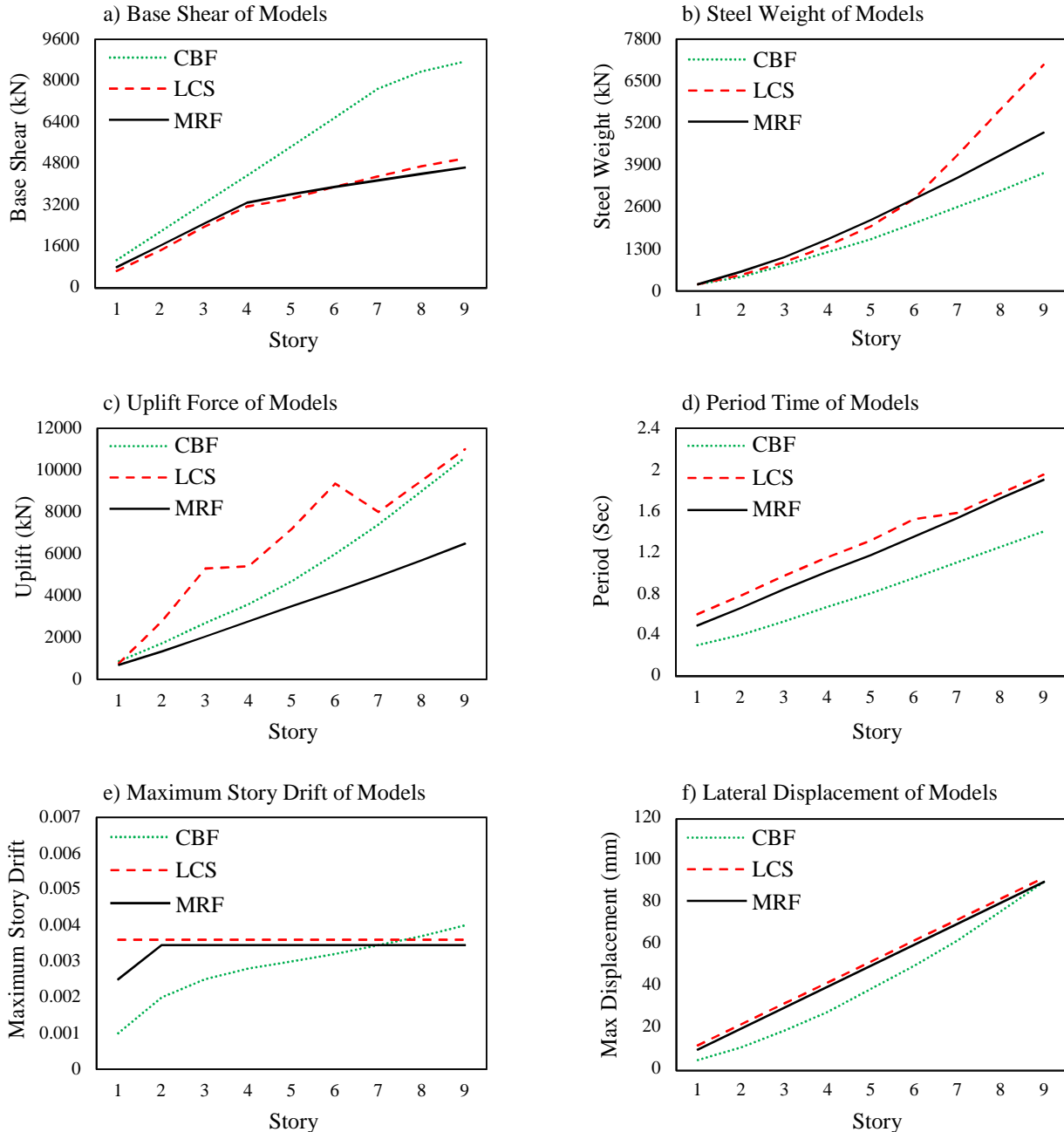


Fig. 6. Comparison elastic response graphs of Structural steel frame systems researched

می‌شود. طبق شکل ۶ (c) مقدار نیروی بلندشدگی ستون‌های پیوندیافته در مدل‌هایی که دارای تعداد دهانه باربرجانبی کمتری هستند، با شیب یا شدت بیشتری افزایش می‌یابد. در

با توجه به اینکه ستون‌های پیوندیافته بخشی از سیستم باربرجانبی هستند، در نتیجه این موضوع منجر به افزایش قابل ملاحظه سطح مقطع این ستون‌ها نسبت به سایر ستون‌ها



سیستم، نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای (در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ متر) می‌شود.

مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی (جابجایی بام) قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته نیز مشابه حداکثر تغییر مکان جانبی یک قاب خمشی است (شکل ۶ (f)).

بعد از بررسی پاسخ الاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته و مقایسه آن با سایر سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه مشخص گردید عملکرد این سیستم به عنوان یک سیستم سازه‌ای جدید از یک قاب فولادی مورد تأیید است و با توجه به هندسه ساده و رفتار مناسب آن می‌توان گفت این سیستم به خوبی قابل طراحی و اجرا است؛ اما با توجه به اینکه رفتار لرزه‌ای این سیستم از اهمیت بالایی برخوردار است و این قاب با هدف تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله طراحی می‌شود، بنابراین باید رفتار غیرالاستیک آن نیز مورد ارزیابی دقیق قرار گیرد. بدین منظور ابتدا با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی به بررسی ظرفیت غیرارتجاعی سیستم و ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای آن می‌پردازیم. سپس روند تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک، مکانیزم خرابی و قابلیت حفظ پایداری سیستم را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

#### ۴- ارزیابی ظرفیت غیرارتجاعی و پارامترهای عملکرد

##### لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

از مهم‌ترین خصوصیات یک سیستم سازه‌ای مقدار پارامترهای عملکرد 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 ( $\Omega_0$ ) 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 بخش به ارزیابی ظرفیت غیرارتجاعی و محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد

این سیستم با افزایش تعداد دهانه‌های باربرجانبی می‌توان مقدار بلندشدگی ستون‌ها را به مقدار قابل توجهی کاهش داد. همان‌طور که در این شکل نشان داده شده است، مقدار بلندشدگی در مدل‌های ۴ و ۷ طبقه دارای افت قابل ملاحظه‌ای بوده است که به علت افزایش تعداد دهانه‌های باربرجانبی در این مدل‌ها است.

قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته دارای زمان تناوبی نزدیک به قاب خمشی است. بنابراین برای محاسبه زمان تناوب تجربی این سیستم، از رابطه ارائه شده برای سیستم قاب خمشی بهره برده شده است (شکل ۶ (d)).

همان‌طور که پیش از این گفته شد، اعضای باربرجانبی در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوندیافته هستند. این سیستم به صورت دهانه‌هایی با طول کم (حدود ۲ متر) در این قاب قرار می‌گیرد. استفاده از دهانه‌های باربرجانبی با طول کم و ارتفاع زیاد (بلند) باعث می‌شود، این سیستم سازه‌ای نسبت به سایر سیستم‌ها دارای تغییر مکان جانبی نسبی بیشتری باشد. طی بررسی‌های صورت گرفته مشخص گردید، در این سیستم بعد از تحلیل و طراحی اعضای قاب بر اساس نیروهای وارده، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات همواره از مقدار مجاز تعیین شده توسط آیین‌نامه بیشتر است. بنابراین طراحی اعضای باربرجانبی در این قاب باید بر اساس حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات صورت گیرد، زیرا در طراحی این اعضا تغییر مکان جانبی نسبی طبقات همواره بحرانی‌تر از مقدار نیروهای وارده خواهد بود.

برای کاهش مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم می‌توان با افزایش سختی اعضای باربرجانبی، سختی طبقات را افزایش داد. اما نکته مهم در رابطه با این موضوع، افزایش شدید مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات با افزایش ارتفاع ساختمان است. به گونه‌ای که در ساختمان‌های بیشتر از ۶ طبقه یا بلندتر از ۲۰ متر، کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به مقدار مجاز خود، باعث افزایش شدید سطح مقطع اعضای باربرجانبی می‌شود و این موضوع در نهایت منجر به غیراقتصادی شدن طرح و افزایش مقدار فولاد مصرفی 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 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. شکل ۷ نشان‌دهنده منحنی برش پایه - تغییرمکان برای مدل‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه از سیستم قاب خمشی ویژه (MRF)، سیستم مهاربندی شده همگرا ویژه (CBF) و سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته ویژه (LCS) است.

مطالعه پرداخته شده است. بدین منظور تمام مدل‌های طراحی شده با رعایت شرایط بارگذاری لازم به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند و با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. 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 داده شده است.

روش 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

شکل ۷. منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه

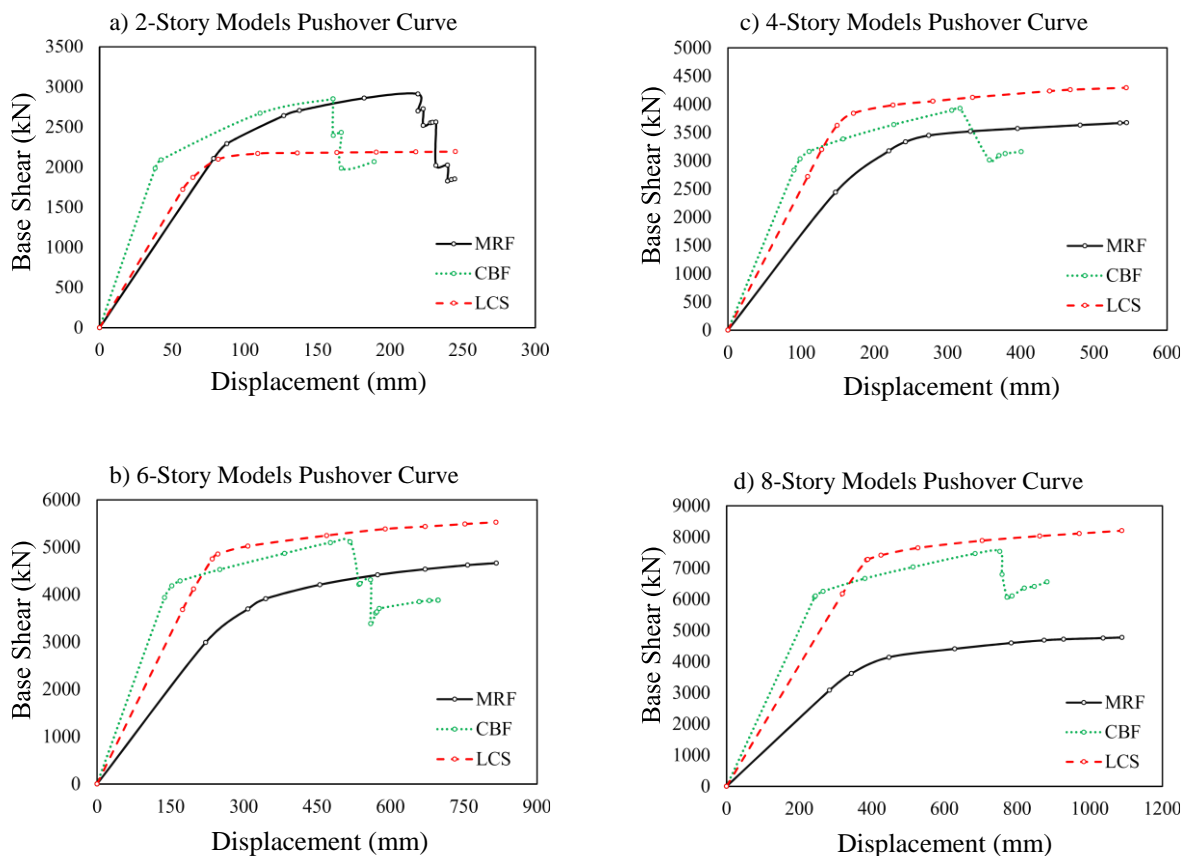


Fig. 7. Base shear - Displacement curves of 2, 4, 6 and 8-story models

وقت گیر نیز می‌باشد. بنابراین با توجه به اینکه روش ارائه شده در FEMA 356 از سرعت بالا و دقت لازم برخوردار است، در این تحقیق برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌ها (به شرح زیر) از این روش استفاده شده است.

برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای اغلب از دو روش ارائه شده در FEMA 356 [16] و FEMA P695 [17] استفاده می‌شود. در این میان، روش ارائه شده در FEMA P695 از دقت بیشتری برخوردار است اما نیازمند تحلیل‌های زمان‌بر و بسیار

بسیاری از جمله تأثیر اعضای غیر سازه‌ای و میانقاب‌ها، اثر باز توزیع نیروهای داخلی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای و ضرایب اطمینان در طراحی سازه‌ها، ضریب اضافه مقاومت در حالت حقیقی بیشتر از مقدار محاسباتی است.

به دلیل مؤثر بودن بسیاری از عوامل در مقدار ضریب اضافه مقاومت و عدم امکان یا دشوار بودن اعمال آن‌ها در مدل‌سازی‌های کامپیوتری، اغلب مقدار ضریب اضافه مقاومت محاسباتی با استفاده از نتایج تحلیل کامپیوتری (در روش پیشنهاد شده در FEMA 356) کمتر از مقدار حقیقی خود خواهد شد که در صورت داشتن اطلاعات کافی و قابل‌اعتماد ضریب اضافه مقاومت حقیقی با استفاده از اعمال ضرایبی قابل‌محاسبه است. بر این اساس پژوهشگران ضرایب مختلفی را برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی در نظر می‌گیرند، از جمله ضریب تفاوت مقاومت جاری شده حقیقی به اسمی [22]، ضریب افزایش تنش جاری شدن ناشی از اثر نرخ کرنش [22] و سایر ضرایب ناشی از اصلاح مدل کامپیوتری به مدل حقیقی که مورد استفاده قرار می‌گیرند.

ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) نشان‌دهنده کاهش نیرو برش پایه متناظر با رفتار فرضی کاملاً الاستیک سازه به برش پایه تسلیم سازه است. این ضریب بیانگر افت نیروی ناشی از بارهای لرزه‌ای در اثر رفتار غیرخطی اعضا است [18]. برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری با استفاده از منحنی ظرفیت سازه، پژوهشگران روابط مختلفی را ارائه نموده‌اند. در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) از روش میراندا و برترو استفاده شده است [19, 20].

ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) بیانگر مقدار افزایش مقاومت سازه تحت اثر بارهای لرزه‌ای در رفتار غیرخطی سیستم است. این ضریب نتیجه تشکیل تدریجی و غیر هم‌زمان مفاصل پلاستیک در اعضای باربرجانبی است که عوامل زیادی در مقدار آن تأثیرگذار هستند. ضریب اضافه مقاومت سازه بر اساس نوع سیستم سازه‌ای تعیین می‌شود و بستگی به مقادیر ضریب اضافه مقاومت سیستم، ضریب اضافه مقاومت مصالح و ضریب اضافه مقاومت طراحی دارد. مدل‌های کامپیوتری اغلب دربردارنده ضریب اضافه مقاومت سیستم، طراحی و مصالح هستند؛ اما با توجه به مؤثر بودن عوامل

جدول ۲. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه

Frame	$R_{\mu}$			$\Omega_0$			$C_d$			$R_u$		
	CBF	LCS	MRF	CBF	LCS	MRF	CBF	LCS	MRF	CBF	LCS	MRF
1	3.40	3.16	2.98	1.21	1.40	1.48	4.32	4.54	4.55	6.94	8.56	9.03
2	3.36	3.31	2.61	1.25	1.43	1.34	4.41	4.95	4.61	7.09	8.98	7.18
3	3.30	3.52	2.63	1.29	1.44	1.59	4.46	5.31	4.35	7.19	9.76	8.55
4	2.97	3.31	2.69	1.28	1.42	1.53	3.93	4.85	4.24	6.42	8.95	8.42
5	3.34	3.49	2.74	1.20	1.45	1.59	4.15	5.18	4.47	6.75	9.78	8.91
6	3.35	3.32	2.78	1.26	1.40	1.49	4.35	4.78	4.23	7.11	8.94	8.48
7	3.11	2.81	2.74	1.22	1.40	1.48	3.92	4.02	4.14	6.41	7.59	8.31
8	2.86	2.77	2.81	1.19	1.41	1.54	3.51	4.01	4.42	5.75	7.53	8.85
9	2.93	2.71	2.93	1.16	1.49	1.41	3.48	4.11	4.21	5.75	7.78	8.47
Average	3.18	3.15	2.77	1.23	1.43	1.50	4.06	4.64	4.36	6.61	8.65	8.46
Code	3.00	3.00	2.67	2.00	2.70	3.00	5.00	5.50	5.50	6.00	8.00	8.00

Table 2. Seismic parameters of researched models

ناشی از ضریب اضافه مقاومت مصالح و طراحی به دلیل یکسان بودن مصالح و رعایت الزامات طراحی مدل‌ها، در نظر گرفته شده است. همچنین تأثیر سایر موارد از جمله اعضای غیرسازه‌ای و میانقاب‌ها، ضرایب اصلاح مربوط به رفتار حقیقی مصالح و سایر موارد مؤثر جزئی برای مدل‌های

در این تحقیق ضرایب اعمالی برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی بر اساس ضریب اضافه مقاومت محاسباتی یکسان هستند؛ زیرا تأثیر عوامل ناشی از ضریب اضافه مقاومت سیستم که شامل خصوصیات سیستم سازه‌ای است در تحلیل مدل کامپیوتری اعمال شده و تأثیر عوامل

نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (در بخش بعد) نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقات، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است (همانند نتایج شکل ۱۰). در نتیجه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ برای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته مناسب است و مقدار تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی این سیستم با استفاده از این ضریب در تحلیل‌های خطی قابل محاسبه است.

