

تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی ساده فولادی با ستون‌های پیوندشده

اباذر اصغری^{۱*}، وحید جابری^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

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

*تهران، صندوق پستی ۱۴۱۷۶۱۳۱۳۱، abazar.asghari@ut.ac.ir

چکیده

سیستم قاب با ستون پیوندشده (LCF) ایده‌ای جدید از یک سیستم سازه‌ای فولادی است که قابلیت تعمیر سریع و ساده ساختمان‌ها بعد از یک زلزله شدید را با جایگزین کردن چندین عضو فراهم می‌کند. این سیستم متشکل از سیستم باربرجانبی اولیه ستون پیوندشده (LC) و سیستم باربرجانبی ثانویه قاب خمشی (MF) است که در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. تحقیقات اخیر نشان می‌دهند که سیستم باربرجانبی اولیه ستون پیوندشده به‌تنهایی نیز توان مقاومت در برابر بارهای جانبی و ایجاد ظرفیت لرزه‌ای کافی را دارد، درحالی‌که مزیت‌های این سیستم را نیز حفظ می‌نماید. ازاین‌رو، با توجه به اهمیت مقادیر پارامترهای لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها و ضرورت ارائه این مقادیر در آیین‌نامه‌ها، در این تحقیق به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی منفرد که در یک قاب ساختمانی ساده جای گرفته است، پرداخته می‌شود. بدین منظور، با توجه به محدودیت این سیستم در ارتفاع، مدل‌هایی ۱ تا ۹ طبقه از سیستم قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه، سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده ویژه (LCS) و سیستم قاب خمشی فولادی ویژه (MRF) طراحی شده و بعد از مقایسه ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌ها، مقادیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان و ضریب رفتار آن‌ها محاسبه شده است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده از ظرفیت غیرارتجاعی خوبی برخوردار است و در یک ارزیابی اولیه مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان (Cd) این سیستم به‌ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است. همچنین بررسی‌های صورت گرفته نشان داده‌اند که این سیستم علاوه بر مزیت‌های خاص خود، برای ساختمان‌های کوتاه و میان‌طبقه بسیار مناسب است؛ اما در ساختمان‌های بلندتر با مشکلاتی ازجمله افزایش مقدار فولاد مصرفی در اسکلت، دشوار شدن کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و افت شکل‌پذیری روبه‌رو است که مقدار آن‌ها با افزایش ارتفاع ساختمان نیز تشدید خواهد شد.

واژگان کلیدی

سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده، سیستم‌های سازه‌ای فولادی جدید، تعیین پارامترهای لرزه‌ای، تعمیرپذیری سازه‌ها

Quantification of the seismic parameters of building frame systems with linked columns

Abazar Asghari, Vahid Jaberi

Abstract

The linked column frame (LCF) system is a new steel lateral load resisting system that is developed with the aim of creating the capability of quick and simple repair of buildings after earthquakes. The LCF system is a combination of a primary linked column (LC) system and a secondary moment frame (MF) system that together resist lateral loads. On the other hand, more recent studies have shown that the linked column (LC) system individually has the ability to resist lateral loads and provides sufficient seismic capacity. Therefore, due to the importance of presenting the seismic performance factors of response modification coefficient (R), overstrength factor (Ω_0) and deflection amplification factor (Cd) in seismic codes and the need for these factors for the seismic analysis and structural design using a linear analysis method, in this research the quantification of the values of these seismic factors for the linked column system (LCS) is discussed. Moreover, a comparison of the value of materials used in the skeleton of models designed with different structural systems is made, which examines the weight of elements in each system separately, and it compares the LCF and LCS system with other common structural systems in terms of steel used in the structure. The results show that the response modification coefficient of the linked column system (LCS) is equal to 8, similar to the linked column frame (LCF) and moment resisting frame (MRF) systems. But the overstrength factor of the LCS system is slightly lower than the LCF and MRF systems, which is equal to 2.7. Also, the deflection amplification factor of the LCF system is the same as the moment resisting frame system, but in the design of the LCS system, using a linear analysis, a larger interstory drift can be allowed in the upper half of the building, because for the design of linked column (LC), the rotation of links is usually a critical criterion for design.

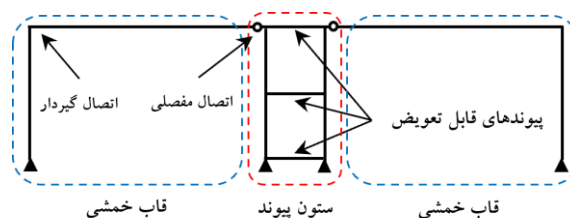
Keywords

Linked column system, Linked column frame, Steel lateral load resisting system, Seismic performance factors

۹۰ / نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

قابلیت تعمیر ساختمان‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کارآمد باشد. طراحی سازه‌ها به‌صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک ویژه‌ای در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. سیستم ستون پیوندشده^۱ ایده‌ای جدید از یک سیستم باربر جانبی فولادی است که این قابلیت را فراهم می‌نماید [۱]. این سیستم اولین بار در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند واقع در خلیج سانفرانسیسکو ایالات متحده به‌کار گرفته شد [۲]. در طرح برج اصلی این پل از ستون‌هایی که توسط پیوندها به هم متصل شده‌اند، استفاده شده است. وظیفه پیوندها در این پل جذب و مستهلک نمودن نیروهای ناشی از زلزله است. این پیوندها قابلیت تعویض سریع بلافاصله بعد از زلزله را دارند، در نتیجه بعد از زلزله تعویض یا تعمیر می‌گردند تا پل توانایی مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را داشته باشد [۲]. بر اساس این طرح، قابلیت تعمیر سریع و ساده سازه‌ها بعد از زلزله با تعویض چندین عضو با استفاده از ایده ستون پیوندشده شکل گرفت.

در سال ۲۰۰۷ ^۲دوسکا^۲ و همکاران از این ایده در طراحی ساختمان‌ها استفاده کردند تا قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو را به‌وجود آورند و بدین منظور از دو سیستم ستون پیوندشده و سیستم قاب خمشی در برابر بارهای جانبی استفاده کردند. به‌صورتی که این دو سیستم در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت کنند. در نتیجه سیستمی جدید از یک قاب فولادی با عنوان قاب با ستون پیوندشده^۳ ارائه نمودند [۳]. شکل (۱) حالت شماتیک این سیستم را نشان می‌دهد که از دو بخش سیستم ستون پیوندشده و سیستم قاب خمشی تشکیل شده است.



شکل ۱- سیستم قاب با ستون پیوندشده (LCF)

در این خصوص **ملکوتیان و همکاران** به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب با ستون پیوندشده پرداختند و مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه‌مقاومت و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان این سیستم را به‌ترتیب برابر با ۳/۸ و ۵/۵ تعیین نمودند [۴]. همچنین طراحی پیوندها در این سیستم مطالعاتی با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی به روش اجزای محدود انجام شده است [۵ و ۶] و جزئیات اجرایی مناسبی برای طراحی تیرهای پیوند ارائه شده است [۷]. تأثیرات طول پیوندها روی رفتار سیستم نیز ارزیابی گردیده [۴] و جزئیات بسیاری از جمله تأثیرات اتصالات پایه ستون‌ها به فونداسیون در حالت‌های مختلف نیز بررسی شده است [۳]. برای طراحی این سیستم در سال ۲۰۱۷ **شعبی و همکاران** موفق به ارائه روشی مناسب شدند [۸ و ۹] و در سال ۲۰۲۰ **تذرو و محب‌خواه** نیز روش طراحی مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم را برای این سیستم ارائه کردند [۱۰ و ۱۱]. اخیراً نیز **جابری** دلایل پیچیدگی رفتاری سیستم قاب با ستون پیوندشده را به تفکیک مشخص نمود و روش طراحی مبتنی بر فروریزش را برای پوشش تمام پیچیدگی‌های رفتاری سازه، با هدف طراحی لرزه‌ای ساده سیستم‌های سازه‌ای پیچیده ارائه کرده است [۱۲]. سیستم باربرجانبی ستون پیوندشده یک طرح بسیار مناسب برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان موجود نیز هست و می‌توان از آن در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بهره گرفت [۱۳]. به‌طورکلی مطالعاتی که تاکنون در خصوص این سیستم صورت گرفته نشان می‌دهند این سیستم قادر به تحقق اهداف طراحی خود است و عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارد [۱۴-۲۰].