ضریب رفتار سازه ( $R_{II}$ ) دربرگیرنده ظرفیت غیرارتجاعی سازه در برابر بارهای لرزه‌ای است. با استفاده از این ضریب مقدار شتاب وارده به سازه چندین برابر کاهش داده می‌شود و سازه تحت اثر آن برای رفتاری کاملاً خطی طراحی می‌گردد. مقدار ضریب رفتار سازه‌ها برابر با حاصل ضرب ضریب کاهش شکل‌پذیری در ضریب اضافه مقاومت است. با توجه به اینکه مقدار ضریب اضافه مقاومت سیستم مهاربندی شده همگرا برابر ۲ و سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته برابر ۲/۷ و سیستم قاب خمشی برابر ۳ است. از ضرب ضرایب فوق در ضریب کاهش شکل‌پذیری مدل‌ها، مقدار ضریب رفتار آن‌ها محاسبه می‌شود. مقادیر حاصل از محاسبه ضریب رفتار مدل‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. بر اساس این نتایج ضریب رفتار سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته برابر با ۸ است.

#### ۵- بررسی 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

مورد مطالعه یکسان هستند. در نتیجه با توجه به اینکه ضرایب اضافه مقاومت سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به صورت مستقیم با سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قاب خمشی مقایسه شده و مقادیر ضریب اضافه مقاومت این سیستم‌ها در آیین‌نامه ASCE7-10 مشخص است؛ بنابراین با افزایش یکنواخت و نسبی ضریب اضافه مقاومت مدل‌ها به مقدار تعیین شده توسط آیین‌نامه می‌توان ضریب اضافه مقاومت سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته را با دقت خوبی تخمین زد. بر این اساس بعد از افزایش نسبی ضرایب، مقدار میانگین ضریب اضافه مقاومت سیستم مهاربندی شده همگرا برابر با ۲/۰۷ و برای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته برابر ۲/۷۵ و برای سیستم قاب خمشی برابر ۳/۰۵ شده است. بنابراین مقدار ضریب اضافه مقاومت سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته برابر با ۲/۷ در نظر گرفته می‌شود. مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقات تحت اثر بارهای لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) تخمین زده می‌شود. این ضریب بیانگر نسبت تغییر مکان جانبی غیرخطی به خطی است. با توجه به اینکه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان آیین‌نامه‌ها با هدف کنترل و تنظیم مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ارائه می‌شود؛ بنابراین در سنجش این ضریب برای سیستم‌های سازه‌ای صرفاً مقدار کمتر ضریب بزرگنمایی محاسباتی مدل‌ها از مقدار مجاز تعیین شده به‌تنهایی کافی نیست و لازم است بعد از استفاده از این ضریب، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات تحت اثر زلزله طرح کمتر از ۲ درصد باشد؛ زیرا در کنترل تغییر مکان ساختمان‌ها، مقدار تغییر مکان هر طبقه به صورت منفرد مدنظر است و کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان (تغییر مکان بام) از کارایی لازم در این خصوص برخوردار نیست.

در این تحقیق مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته در تحلیل و طراحی خطی، بیشتر از مقدار مجاز آیین‌نامه بوده است که با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ به مقدار مجاز آیین‌نامه کاهش داده شده است (همانند نتایج شکل ۶ (e)) و

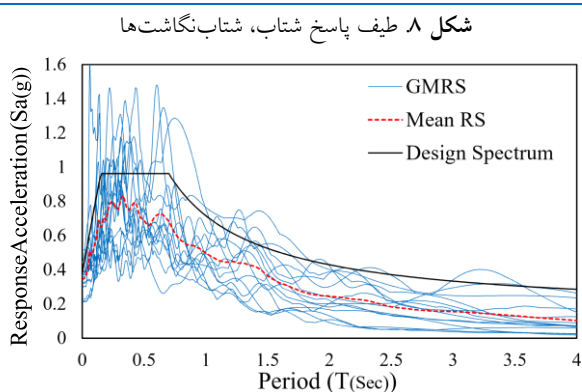


Fig. 8. Acceleration response spectrum of records

طیف میانگین حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها باید به گونه‌ای با طیف طرح استاندارد مقیاس شود که همواره در فاصله  $0.2T$  تا  $1.5T$  برابر آن حداکثر  $10\%$  پایین‌تر از طیف طرح سازگار با سطح خطر انتخابی (طیف استاندارد) باشد و در صورتی که این مقدار بیشتر شود، طیف میانگین در ضریبی بزرگ‌تر ضرب می‌شود تا در سطح بالاتری قرار گیرد.

شکل ۹. مقیاس طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد

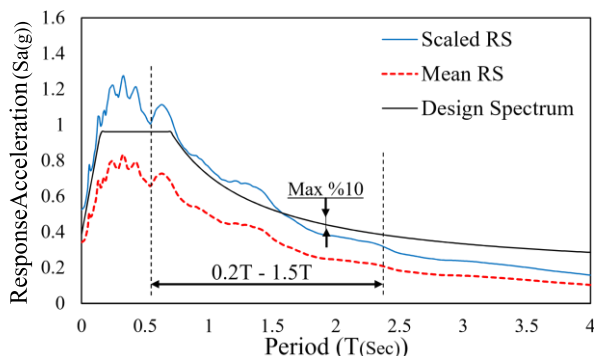


Fig. 9. Scaled mean spectrum to design spectrum

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 می‌شود. با توجه به اینکه در این تحقیق هر یک از مدل‌های مورد مطالعه 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 مدل‌های ۱ تا ۳ طبقه برابر با  $1/4$ ، مدل‌های ۴ تا ۶ طبقه برابر  $1/6$  و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه به ترتیب از ضرایب مقیاس  $1/7$ ،  $1/8$ ،  $1/9$  استفاده شده است.

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 موج‌برشی 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.

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. برای 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 دوبعدی از بین مؤلفه‌های افقی یک رکورد زلزله، مؤلفه افقی که دارای بیشینه (PGA) بیشتری است، انتخاب می‌شود. بنابراین در مدل‌های دوبعدی نیازی به ترکیب طیف پاسخ دو مؤلفه افقی با روش جذر مجموع مربعات ( $SRSS^8$ ) نیست و به موازات آن نیازی هم به افزایش ۳۰ درصدی طیف استاندارد نیست. در نتیجه بعد از رسم طیف پاسخ شتاب این شتاب‌نگاشت‌ها، میانگین طیف‌های پاسخ به صورت مستقیم با طیف استاندارد مقایسه می‌شوند. در این تحقیق طیف استاندارد مدنظر طیفی بر مبنای زلزله‌ای با احتمال فراگذشت  $10\%$  در ۵۰ سال، با دوره بازگشت ۴۷۵ سال بر روی خاک نوع D است که با نام طیف طرح استاندارد معرفی شده است.

<sup>8</sup> Square Root of Sum of Squares (SRSS)

نتایج حاصل از پاسخ غیرالاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته تحت رکوردهای زلزله بر مبنای حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای مدل‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه به صورت نمودارهایی در شکل ۱۰ 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.

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق

Records Name	Station Name	Year	Magnitude	PGA
Chi Chi	TCU55 Taiwan	1999	7.62	0.2131
Christchurch	Christchurch N	2011	6.20	0.3637
Chuetsu oki	Kawanishi IJ	2007	6.80	0.3567
Darfield	LINC NZ	2010	7.00	0.3876
Dinar	Dinar Turkey	1995	6.40	0.3263
Duzce	Duzce Turkey	1999	7.14	0.5151
Imperial Valley	County Center	1979	6.53	0.2121
Kocaeli	Yarimca	1999	7.51	0.3218
Loma Prieta	Capitola	1989	6.93	0.4386
Managua	ESSO	1972	6.24	0.3718
Montenegro	Ulcinj HO	1979	7.10	0.2927
Northridge	Canoga Park	1994	6.69	0.3918
Parkfield	Fault Zone 15	2004	6.00	0.2275
Superstition Hills	Parachute TS	1987	6.54	0.3843

Table 3. Used ground motion Records data

شکل ۱۰. حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه سیستم LCS

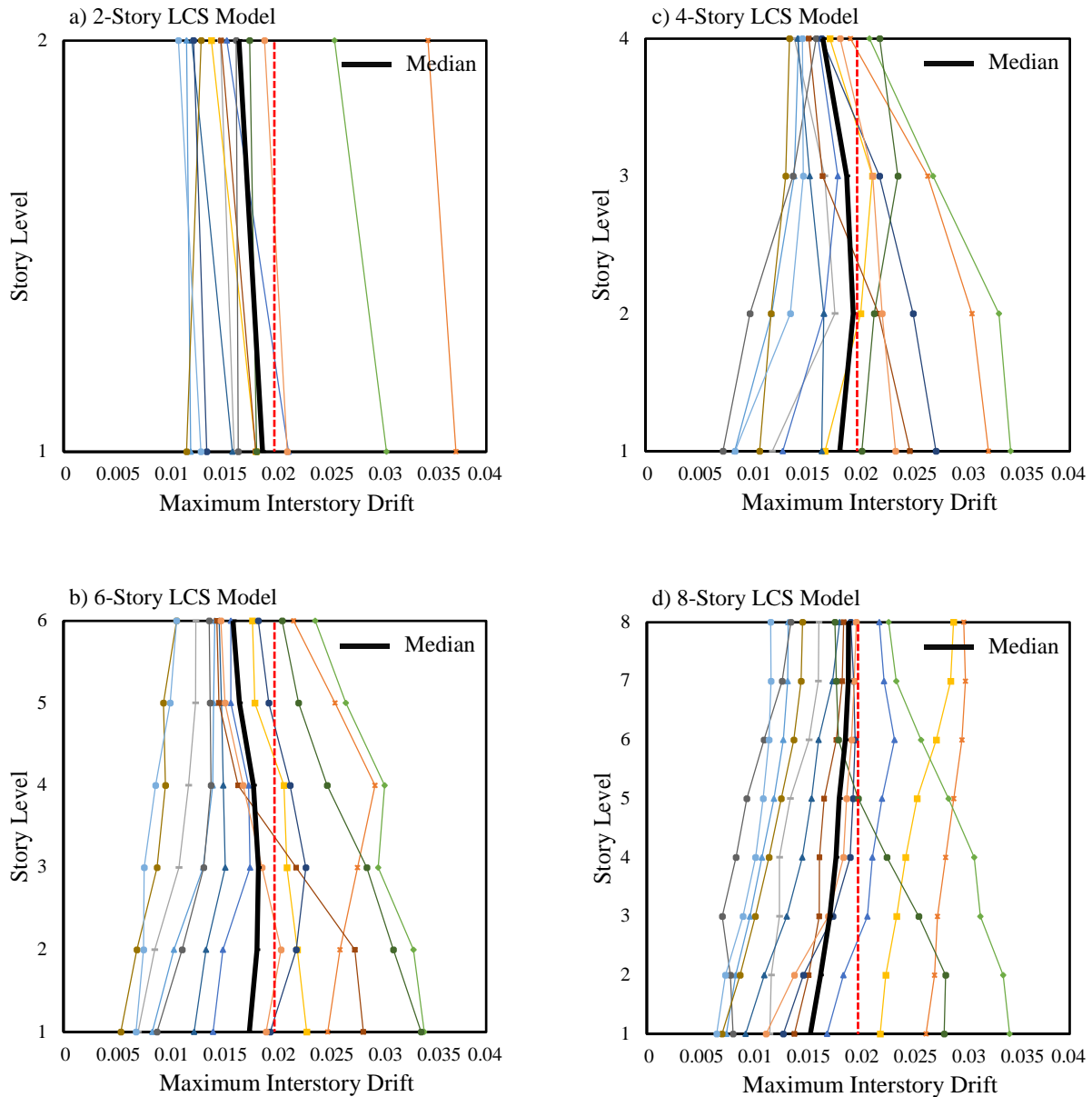


Fig. 10. Maximum interstory drift in 2, 4, 6 and 8 story models of LCS system

در این قاب، ستون‌های متصل به پیوندها (ستون‌های پیوندیافته) 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. اگر اعمال نیروی جانبی ادامه یابد، تشکیل مفاصل در سایر پیوندها نیز ادامه پیدا می‌کند تا در نهایت تمام پیوندها تشکیل مفصل پلاستیک دهند.