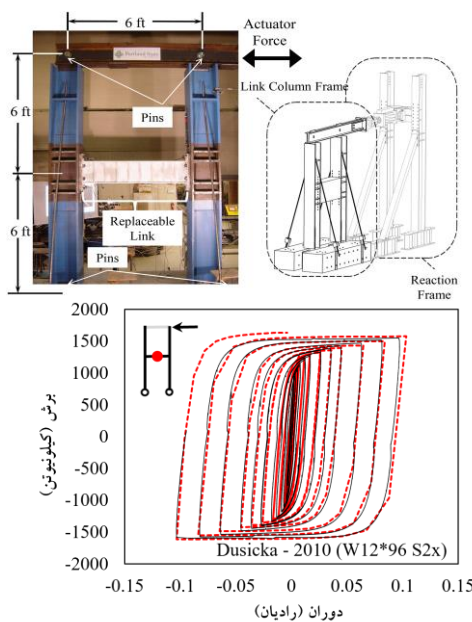
علاوه بر این، در سال ۲۰۱۸ **اصغری و جابری** از ایده ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی منفرد استفاده کردند [۲۱ و ۲۲] و ستون پیوند را به‌عنوان سیستم باربرجانبی در یک قاب ساختمانی ساده طراحی کردند تا نوع جدیدی از سیستم LCF ارائه گردد که در نهایت می‌تواند منجر به سهولت در اجرا، کاهش وزن اسکلت، بهبود عملکرد و رفع عیب‌های این سیستم شود. در نتیجه سیستم ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی فولادی منفرد در قاب ساختمانی ساده معرفی شد. این سیستم علاوه بر حفظ قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله، قابلیت طراحی ساده با استفاده از روش‌های تحلیل خطی را دارد؛ بنابراین

³ Linked column frame (LCF)

¹ Linked column system (LCS)

² Peter Dusicka et al

تلاش‌ها و نیروهای ناشی از زلزله در پیوندها به صورت نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌های مجاور پیوندها به صورت نیروی محوری، لنگر خمشی و اندک 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 [6]. با توجه به این که در این سیستم استفاده از تیرهای کوتاه (پیوندها) بخشی از ماهیت آن است، در نتیجه رفتار برشی این اعضا تأثیر به‌سزایی 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 است [۵] که به بررسی عملکرد انواع پیوندها در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون‌های متصل‌شده با پیوندها) پرداخته است. همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده، ساخت مدل‌های آزمایشگاهی برای ارزیابی رفتار واقعی تیرهای پیوند در میان دو ستون نزدیک به هم با هدف استخراج رفتار واقعی تیرهای پیوند در سیستم ستون پیوندشده انجام شده است. بر این اساس، در این تحقیق رفتار پیوندها در سیستم ستون پیوند با استفاده از مدل آزمایشگاهی Shear Link - S2x کالیبره شده است تا مشخصات مصالح و رفتار پلاستیک صحیحی برای این اعضا در نظر گرفته شود.

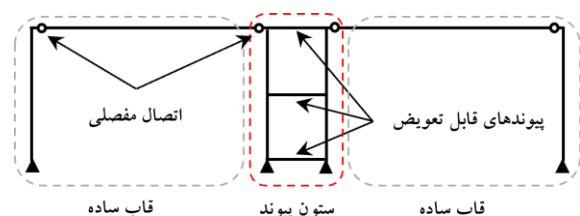


شکل ۳- مدل رفتاری تیرهای پیوند در سیستم ستون پیوندشده

با توجه به این که مقادیر پارامترهای لرزای برای سیستم منفرد ستون پیوندشده هنوز تعیین نگردیده است و اهمیت مقادیر پارامترهای لرزای در طراحی سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های خطی و ضرورت ارائه این مقادیر در آیین‌نامه‌ها، در این تحقیق به تعیین پارامترهای لرزای سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده پرداخته می‌شود.

۲- معرفی سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده

سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده، ایده‌ای جدید از یک سیستم باربر جانبی فولادی است که عملکرد لرزای مناسبی در برابر زلزله دارد. هدف از طراحی این قاب ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع و ساده ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو است. به‌طور کلی همانند شکل (۲) قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده از سه بخش ستون‌ها، تیرها و پیوندها تشکیل شده است. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوند داده‌شده اعضای باربر جانبی و سایر ستون‌ها و تیرها اعضای باربر ثقلی هستند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض پیوندهای آن است. این قاب به گونه‌ای 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 به‌کار 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 (دوسر ساده) است [۲۳].



شکل ۲- سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده

۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه

برای ارزیابی مقادیر پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مدل‌هایی ۱ تا ۹ طبقه از سه سیستم سازه‌ای فولادی قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه (CBF)، قاب ساده با ستون‌های پیوندشده ویژه (LCS) و قاب خمشی فولادی ویژه (SMRF) طراحی شده‌اند. تا علاوه بر تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده، مقایسه‌ای با سایر سیستم‌های سازه‌ای فولادی رایج صورت گیرد.

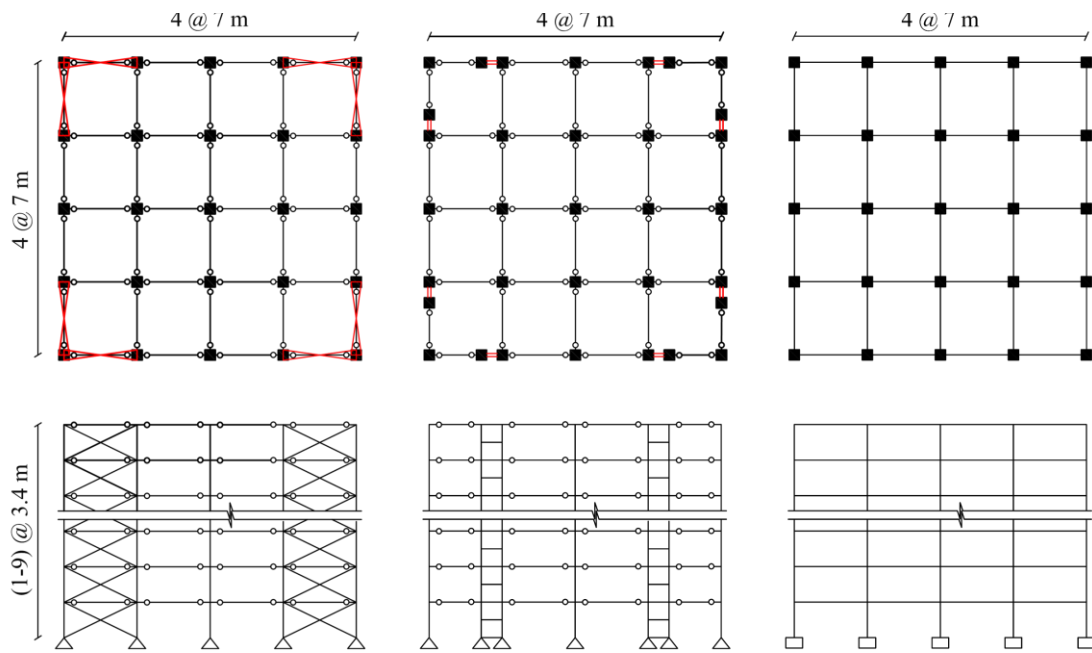
این مدل‌ها به صورت دوبعدی با شرایط بارگذاری و هندسی کاملاً یکسان و با فرض ۴ دهانه ۷ متری در هر بعد (طول هر بعد افقی ۲۸ متر) و ارتفاع طبقه‌ای برابر ۳/۴ متر طراحی شده‌اند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر اساس ضوابط AISC360-16 و ASCE7-22 صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل 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. ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها متشکل از بارهای مرده و زنده است که به صورت یکنواخت برای اعمال به سقف‌ها فرض شده‌اند و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر ۸ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع است. با توجه به این که در این تحقیق مدل‌سازی مدل‌های اولیه به صورت دوبعدی انجام شده است، بارهای ثقلی اعمال‌شده در دهانه‌های مدل‌سازی‌شده در محل واقعی خود اعمال گردیده و بارهای ثقلی سایر دهانه‌ها با استفاده از P-Delta Leaning Columns مدل‌سازی شده است. بارگذاری لرزه‌ای نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ای ASCE7-22 تعیین شده است. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار (R_u)، ضریب اضافه‌مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده ویژه به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است که در این تحقیق مورد مقادارسنجی قرار گرفته‌اند.

برای طراحی پیوندها در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مقدار دوران پیوندها برای زلزله طرح برابر با یک‌دهم رادیان در نظر گرفته شده و این محدودیت برای طراحی تمام پیوندها اعمال شده است. برای طراحی ستون‌ها ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف در نظر گرفته شده است. طبیعتاً در اینجا حداکثر ظرفیت تیرهای پیوند برای طراحی ستون‌های مجاور آن‌ها در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به این که رفتار پلاستیک سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده و سیستم قاب با ستون پیوندشده بسیار نزدیک به سیستم قاب خمشی فولادی است [۲۳]، از این رو به صورت موقت از فرمول ارائه‌شده برای محاسبه زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی فولادی برای طراحی سیستم ستون پیوند بهره گرفته شده است.

در سیستم ستون پیوندشده چشمه اتصال پیوندها به ستون باید رفتاری الاستیک داشته باشد تا علاوه بر فراهم‌نمودن قابلیت تعویض پیوندها و تعمیر سیستم، منجر به کاهش شکل‌پذیری قاب نگردد. بر این اساس در این تحقیق فرض شده است چشمه اتصال به‌گونه‌ای طراحی شده است که از رفتار پلاستیک آن جلوگیری گردد. با این رویکرد نواحی انتهایی صلب اعضا به آن‌ها اختصاص داده شده و رفتار الاستیک چشمه‌های اتصال بر اساس ASCE7-22 در پاسخ قاب اعمال شده است.

همچنین رفتار غیرخطی اعضا نیز در این تحقیق به واسطه در نظر گرفتن تمرکز تغییر شکل‌های غیرالاستیک در مفاصل پلاستیک صورت گرفته است و با توجه به نوع نیروها و تلاش‌های تشکیل‌شده در اعضا، مفاصل پلاستیک در نقاط بحرانی به اعضا اختصاص داده شده است. بدین منظور رفتار پلاستیک پیوندها با استفاده از مفاصل برشی متمرکز و رفتار پلاستیک ستون‌ها با استفاده از مفاصل متمرکز برای رفتار اندرکنشی تحت نیروی محوری و خمش مدل‌سازی شده است. بر این اساس برای هر پیوند یک مفصل برشی و برای هر ستون پیوند داده‌شده چهار مفصل متمرکز در نقاط بحرانی اختصاص داده شده است. رفتار اعضای غیرشکل‌پذیر نیز (تیرها و ستون‌های قاب ساده) با استفاده از مفاصل نیرو کنترل به ناحیه الاستیک محدود شده است. شکل (۴) هندسه مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق و پلان فرضی در نظر گرفته‌شده را نشان می‌دهد.

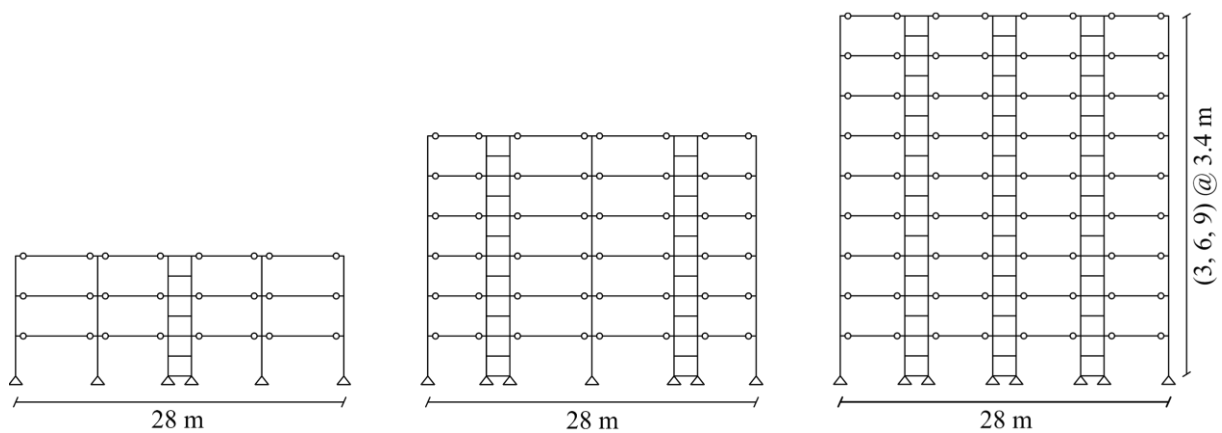




شکل ۴- سیستم‌های سازه‌ای فولادی مورد مطالعه در این تحقیق

دهانه‌های باربرجانبی بلندتر (حداکثر ۲/۵ متر) عملکرد مناسب‌تری خواهد داشت [۲۵]. 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. لیست مقاطع اعضای باربرجانبی سیستم ستون پیوندشده در جدول (۱) ارائه شده است. در این مدل‌سازی برای مدل‌های ۱ تا ۳ طبقه از ۱ دهانه باربرجانبی، برای مدل‌های ۴ تا ۶ طبقه از ۲ دهانه باربرجانبی و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه از ۳ دهانه باربرجانبی همانند آنچه در شکل (۵) نشان داده شده، استفاده شده است. شایان‌ذکر است، مقاطع اعضای باربرجانبی دهانه‌ها در مدل‌هایی که دارای ۲ یا ۳ دهانه هستند، مشابه است.

تعداد دهانه‌های باربرجانبی در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده می‌تواند متفاوت باشد و همانند دهانه مهاربندها در یک قاب مهاربندی‌شده برحسب نیاز و بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. دهانه‌های ستون پیوند باید در محلی قرار گیرند که قابلیت دسترسی به آن‌ها وجود داشته باشد و حتی‌الامکان از پرکردن اطراف پیوندها با مصالح بنایی پرهیز شود تا پس از زلزله بتوان به سهولت آن‌ها را تعویض یا تعمیر نمود. 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 [۲۴]. تحقیقات صورت گرفته نشان داده است در ساختمان‌های کوتاه‌تر، دهانه‌های باربرجانبی کوتاه‌تر (حداقل ۱/۵ متر) و در ساختمان‌های بلندتر



شکل ۵- تعداد دهانه‌های باربرجانبی در مدل‌های سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده

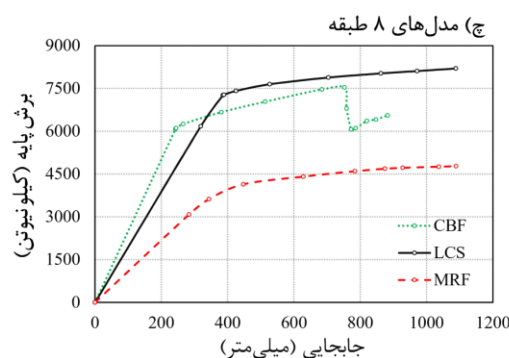
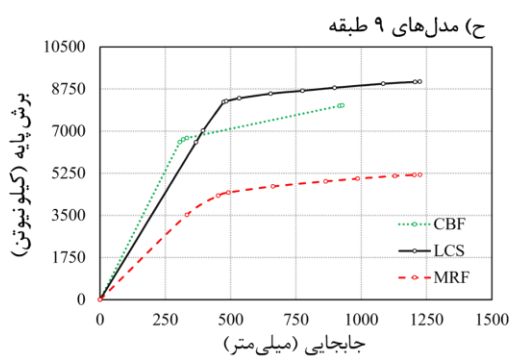
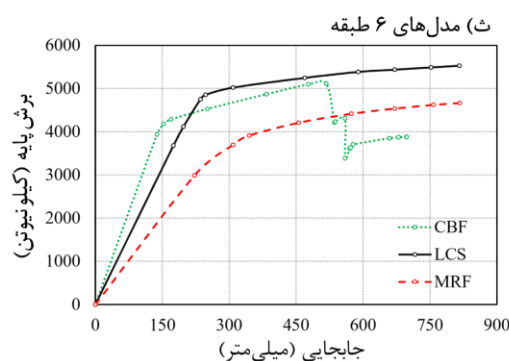
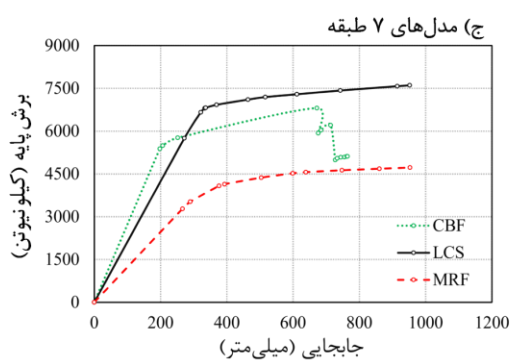
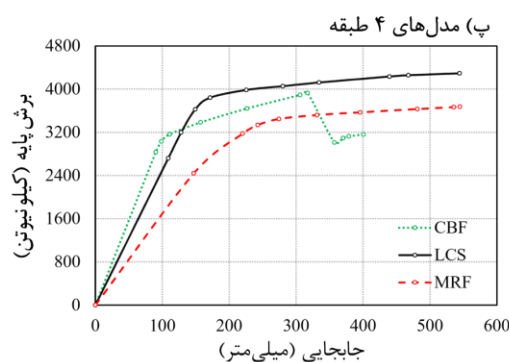
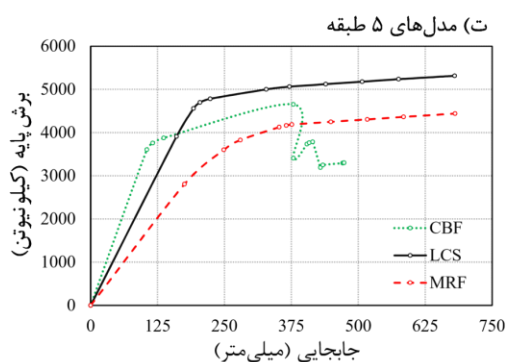
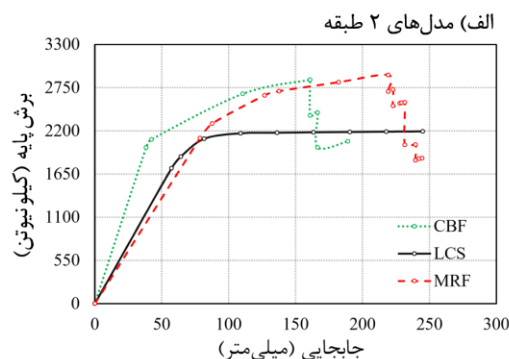
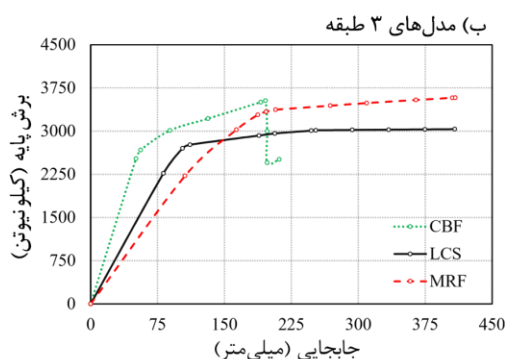
سیستم ستون پیوندشده					سیستم ستون پیوندشده				
پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون	طبقه	قاب	پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون	طبقه	قاب
W1۸*۱۱۹	W1۸*۸۶	W1۴*۱۵۹	۳	۳ طبقه					۲ طبقه
W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۲۳۳	۲	(۱ دهانه)	W1۸*۸۶	W1۸*۶۰	W1۴*۱۳۲	۲	(۱ دهانه)
W1۸*۱۴۳	W1۸*۱۴۳	W1۴*۳۴۲	۱		W1۸*۹۷	W1۸*۹۷	W1۴*۱۷۶	۱	
W1۸*۸۶	W1۸*۵۰	W1۴*۱۳۲	۵	۵ طبقه					۴ طبقه
W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۲۳۳	۴	(۲ دهانه)	W1۸*۷۱	W1۸*۴۰	W1۴*۱۳۲	۴	(۲ دهانه)
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۱۱	۳		W1۸*۹۷	W1۸*۹۷	W1۴*۱۷۶	۳	
W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۳۴۲	۲		W1۸*۹۷	W1۸*۹۷	W1۴*۱۹۳	۲	
W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۳۷۰	۱		W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۲۵۷	۱	
W1۸*۷۱	W1۸*۵۰	W1۴*۱۳۲	۷	۷ طبقه					۶ طبقه
W1۸*۹۷	W1۸*۹۷	W1۴*۲۳۳	۶	(۳ دهانه)	W1۸*۸۶	W1۸*۷۱	W1۴*۱۵۹	۶	(۲ دهانه)
W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۳۱۱	۵		W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۱۱	۵	
W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۳۷۰	۴		W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۹۸	۴	
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۹۸	۳		W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۴۲۶	۳	
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۹۸	۲		W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۴۲۶	۲	
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۴۵۵	۱		W1۸*۱۴۳	W1۸*۱۴۳	W1۴*۵۰۰	۱	
W1۸*۸۶	W1۸*۵۰	W1۴*۱۳۲	۹	۹ طبقه					۸ طبقه
W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۲۸۳	۸	(۳ دهانه)	W1۸*۷۱	W1۸*۵۰	W1۴*۱۳۲	۸	(۳ دهانه)
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۳۹۸	۷		W1۸*۹۷	W1۸*۹۷	W1۴*۲۵۷	۷	
W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۴۵۵	۶		W1۸*۱۰۶	W1۸*۱۰۶	W1۴*۳۴۲	۶	
W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۵۰۰	۵		W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۴۲۶	۵	
W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۵۰۰	۴		W1۸*۱۱۹	W1۸*۱۱۹	W1۴*۴۵۵	۴	
W1۸*۱۴۳	W1۸*۱۴۳	W1۴*۵۵۰	۳		W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۴۵۵	۳	
W1۸*۱۴۳	W1۸*۱۴۳	W1۴*۵۵۰	۲		W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۵۰۰	۲	
W1۸*۱۴۳	W1۸*۱۴۳	W1۴*۶۵۵	۱		W1۸*۱۳۰	W1۸*۱۳۰	W1۴*۵۵۰	۱	

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 روش سازه تحت اثر یک نیروی افزایشده قرار می‌گیرد و با شروع اعمال نیرو، مقدار نیرو و تغییر مکان جانبی سازه به صورت هم‌زمان ثبت می‌شود. این نیروی جانبی افزایشده تا جایی ادامه پیدا می‌کند که سازه تحت اثر آن فرویزد یا به حداکثر تغییر مکان جانبی خود برسد. در این

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۹۵

سیستم نسبت به سیستم قاب خمشی از سختی اولیه (خطی) بیش تر و نسبت به سیستم قاب مهاربندی شده همگرا از سختی کمتری برخوردار است. در این تحقیق سیستم باربر جانبی ستون پیوندشده به صورت دهانه‌هایی با طول کم (حدود ۲ متر) در قاب ساده

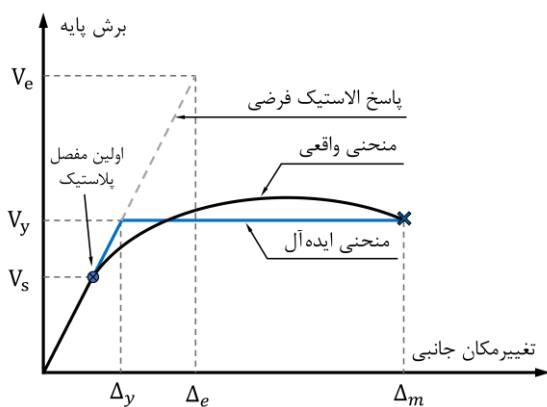
طراحی شده است. استفاده از دهانه‌های باربر جانبی با طول کم و ارتفاع زیاد (بلند) باعث می‌شود، این سیستم سازه‌ای نسبت به سایر سیستم‌ها دارای تغییر مکان جانبی نسبی بیش‌تری باشد.