شکل ۱۱. روند گسترش مفاصل پلاستیک در سیستم LCS

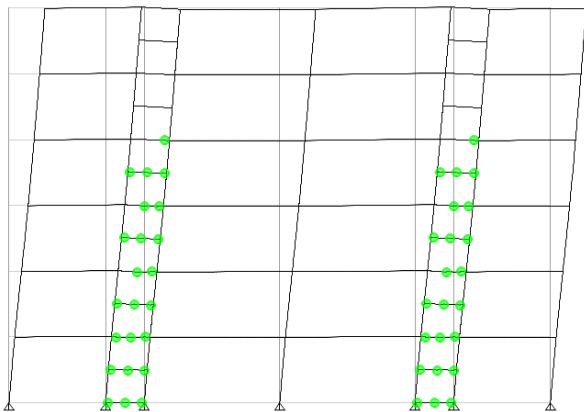


Fig. 11. Plastic Hinge Spreading in LCS system

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 بیش‌ازحد 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.

طبق نمودارهای ارائه شده مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته 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 با استفاده از یک تحلیل خطی 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 نیز مشخص گردید که میانگین این مقادیر نیز همواره در محدوده مناسب 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- بررسی روند تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک (مکانیزم خرابی)

همان‌طور که پیش از این گفته شد، قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته، یک سیستم سازه‌ای از یک قاب فولادی است که قابلیت تعمیر سریع و ساده ساختمان‌ها 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 پیوندیافته) 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 را 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 تعمیر یا تعویض می‌گردند تا سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله بعدی تأمین شود و در نهایت بهره‌برداری از ساختمان مجدداً امکان‌پذیر باشد.



شکل ۱۲. گسترش مفاصل پلاستیک قبل از فروریزش قاب

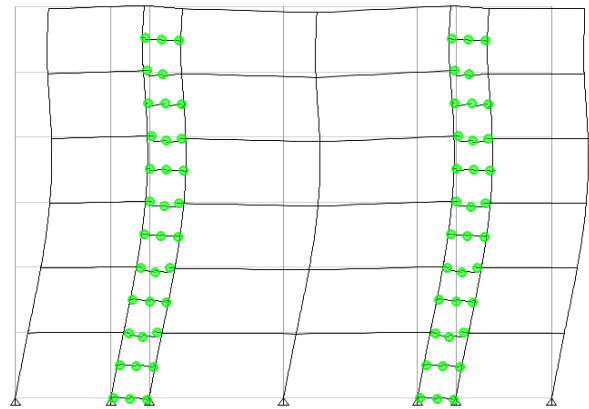


Fig. 12. Plastic Hinge Spreading before the collapse

اتصال پایه ستون‌های پیوندیافته به فونداسیون در این قاب باید به صورت مفصلی طراحی شود. شایان‌ذکر است اتصال صلب در پایه ستون‌های پیوندیافته باعث بهبود عملکرد کلی قاب می‌شود؛ اما در نهایت منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در پایه این ستون‌ها می‌شود. جهت حفظ مزیت اتصال صلب در پایه ستون‌های پیوندیافته و جلوگیری از ایجاد مفصل پلاستیک در آن‌ها، می‌توان از یک پیوند اضافه در مجاورت ستون‌های پیوندیافته روی سطح فونداسیون استفاده کرد [11].

اتصالات انتهایی پیوندها به ستون‌های پیوندیافته باید از نوع صلب و با قابلیت تعویض باشد (اتصالات پیچ و مهره‌ای). استفاده از سخت‌کننده‌ها در جان پیوندها باعث بهبود عملکرد آن‌ها می‌شود و طرح را اقتصادی‌تر می‌نماید. در انتهای دو سر پیوندها در نزدیکی اتصالات باید از سخت‌کننده‌ها در جان پیوندها استفاده گردد تا از شکست ترد در این نقاط (اتصالات انتهایی) جلوگیری شود. برای مطالعه بیشتر در خصوص طراحی پیوندها و اتصالات انتهایی آن‌ها می‌توان به تحقیقات آقای دوسکا در سال ۲۰۰۹ و ۲۰۱۰ با عنوان پیوندهای فولادی قابل تعویض مراجعه نمود [11, 24].

مزایای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای عبارت است از ایجاد قابلیت تعمیر سریع و ساده ساختمان‌ها بعد از زلزله، قابلیت به‌کارگیری در بهسازی ساختمان‌های موجود، عملکرد لرزه‌ای ایده‌آل و قابل‌کنترل، قابلیت جذب انرژی و شکل‌پذیری بالا، سهولت در ساخت، اجرا و تعمیر، وزن فولاد مصرفی مناسب در اسکلت سازه برای ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۲۰ متر، قابلیت به‌کارگیری در شرایط محدود و خاص، قابلیت حفظ پایداری در تغییرشکل‌های بزرگ.

معایب سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته عبارت است از غیراقتصادی شدن طرح سیستم برای ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ متر به دلیل افزایش وزن فولاد مصرفی ناشی از افزایش شدید تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم، حساسیت بالا نسبت به تغییر طول پیوندها، تشکیل نیروی محوری شدید در ستون‌های پیوندیافته.

## ۷- اصول و ضوابط اولیه طراحی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای ضریب رفتار ( $R_{II}$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان ( $C_d$ ) برای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است. به سبب نزدیک بودن زمان تناوب این سیستم به سیستم قاب خمشی فولادی، می‌توان برای محاسبه زمان تناوب تجربی آن از رابطه ارائه‌شده برای سیستم قاب خمشی بهره برد ( $T=0.08H^{0.75}$ ). برای طراحی اعضای باربرجانبی (پیوندها و ستون‌های پیوندیافته) با توجه به یکسان بودن رفتار اعضای باربرجانبی این سیستم با اعضا در سیستم قاب خمشی بهتر است تمام الزامات طراحی لرزه‌ای قاب خمشی رعایت شود تا زمانی که با استفاده از مطالعات بیشتر الزامات لرزه‌ای خاص این سیستم نیز تعیین شود.