شکل ۶- منحنی برش پایه-تغییر مکان مدل‌های مورد مطالعه

پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل و طراحی سازه‌ها بر اساس رفتار الاستیک اعمال می‌شود [۲۶]. از مهم‌ترین موارد نشان‌دهنده رفتار غیرالاستیک سازه‌ها، مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای است. این پارامترها برای تحلیل و طراحی سازه‌ها با استفاده از روش‌های خطی بسیار ضروری است و مقادیر آن‌ها برای ارائه در آیین‌نامه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است؛ بنابراین در این بخش به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده و مقایسه آن با سیستم مهاربندی‌شده همگرا و سیستم قاب خمشی فولادی پرداخته شده است.

بر اساس FEMA356 روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یک روش قابل قبول برای برآورد مقدار پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای است. بر اساس این روش پژوهشگران روابط مختلفی را برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای ارائه نموده‌اند [۲۷]. در این تحقیق با رعایت اصول FEMA 356 بر مبنای شکل (۷) از روش زیر برای محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای سیستم‌ها استفاده شده است.



شکل ۷- پاسخ الاستیک فرضی و پاسخ غیرالاستیک سازه

۲-۵- ضریب شکل‌پذیری

ضریب شکل‌پذیری (μ) بیانگر نسبت حداکثر تغییرمکان جانبی سیستم در رفتار غیرخطی به رفتار خطی است که ظرفیت تغییرشکل غیرالاستیک سازه نسبت به حالت الاستیک را نشان می‌دهد. این مقدار از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1)$$

در این رابطه بر اساس شکل ۷، Δ_m حداکثر تغییرمکان جانبی و Δ_y تغییرمکان متناظر با حد تسلیم سازه است. مقادیر ضریب شکل‌پذیری مدل‌ها در جدول (۲) ارائه شده است.

طی بررسی‌های صورت گرفته مشخص گردید، در این سیستم بعد از تحلیل و طراحی اعضای باربرجانبی بر اساس نیروهای وارده، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره از مقدار مجاز تعیین شده توسط آیین‌نامه بیش‌تر است؛ بنابراین طراحی اعضای باربرجانبی در این قاب باید بر اساس حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات صورت گیرد، زیرا در طراحی این اعضا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره بحرانی‌تر از مقدار نیروهای وارده خواهد بود. برای کاهش مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم با افزایش سختی اعضای باربرجانبی سختی طبقات افزایش داده شده است. نکته مؤثر در رابطه با این موضوع، افزایش شدید مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات با افزایش ارتفاع ساختمان است. به گونه‌ای که در ساختمان‌های بلندتر، کاهش تغییرمکان جانبی نسبی طبقات به مقدار مجاز خود، باعث افزایش شدید سطح مقطع اعضای باربرجانبی می‌شود.

موضوع بعدی که حائز اهمیت است، مقدار دوران تیرهای پیوند می‌باشد. پیوندها در این سیستم معمولاً بر اساس دوران مجاز طراحی می‌شوند به گونه‌ای که نباید اجازه داد تحت شدت لرزه‌ای زلزله طرح حداکثر دوران آن‌ها از یک‌دهم رادین فراتر رود. در نتیجه برای طراحی سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده باید شرط‌های زیر برقرار باشد.

۱- مقدار نیروهای وارده بر اعضای سازه‌ای همواره از ظرفیت آن‌ها کم‌تر باشد.

۲- تغییرمکان جانبی نسبی طبقات (دریافت میان‌طبقه‌ای) از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای کم‌تر باشد.

۳- دوران تیرهای پیوند تحت شدت لرزه‌ای طرح از یک‌دهم رادین تجاوز نکند.

۴- ستون‌های پیوند داده شده نیز تحت شدت لرزه‌ای زلزله طرح رفتاری کاملاً الاستیک داشته باشند.

۵- اعضای باربر ثقیلی (سایر ستون‌ها و تیرها) بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای برای بارهای ثقیلی طراحی شده باشند.

۵- محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه

۱-۵- مقدمه

تحلیل و طراحی سریع و ساده سازه‌ها با استفاده از روش‌های تحلیل خطی باعث گسترش کاربرد آن شده است. مزیت‌های ویژه تحلیل‌های خطی و سادگی آن باعث شده همچنان این روش‌ها در سطح گسترده‌ای مورد استفاده قرار گیرند. از طرفی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در ناحیه غیرخطی نیز از اهمیت بالایی برخوردار است. در نتیجه رفتار غیرخطی سازه‌ها با استفاده از ضوابط و



جدول ۲- مقادیر ضریب شکل پذیری مدل‌های مورد مطالعه

قالب	ضریب شکل پذیری (μ)		
طبقه	MRF	LCS	CBF
۱	۳/۰۷	۳/۲۴	۳/۵۷
۲	۲/۶۸	۳/۴۶	۳/۵۲
۳	۲/۷۴	۳/۶۸	۳/۴۶
۴	۲/۷۷	۳/۴۲	۳/۰۷
۵	۲/۸۱	۳/۵۷	۳/۴۶
۶	۲/۸۵	۳/۴۱	۳/۴۵
۷	۲/۸۰	۲/۸۶	۳/۲۱
۸	۲/۸۷	۲/۸۳	۲/۹۴
۹	۲/۹۸	۲/۷۵	۳/۰۰
میانگین	۲/۸۴	۳/۲۵	۳/۳۰

۳-۵- ضریب کاهش شکل پذیری

ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ) نشان‌دهنده کاهش نیروی برش پایه متناظر با رفتار فرضی کاملاً الاستیک سازه (V_e) به برش پایه تسلیم سازه (V_y) است. این ضریب بیانگر افت نیروی ناشی از بارهای لرزه‌ای در اثر رفتار غیرخطی اعضا است. برای محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری با استفاده از منحنی ظرفیت سازه، پژوهشگران روابط مختلفی را ارائه نموده‌اند. در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری مدل‌ها از روش **میراندا^۱** و **برترو^۲** [۲۸-۳۰] استفاده شده و مقادیر حاصل از محاسبه این ضریب برای مدل‌ها در جدول (۳) ارائه گردیده است.

جدول ۳- مقادیر ضریب کاهش شکل پذیری مدل‌ها

قالب	ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ)		
طبقه	MRF	LCS	CBF
۱	۲/۹۸	۳/۱۶	۳/۴۰
۲	۲/۶۱	۳/۳۱	۳/۳۶
۳	۲/۶۳	۳/۵۲	۳/۳۰
۴	۲/۶۹	۳/۳۱	۲/۹۷
۵	۲/۷۴	۳/۴۹	۳/۳۴
۶	۲/۷۸	۳/۳۲	۳/۳۵
۷	۲/۷۴	۲/۸۱	۳/۱۱
۸	۲/۸۱	۲/۷۷	۲/۸۶
۹	۲/۹۳	۲/۷۱	۲/۹۳
میانگین	۲/۷۷	۳/۱۵	۳/۱۸

^۱ Miranda

با توجه به این که ضریب رفتار سازه‌ها، برابر حاصل ضرب مستقیم ضریب کاهش شکل پذیری در ضریب اضافه مقاومت است و این که مقادیر ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت سیستم مهاربندی شده همگرای ویژه و سیستم قاب خمشی ویژه در کد ASCE7-22 مشخص است؛ در نتیجه مقدار حداقل ضریب کاهش شکل پذیری برای سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قاب خمشی به ترتیب برابر با ۳ و ۲/۶۷ است. برای محاسبه این مقادیر کافی است مقدار آیین‌نامه‌ای ضریب رفتار سیستم‌ها را به مقدار آیین‌نامه‌ای ضریب اضافه مقاومت آن‌ها تقسیم کرد. با این رویکرد بر اساس فرمول (۴) می‌توان یک مقدار از حداقل ضریب کاهش شکل پذیری لازم برای سیستم‌های سازه‌ای تعیین نمود که به نوعی بیان می‌کند کاهش شکل پذیری مدل‌ها به مقداری کمتر از آن، نشان‌دهنده عدم ظرفیت لرزه‌ای کافی مدل‌ها به نسبت سطح خطر طراحی است. همچنین این مقدار با فرض ضریب رفتار ۸ و ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ برای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده ویژه برابر با حداقل ضریب کاهش شکل پذیری ۳ است. نتایج حاصل از مقدار میانگین ضریب کاهش شکل پذیری مدل‌ها نشان می‌دهند که به صورت میانگین هر سه سیستم از حداقل ضریب کاهش شکل پذیری لازم برخوردار هستند؛ اما در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مشاهده می‌شود که مدل‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه به صورت متوالی از ضریب کاهش شکل پذیری کافی برخوردار نیستند. طی بررسی‌های صورت گرفته مشخص شد، در مدل‌های بلندتر از ۲۰ متر، این سیستم با افت شدید شکل پذیری روبه‌رو است و این مورد با افزایش ارتفاع سازه همواره تشدید می‌شود.

۴-۵- ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) بیانگر مقدار افزایش برش پایه سازه تحت اثر بارهای لرزه‌ای در رفتار غیرخطی سیستم است. این ضریب نتیجه تشکیل تدریجی و غیرهم‌زمان مفاصل پلاستیک در اعضای باربرجانبی است که عوامل زیادی در مقدار آن تأثیرگذار هستند. این ضریب از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

در این رابطه V_y مقدار برش پایه در حالت تسلیم سازه و V_s برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است.

^۲ Bertero

مقادیر ضریب اضافه مقاومت محاسباتی مدل‌ها در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴- مقادیر ضریب اضافه مقاومت محاسباتی مدل‌ها

قالب	ضریب اضافه مقاومت محاسباتی (Ω_0 Model)		
طبقه	CBF	LCS	MRF
۱	۱/۲۱	۱/۴۰	۱/۴۸
۲	۱/۲۵	۱/۴۳	۱/۳۴
۳	۱/۲۹	۱/۴۴	۱/۵۹
۴	۱/۲۸	۱/۴۲	۱/۵۳
۵	۱/۲۰	۱/۴۵	۱/۵۹
۶	۱/۲۶	۱/۴۰	۱/۴۹
۷	۱/۲۲	۱/۴۰	۱/۴۸
۸	۱/۱۹	۱/۴۱	۱/۵۴
۹	۱/۱۶	۱/۴۹	۱/۴۱
میانگین	۱/۲۳	۱/۴۳	۱/۵۰

در این تحقیق ضرایب اعمالی برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی بر اساس ضریب اضافه مقاومت محاسباتی یکسان هستند و این مقدار برای هر سه سیستم سازه‌ای یکی است؛ زیرا تأثیر عوامل ناشی از ضریب اضافه مقاومت سیستم که شامل خصوصیات سیستم سازه‌ای است در تحلیل مدل کامپیوتری اعمال شده و تأثیر عوامل 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 میان‌قالب‌ها، ضرایب اصلاح مربوط به رفتار حقیقی مصالح و سایر موارد مؤثر جزئی برای مدل‌های مورد مطالعه یکسان هستند. در نتیجه با توجه به این که ضرایب اضافه مقاومت سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده به صورت مستقیم با سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قالب خمشی مقایسه شده و مقادیر ضریب اضافه مقاومت این سیستم‌ها در ASCE7-22 مشخص است؛ بنابراین با افزایش یکنواخت و نسبی ضریب اضافه مقاومت مدل‌ها به مقدار تعیین شده توسط آیین‌نامه‌ها می‌توان ضریب اضافه مقاومت سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده را با دقت خوبی تخمین زد. بر این اساس جدول (۵) مقادیر ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها را نشان می‌دهد و با توجه به این مقادیر ضریب اضافه مقاومت برای سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده برابر ۲/۷ است.

جدول ۵- مقادیر ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها

قالب	ضریب اضافه مقاومت حقیقی (Ω_0)		
طبقه	CBF	LCS	MRF
۱	۲/۰۴	۲/۷۱	۳/۰۳
۲	۲/۱۱	۲/۷۲	۲/۷۵
۳	۲/۱۸	۲/۷۸	۳/۲۵
۴	۲/۱۶	۲/۷۱	۳/۱۳
۵	۲/۰۲	۲/۸۱	۳/۲۵
۶	۲/۱۲	۲/۷۰	۳/۰۵
۷	۲/۰۶	۲/۷۰	۳/۰۳
۸	۲/۰۱	۲/۷۲	۳/۱۵
۹	۱/۹۶	۲/۸۷	۲/۸۹
میانگین	۲/۰۷	۲/۷۵	۳/۰۵

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 اعمال ضرایب اطمینان در طراحی سازه‌ها، ضریب اضافه مقاومت مصالح در حالت حقیقی بیش‌تر از مقدار محاسباتی است. همچنین عوامل مؤثر بسیاری از جمله تأثیر اعضای غیرسازه‌ای و میان‌قالب‌ها، اثر بازتوزیع نیروهای داخلی و محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، در ضریب اضافه مقاومت تأثیرگذار هستند. 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 کم‌تر از مقدار حقیقی خود خواهد شد که در صورت داشتن اطلاعات کافی و قابل اعتماد ضریب اضافه مقاومت حقیقی با استفاده از اعمال ضرایبی قابل محاسبه است. بر این اساس پژوهشگران ضرایب مختلفی را برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی در نظر می‌گیرند از جمله ضریب نسبت جاری شدن استاتیکی حقیقی به مقاومت جاری شده استاتیکی اسمی که برای سازه‌های فولادی برابر با ۱/۰۵ در نظر گرفته می‌شود [۳۱] و ضریب تنش جاری شدن در اثر نرخ کرنش در زلزله که برابر با ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود [۳۱] و سایر ضرایب ناشی از اصلاح مدل کامپیوتری به مدل حقیقی که مورد استفاده قرار می‌گیرند.



5-5- ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان

مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقات تحت اثر بارهای لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان (C_d) تخمین زده می‌شود. این ضریب بیانگر نسبت تغییرمکان جانبی غیرخطی به خطی است که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

$$C_d = \frac{\Delta_m}{\Delta_s} \quad (3)$$

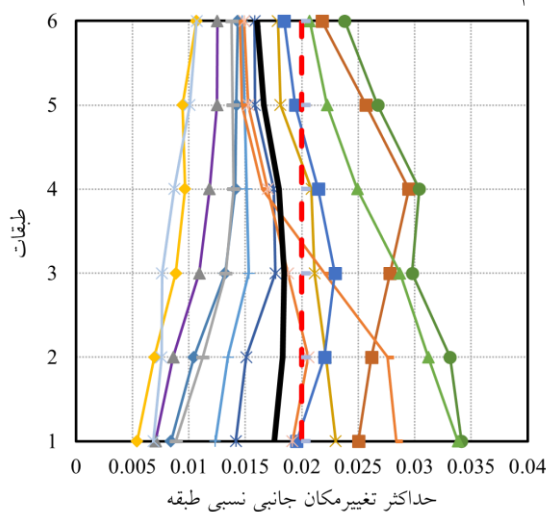
در این رابطه Δ_m حداکثر تغییرمکان جانبی سازه و Δ_s تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. بر این اساس مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌های مورد مطالعه در جدول (۶) ارائه شده است.