تعداد دهانه ستون‌های پیوندیافته در این قاب می‌تواند متفاوت باشد و از ۱، ۲ یا ۳ دهانه در هر بعد افقی ساختمان، وابسته به میزان برش پایه اعمالی و مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات استفاده می‌شود. نکته‌ای که در رابطه با این موضوع باید رعایت شود این است که دهانه‌های ستون‌های پیوندیافته باید در محلی قرار گیرند که قابلیت دسترسی به آن‌ها وجود داشته باشد و حتی‌الامکان از پر کردن اطراف پیوندها با مصالح بنایی پرهیز شود تا پس از زلزله بتوان به سهولت آن‌ها را تعویض یا تعمیر نمود.



## ۸- نتیجه‌گیری

بعد از ارزیابی اولیه عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی و مقایسه رفتار الاستیک آن با سایر سیستم‌های سازه‌ای فولادی مورد مطالعه مشخص شد طراحی این سیستم با استفاده از روش‌های تحلیل خطی امکان‌پذیر است و این سیستم دارای پاسخی مناسب و نزدیک به سیستم قاب خمشی فولادی است. همچنین بر اساس این نتایج مقدار نیروی بلندشدگی ستون‌های پیوندیافته در مقایسه با بلندشدگی ستون‌ها در سایر سیستم‌های سازه‌ای بیشتر است و کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ متر به مراتب دشوارتر است که در نهایت باعث افزایش بیش‌ازحد فولاد مصرفی و غیراقتصادی شدن طرح می‌شود. بعد از بررسی ظرفیت غیرارتجاعی این سیستم و ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای آن مشخص شد این سیستم از ظرفیت غیرارتجاعی مناسبی برخوردار است و در یک بررسی اولیه مقادیر ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان ۵/۵ برای آن مناسب است. در آخر بعد از بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح مشخص شد این سیستم توانایی حفظ پایداری در برابر زلزله‌ای شدید را دارد. درحالی‌که مقدار میانگین حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل‌ها تحت اثر ۱۴ شتاب‌نگاشت که به‌صورت میانگین به زلزله طرح مقیاس شده‌اند همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است. همچنین سایر پارامترهای سنجیده شده از جمله مقدار شتاب وارده به طبقات و تغییرشکل‌های پسماند مدل‌ها همواره در محدوده مناسب قرار دارند. روند رشد و گسترش مفاصل پلاستیک (مکانیزم خرابی) در هر دو تحلیل غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) نشان داده‌اند که تحت اثر بار جانبی به میزان متفاوت، تعداد مختلفی از پیوندها آسیب‌دیده‌اند که بعد از زلزله قابل تعویض هستند. در نتیجه نتایج حاصل از مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نشان داده‌اند که سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته اهداف طراحی خود را به‌خوبی محقق می‌سازد و عملکرد آن به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی مورد تأیید

سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته تنها در ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۲۰ متر دارای وزن اسکلت مناسب خواهد بود و در ساختمان‌های بلندتر مقدار فولاد مصرفی در اسکلت آن افزایش قابل‌ملاحظه‌ای خواهد داشت؛ زیرا مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این قاب با افزایش ارتفاع ساختمان، به‌شدت افزایش می‌یابد و در نهایت مهار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ متر به‌سادگی امکان‌پذیر نخواهد بود و منجر به افزایش شدید سطح مقطع اعضای باربر جانبی و افزایش قابل‌ملاحظه مقدار فولاد مصرفی می‌شود.

از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در رفتار لرزه‌ای قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته طول پیوندهای آن است. این سیستم حساسیت بالایی به مقدار طول پیوندها دارد، به‌گونه‌ای که با تغییرات اندک آن، رفتار سیستم به میزان قابل‌توجهی تغییر خواهد کرد. به‌طورکلی در این سیستم می‌توان از دهانه‌های باربر جانبی به طول ۱/۵ تا ۲/۵ متر استفاده کرد و مؤثرترین پارامتر در انتخاب طول دهانه‌های باربر جانبی، ارتفاع ساختمان است. در این سیستم معمولاً دهانه‌های باربر جانبی به طول ۱/۷ متر در ساختمان‌های ۳ طبقه، ۲ متر در ساختمان‌های ۶ طبقه و ۲/۳ متر در ساختمان‌های ۹ طبقه بهینه است و اغلب استفاده از دهانه‌هایی به طول ۲ متر، موردقبول است [15].

نیروی محوری شدید ستون‌های پیوندیافته نیز امری طبیعی و به علت استفاده از دو ستون نزدیک به هم در قاب است. فاصله کم ستون‌های پیوندیافته به جهت ایجاد شکل‌پذیری و متمرکز کردن نیروی جانبی بر روی پیوندها بسیار ضروری است. بنابراین بخشی از ماهیت این سیستم است. از طرفی این فاصله کم منجر به افزایش شدید نیروی بلندشدگی و افزایش سطح مقطع ستون‌های پیوندیافته می‌گردد که به‌نوعی عیب این سیستم محسوب می‌شود. در این سیستم استفاده از دهانه‌های باربر جانبی با تعداد بیشتر می‌تواند به مقدار قابل‌توجهی نیروی محوری تشکیل‌شده در ستون‌های پیوندیافته را کاهش دهد (طبق شکل ۶ (پ)) اما در نهایت منجر به افزایش فولاد مصرفی نیز خواهد شد.

- 13- ASCE7-10. 2010 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI7-10. *American Society of Civil Engineers*, Reston.
- 14- Malakoutian M., Berman JW. & Dusicka P. 2016 Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design. *Journal of Earthquake Engineering*, (20), 535-558.
- 15- 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).
- 16- FEMA 356. 2000 Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356, *Federal Emergency Management Agency*, Washington DC.
- 17- FEMA P695. 2009 Quantification of Building Seismic Performance Factors. *Technical Report P695, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency*, Washington DC.
- 18- Asghari. 2013 Dynamics of Structures, Basic and Applications to Earthquake Engineering. *Amirkabir University of Technology 3<sup>rd</sup> Edition*, (in Persian).
- 19- Miranda E. 1993 Site Dependent Strength Reduction Factors. *Journal of Structural Engineering*, (119), 3503-3519.
- 20- Miranda E., Bertero V. 1994 Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design. *Earthquake spectra*, (10) 357-379.
- 21- Asghari A., Jaber V. 2019 The Evaluation of Linked Column with Simple Frame System Idea as a New Structural Steel Frame. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International and 9<sup>th</sup> National Conference of Steel and Structure*. Tehran, Iran.
- 22- Mirzaeefard H., Mirtaheri M. & Rahmani H. 2017 Response Modification Factor of Steel Structures Equipped with Cylindrical Frictional dampers, *Amirkabir Journal Civil Engineering*, 49(3), 453-462, (in Persian).
- 23- Asghari A. 2016 Fundamentals Steel Structures Design. *Amirkabir University of Technology 1<sup>st</sup> Edition*, (in Persian).
- 24- Dusicka P., Berman JW. & Purasinghe R. 2009 Steel Frame Lateral System Concept Utilizing Replaceable Links. *NZSEE Conference*.