جدول ۶- مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌ها

قالب	ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌ها (C_d Model)	طبقه	MRF	LCS	CBF
۱	۴/۵۵	۴/۳۲	۴/۵۴	۴/۵۵	۴/۳۲
۲	۴/۶۱	۴/۴۱	۴/۹۵	۴/۶۱	۴/۴۱
۳	۴/۳۵	۴/۴۶	۵/۳۱	۴/۳۵	۴/۴۶
۴	۴/۲۴	۳/۹۳	۴/۸۵	۴/۲۴	۳/۹۳
۵	۴/۴۷	۴/۱۵	۵/۱۸	۴/۴۷	۴/۱۵
۶	۴/۲۳	۴/۳۵	۴/۷۸	۴/۲۳	۴/۳۵
۷	۴/۱۴	۳/۹۲	۴/۰۲	۴/۱۴	۳/۹۲
۸	۴/۴۲	۳/۵۱	۴/۰۱	۴/۴۲	۳/۵۱
۹	۴/۲۱	۳/۴۸	۴/۱۱	۴/۲۱	۳/۴۸
میانگین	۴/۳۶	۴/۰۶	۴/۶۴	۴/۳۶	۴/۰۶

با توجه به این که ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان در آیین‌نامه‌ها با هدف کنترل و تنظیم مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ارائه می‌شود؛ بنابراین در سنجش این ضریب برای سیستم‌های سازه‌ای صرفاً مقدار کم‌تر ضریب بزرگ‌نمایی مدل‌ها از مقدار مجاز تعیین شده به‌تنهایی کافی نیست و لازم است بعد از استفاده از این ضریب مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات تحت اثر زلزله طرح کم‌تر از ۲٪ باشد؛ زیرا در کنترل تغییرمکان ساختمان‌ها، مقدار تغییرمکان هر طبقه به‌صورت منفرد مدنظر است و کنترل تغییرمکان جانبی ساختمان (تغییرمکان بام) از کارایی لازم در این خصوص برخوردار نیست. در نتیجه برای تعیین ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان علاوه بر کنترل مقدار ضریب بزرگ‌نمایی مدل‌ها با استفاده از رابطه (۳)، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نیز باید کنترل شود.

همان‌طور که پیش‌ازاین گفته شد، در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده به دلیل استفاده از دهانه‌های باربرجانبی با طول کم، بعد از تحلیل و طراحی اعضای قاب بر اساس نیروهای وارده، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره از مقدار مجاز تعیین‌شده توسط آیین‌نامه بیش‌تر است؛ بنابراین طراحی اعضای باربرجانبی در این قاب باید بر اساس حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات صورت گیرد، زیرا در طراحی این اعضا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره بحرانی‌تر از مقدار نیروهای وارده خواهد بود. بر این اساس مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل‌های سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده با ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان ۵/۵ کاهش داده شده، سپس این مدل‌ها تحت اثر ۱۴ رکورد زلزله که به‌صورت میانگین به زلزله طرح مقیاس شده، قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها تحت اثر رکوردها نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات (همانند آنچه در شکل (۸) نمایش داده‌شده) همواره کم‌تر و نزدیک به ۲٪ است. در نتیجه تخمین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان ۵/۵ به خوبی انجام شده است.



شکل ۸- حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل ۶ طبقه

5-6- ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه (R_u) 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. این ضریب از رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$R_u = R_\mu * \Omega_0 \quad (4)$$



در این رابطه R_u ضریب کاهش شکل پذیری و Ω_0 ضریب اضافه مقاومت حقیقی است. بر این اساس مقدار ضریب رفتار مدل‌ها محاسبه و در جدول (۷) ارائه داده شده است.

جدول ۷- مقادیر ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه

قالب	ضریب رفتار (R_u)		
	MRF	LCS	CBF
طبقه ۱	۹/۰۳	۸/۵۶	۶/۹۴
۲	۷/۱۸	۸/۹۸	۷/۰۹
۳	۸/۵۵	۹/۷۶	۷/۱۹
۴	۸/۴۲	۸/۹۵	۶/۴۲
۵	۸/۹۱	۹/۷۸	۶/۷۵
۶	۸/۴۸	۸/۹۴	۷/۱۱
۷	۸/۳۱	۷/۵۹	۶/۴۱
۸	۸/۸۵	۷/۵۳	۵/۷۵
۹	۸/۴۷	۷/۷۸	۵/۷۵
میانگین	۸/۴۶	۸/۶۵	۶/۶۱

نتایج حاصل از محاسبه ضریب رفتار مدل‌ها نشان می‌دهد که ضریب رفتار ۸ برای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مناسب است. هرچند افت مقدار شکل‌پذیری این سیستم در مدل‌های بلندتر از ۲۰ متر باعث شده که مدل‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه با اختلافی اندک از مقدار ضریب رفتار لازم برخوردار نباشند؛ اما تحقیقات نشان می‌دهند که ضریب رفتار ۸ برای این سیستم مناسب است و در این خصوص باید محدودیت بیش‌تری در ارتفاع ساختمان برای سیستم در نظر گرفته شود.

۶- مقایسه وزن مصالح مصرفی در اسکلت سازه

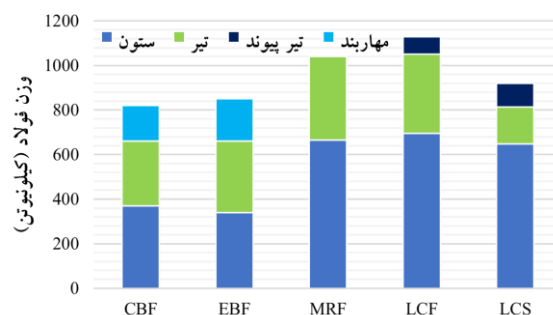
مقدار وزن فولاد مصرفی در سازه‌های طراحی شده از سیستم‌های سازه‌ای مختلف به سبب اقتصادی بسیار حائز اهمیت است. از این‌رو، وزن اسکلت مدل‌های ۶ طبقه از پنج سیستم سازه‌ای فولادی ویژه متفاوت برای مقایسه مستقیم در شکل (۹) نمایش داده شده است. این مقایسه بر مبنای مدل‌هایی متمایز از مدل‌های این تحقیق و صرفاً برای مقایسه وزنی، در شرایطی کاملاً یکسان انجام شده است. بر این اساس در شرایط هندسی و بارگذاری یکسان به ترتیب مدل‌های سیستم قاب با ستون پیوندشده، سیستم قاب خمشی، سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده، سیستم قاب مهاربندی شده و اگر و سیستم قاب مهاربندی شده همگرا وزن فولاد بیش‌تری در اسکلت سازه خود داشته‌اند. همچنین در این تصویر به منظور مقایسه بهتر مدل‌ها، وزن اعضای

سازه‌ای در هر یک از سیستم‌ها به تفکیک ستون‌ها، تیرها، تیرهای پیوند و مهاربندها آورده شده است. این مقایسه نشان می‌دهد که سیستم قاب با ستون پیوندشده معمولاً وزن اسکلت بیش‌تری نسبت به سایر سیستم‌ها خواهد داشت. در این سیستم وزن ستون‌ها نسبت به سایر سیستم‌ها بیش‌تر است زیرا تمام ستون‌ها مجاور اعضای باربرجانبی تحت نیروی خمشی بزرگی قرار می‌گیرند که این ستون‌ها در زمان رفتار پلاستیک تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی باید الاستیک باقی بمانند. علاوه بر این به کارگیری دو ستون نزدیک به هم برای ایجاد سیستم باربرجانبی ستون پیوند نیز این وزن را افزایش خواهد داد. همچنین در این سیستم وزن تیرها نیز نسبت به سایر سیستم‌ها سنگین‌تر خواهد بود زیرا مفصلی کردن یک سر تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی باعث می‌شود تا ظرفیت این اعضا به نصف کاهش یابد و برای ایجاد ظرفیت لازم نیاز به مقاطع بزرگ‌تری باشد؛ اما در مقابل تیرهای پیوند کوتاه ظرفیت بالایی ایجاد می‌کنند که این بحران را تا حدی کاهش می‌دهد. در نتیجه به کارگیری دو ستون نزدیک به هم و مفصلی کردن یک سر تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی، دلایلی هستند که وزن سیستم قاب با ستون پیوندشده را افزایش می‌دهند. علاوه بر این، تحقیقات جدید نشان داده‌اند که پیاده‌سازی اهداف عملکردی خاص این سیستم و الاستیک نگاه داشتن بخش ثانویه قاب خمشی تا شدت لرزه‌ای لرزه‌ی طرح نیز در افزایش وزن اسکلت این سیستم بسیار مؤثر است [۱۲].