است، اما با توجه به جدید بودن این سیستم همواره نیاز به مطالعات بیشتری در این خصوص است. به‌ویژه در مدل‌سازی‌هایی به روش اجزاء محدود، مطالعات آزمایشگاهی و بررسی رفتار فونداسیون تحت اثر عملکرد ستون‌های بیونداخته در این سیستم از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است.

## Reference

## مراجع

- 1- Lists of Earthquakes. [www.Wikipedia.Org](http://www.Wikipedia.Org). 2019 in: [https://en.wikipedia.org/wiki/Lists\\_of\\_earthquakes](https://en.wikipedia.org/wiki/Lists_of_earthquakes).
- 2- Nader M., Manzanarez R. & Maroney B. 2000 Seismic Design Strategy of the New East Bay Bridge Suspension Span. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- 3- Dusicka P., Iwai R. 2007 Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads. *Structural Engineering Research Frontiers*.
- 4- Malakoutian M., Berman JW. & Dusicka P. & Lopes A. 2013 Seismic Design Parameters for the Linked Column Frame System. *Structures Congress*, (2013), 1713-1721.
- 5- Lopes A., Dusicka P. & Berman J. 2014 Linked Column Frame Steel System Performance Validation using Hybrid Simulation. *Proc. of 10<sup>th</sup> US National Conference on Earthquake Engineering*, Anc, Alaska.
- 6- Shoeibi S., Kafi MA. & Gholhaki M. 2017 New Performance Based Seismic Design Method for Structures with Structural Fuse System. *Engineering Structures*, (132), 745-760.
- 7- Shoeibi S., Kafi M. & Gholhaki. 2018 Performance Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System. *Periodical Polytechnic Civil Engineering*, (62), 555-569.
- 8- Lopes A., Dusicka P. & Berman J. 2012 Design of the Linked Column Frame Structural System. *Stessa*, (2012), 311-317.
- 9- Lopes A., Dusicka P. & Berman J. 2012 Linked Column Framing System Analyses Toward Experimental Validation. *Structures Congress*, (2012), 1598-1609.
- 10- Malakoutian M., Berman JW. & Dusicka P. 2013 Seismic Response Evaluation of the Linked Column Frame System. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (42), 795-814.
- 11- Dusicka P., Lewis G. 2010 Investigation of Replaceable Sacrificial Steel Links. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- 12- AISC 360-10. 2010 Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction*, Chicago, Illinois.

# Evaluation of Seismic Response of Linked Column with Simple Frame System

Vahid Jaberi<sup>1</sup>, Abazar Asghari<sup>2\*</sup>

1- Master Student, Urmia University of Technology, Faculty of Civil Engineering

\*2- Assistant Professor, Urmia University of Technology, Faculty of Civil Engineering

a.asghari@uut.ac.ir

## ABSTRACT

In this research, seismic response of linked column with simple frame system is evaluated as a new structural system. Linked column with simple frame (LCS) is a new idea of a structural steel frame system that has a suitable seismic performance against the earthquake. Achieving to the fast and simple repair of buildings with replacing some members after the earthquake is purpose of designing this system. In this research, elastic behavior of the new structural system is compare with the other common structural steel frame systems in the same conditions, and special linked column with simple frame system (LCS) response, compare with special concentrically braced frame system (CBF) and special moment resisting frame system (MRF) in 1 to 9 story models. The results of the model analysis are presented as graphs of base shear, steel weight, uplift force, period of time, maximum story drift and maximum lateral displacement (roof displacement) of 1 to 9 story models of researched structural steel frame systems. Based on these results, the elastic response of LCS is similar to other structural systems and its design is possible using linear analysis methods.

Then, inelastic capacity and seismic performance parameters of linked column with simple frame system is evaluated by the use of pushover curves of models. This result discloses that behavior factor of 8 ( $R_u=8$ ), overstrength factor of 2.7 ( $\Omega_0=2.7$ ) and deflection amplification factor of 5.5 ( $C_d=5.5$ ) is appropriate for this system. Eventually, the capacity of structural stability and collapse mechanism of LCS models has been evaluated by using nonlinear dynamic time history analysis under the 14 ground motion records that scaled to the base design earthquake. The coming results are indicated base on maximum interstory drift for LCS models. Based on these results, mean value of maximum interstory drift for all LCS models is below 2 percent and this system has the capability of structural stability against the earthquake records. The plastic hinges spreading and beginning (collapse mechanism) in nonlinear analysis shows that LCS system has the capability of creation design targets.

After evaluation of linked column with simple frame system with different types of structural analysis, the seismic performance of this system is acceptable as a new structural steel frame system. This system is so appropriate for 1 to 6 story buildings or buildings with maximum height of 20 meters. Also, this system has the capability of realizing its main feature, which is achieving a fast repairable building right after the earthquake with replacing some members, as if the building will have the capability of resisting earthquake after the fast simple repairing. Thus, linked column with simple frame (LCS) in a primary evaluation of seismic response is presented as a new structural steel frame system. Naturally this system needed to more research in all necessary fields.

The results of this study and comparison can display the proper views and assumptions from behavior of the all steel structural systems that have been investigated. Also, the results show can expect an appropriate nonlinear behavior from structures when following provisions code in designing models with using a linear analysis.

## KEYWORDS

Linked column system, repair of buildings after earthquake, new structural frames, seismic parameters, nonlinear response of structures