بعد از سیستم قاب با ستون پیوندشده سیستم قاب خمشی بیش‌ترین وزن را داشته که به سبب نیاز به مقاطعی سنگین برای تیرها و ستون‌ها است. در این میان مدل ۶ طبقه سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده وزن کم‌تری نسبت به این دو سیستم دارد. در این سیستم وزن ستون‌ها کم‌تر است زیرا تعداد کمی از ستون‌ها عضوی از سیستم باربر جانبی هستند، باین‌حال به کارگیری دو ستون نزدیک به هم نیز اندکی وزن قاب را افزایش می‌دهد. وزن تیرهای پیوند در این سیستم بیش‌تر از سیستم قاب با ستون پیوندشده خواهد بود چون این اعضا تنها عضو شکل‌پذیر در این قاب هستند؛ اما وزن تیرها در این سیستم از سایر سیستم‌ها کم‌تر است زیرا به کارگیری دو ستون نزدیک به هم باعث شده طول تیرها کاهش یابد، همچنین تیرهای بلندتر در این سیستم تنها تحت بارهای ثقلی قرار دارند. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که به کارگیری سیستم ستون پیوندشده به صورت منفرد می‌تواند وزن سیستم را بهینه‌تر نماید. در این میان، مدل‌های سیستم قاب مهاربندی شده همگرا و اگر و نیز وزن نسبتاً کم‌تری داشته‌اند. شایان ذکر است، اگرچه وزن فولاد مصرفی در اسکلت سیستم قاب



با ستون پیوندشده ممکن است بیش تر از سایر سیستم ها باشد اما مزیت هایی که این سیستم ایجاد می کند می تواند اندک وزن بیش تر مصالح در اسکلت آن را توجیه نماید.



شکل ۹- نمودار مقایسه وزن اسکلت مدل های ۶ طبقه

۷- نتیجه گیری

بعد از ارزیابی و مقایسه ظرفیت غیرارتجاعی سیستم قاب ساختمانی با ستون های پیوندشده مشخص شد این سیستم از ظرفیت غیرارتجاعی مناسبی برخوردار است و مقادیر اولیه پارامترهای لرزه ای آن برابر با ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان ۵/۵ است. هرچند طراحی این سیستم سازه ای در ساختمان های بلندتر از ۲۰ متر با مشکلات خاصی روبه رو است؛ اما عملکرد لرزه ای آن در ساختمان های تا ارتفاع ۲۰ متر بسیار مناسب بوده و علاوه بر مزایای ویژه خود، این قابلیت را دارد که با استفاده از تحلیل های خطی و به صورت بهینه طراحی شود و از کارایی لازم برخوردار باشد. در نتیجه در یک ارزیابی اولیه مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه ای سیستم قاب ساختمانی با ستون های پیوندشده به شرح فوق معرفی می شوند.

- 47, 2148-2161.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.12.040>
- [16] Jouneghani HG, Haghollahi A. (2020), "Assessing the seismic behavior of steel moment frames equipped by elliptical brace through incremental dynamic analysis (IDA)", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 19:435-49. <https://doi.org/10.1007/s11803-020-0572-z>
- [17] Jaberi V, Asghari A. (2023), Corrigendum to "Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system", *Journal of Constructional Steel Research*, 108329. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108329>
- [18] Montuori R, Nastri E, Piluso V, Pisapia A. (2023), "Design procedure for failure mode control of linked column frames", *Engineering Structures*, 296:116937. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116937>
- [19] Jouneghani HG, Haghollahi A, Kalaleh MT, Beheshti-Aval SB. (2021), "Nonlinear seismic behavior of elliptic-braced moment resisting frame using equivalent braced frame", *Steel and Composite Structures*, 40(1):45-64. <https://doi.org/10.12989/scs.2021.40.1.045>
- [20] Mohebbkhah A, Tazarv J. (2021), "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 179:106506. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106506>
- [21] Asghari A, Jaberi V. (2020), "Evaluation of linked column with simple frame idea as a new structural steel frame system", *Journal of Structure & Steel*, Vol. 14, 27. 41-50. <http://dorl.net/dor/20.1001.1.1735515.1399.1399.27.6.1>
- [22] Asghari A, Jaberi V. (2018), "The evaluation of linked column with simple frame system idea as a new structural steel frame", 9th International Conference on Steel & Structure, December 11. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.23582.72007>
- [23] Jaberi V, Asghari A. (2022), "Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system", *Journal of Constructional Steel Research*, 196:107428. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107428>
- [24] Jaberi V, Asghari A. (2020), "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system", *Modares Civil Engineering journal*, 23,19,6.41-58. <https://mcej.modares.ac.ir/article-16-31002-en.html>
- [25] Shoeibi S, Kafi MA, Gholhaki M. (2018), "Performance-based seismic design and parametric assessment of linked column frame system", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 5;62(3):555-69. <https://doi.org/10.3311/PPci.10920>
- [26] Asghari A, Jaberi V, Jaberi M. (2019), "Comparison of seismic response of special moment resisting frame system with special concentrically braced frame system", 10th National Conference On Steel & Structure, December 11. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.11838.66887>
- [27] Kappos AJ. (1999), "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies", *Engineering Structures*, 21(9):823-35. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00050-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00050-9)
- [28] Miranda E, Bertero VV. (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. Earthquake spectra", 1;10(2):357-79. <https://doi.org/10.1193/1.1585778>
- [29] Miranda E. (1993), "Site-dependent strength-reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, 119(12):3503-19. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:12\(3503\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3503))
- [1] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. (2013), "Seismic response evaluation of the linked column frame system", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(6):795-814. <https://doi.org/10.1002/eqe.2245>
- [2] Manzanarez R, Nader M, Abbas S, Baker G. (2000), "Design of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge", In *Advanced Technology in Structural Engineering*, pp. 1-12. [https://doi.org/10.1061/40492\(2000\)67](https://doi.org/10.1061/40492(2000)67)
- [3] Dusicka P, Iwai R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", *Structural engineering research frontiers* pp. 1-13. [https://doi.org/10.1061/40944\(249\)63](https://doi.org/10.1061/40944(249)63)
- [4] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P, Lopes A. (2016), "Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design", *Journal of Earthquake Engineering*, 20(4):535-58. <https://doi.org/10.1080/13632469.2015.1104750>
- [5] Dusicka P, Lewis G. (2010), "Investigation of replaceable sacrificial steel links". In *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1659.
- [6] Stephens MT, Dusicka P, Lewis G. (2018), "End web stiffeners for connecting ductile replaceable links", *Journal of Constructional Steel Research*, 150:405-14. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.037>
- [7] Stephens M, Dusicka P. (2014), "Continuously stiffened composite web shear links: tests and numerical model validation", *Journal of Structural Engineering*, 140(7):04014040. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000996](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000996)
- [8] Shoeibi S, Kafi MA, Gholhaki M. (2017), "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system", *Engineering Structures*, 132:745-60. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.002>
- [9] Shoeibi S, Gholhaki M, Kafi MA. (2019), "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121:87-101. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003>
- [10] Tazarv J, Mohebbkhah A. (2021), "Direct displacement-based design of the linked column steel frame System, Part 1: Modeling and yield drift evaluation", *Structures*, 31, pp. 341-356. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.076>
- [11] Tazarv J, Mohebbkhah A. (2021), "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification", *Structures*, 31, pp. 29-48. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075>
- [12] Jaberi V. (2023), "Collapse-based design method for simple seismic design of complex structural systems such as linked column frame system", *Structures*, 55, pp. 482-497. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.059>
- [13] Jaberi V, Asghari A. (2020), "Seismic rehabilitation of existing buildings by linked column system", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 36(3.1):55-65. <https://dx.doi.org/10.24200/j30.2019.52748.2504>
- [14] Gholhaki M, Eshrafi B, Azandariani MG, Rezaifar O. (2021), "Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects", *Structures*, 33, pp. 2264-2272. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.005>
- [15] Maroofi E, Mansoori MR, Moghadam AS, Aziminejad A. (2023), "Introducing a new seismic resisting system with dual linked column frame and rocking motion", *Structures*,



- [30] Jouneghani HG, Haghollahi A. (2020), "Experimental and analytical study in determining the seismic performance of the ELBRF-E and ELBRF-B braced frames", *Steel and Composite Structures*, 1;37(5):571-87. <https://doi.org/10.12989/scs.2020.37.5.571>
- [31] Mirzaeefard H, Mirtaheeri M, Samani HR. (2017), "Response modification factor of steel structures equipped with cylindrical frictional dampers", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 23;49(3):453-62. <https://doi.org/10.22060/ceej.2016.689>

