

ارزیابی رفتار لرزه ای سیستم مقاوم ترکیبی مهاربند همگرا و تیر به ستون پیوندشده

مجید قلعهکی*، مسعود یاری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

* پست الکترونیکی نویسنده مسئول مقاله: mgholhaki@semnan.ac.ir

چکیده:

با توجه به این که بخش اعظمی از ساخت و ساز کشور مربوط به سازه های فولادی می باشد و متأسفانه در زلزله های اخیر خسارات زیادی به این سازه ها وارد شده است، همچنین رویکرد بلند مرتبه سازی از اهمیت خاصی برخوردار شده است، تصمیم بر آن شد تا در این پژوهش نگاه سیستمهای مقاوم در برابر بار جانبی در سازه های فولادی با جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار گیرد. سیستم قاب با ستون پیوند شده LCF یکی از جدیدترین سیستمهای باربر لرزه ای است که توسط دوسیکا و همکاران به منظور مستهلک نمودن انرژی زلزله و بازگشت سریع سازه به خدمت رسانی ارائه شده است. این سیستم به عنوان یک سیستم باربر لرزه ای مقاوم، با رفتار تیر پیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف خطر زلزله سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضا سازه میشود. که بدون شک لازمه رسیدن به کلیه رفتارهای لرزه ای مطلوب این سیستم، استفاده از روشهای طراحی با دقت مناسب خواهد بود. در این پژوهش به جهت بررسی رفتار سازه ای سیستم LCF با مهاربند همگرا تحت زلزله های حوزه دور و نزدیک گسل پس از صحت سنجی مدل های ارائه شده توسط محققین طراحی مجدد مقاطع بر اساس روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد انجام شده و رفتار سازه در حوزه های نزدیک و دور گسل مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور سازه های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده و سازه های مربوطه در نرم افزارهای ETABS و ABAQUS طراحی و مدل سازی شده و رفتار آنها تحت نگاشتهای اصلاح شده ۷ زلزله نزدیک و ۷ زلزله دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داد که در سازه ۳ طبقه تحت زلزله های حوزه نزدیک بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۹۷،۳۸ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۶ طبقه تحت زلزله های حوزه دور بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۹۴،۵۸ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله های حوزه نزدیک بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۸۱،۶۳ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله های حوزه نزدیک بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله لوما پریتا می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۹۴،۷۶ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله های حوزه دور بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله نورتریج می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۸۳ درصد کاهش یافته است.

واژگان کلیدی:

زلزله حوزه دور و نزدیک گسل، طراحی مبتنی بر عملکرد، فیوز سازه ای، سیستم LCF، مهاربند همگرا.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

ایران بارها زلزله‌های بزرگی را در شهرهای مختلف تجربه کرده که خسارات مالی و جانی سنگینی به جا گذاشته است. این خسارات، سازه‌های زیادی را نیازمند ترمیم کرده است. ریشه اصلی این آسیب‌های اقتصادی و اجتماعی، بیش از هر چیز به طراحی و اجرای نادرست ساختمان‌ها برمی‌گردد. به همین دلیل، یکی از مهم‌ترین گام‌ها در طراحی سازه، مقاوم‌سازی آن در برابر زلزله است که نیازمند مطالعات دقیق لرزه‌خیزی و داده‌های تاریخی زلزله در منطقه مورد نظر می‌باشد. برای کاهش خطرات زلزله، مهندسان همواره به بررسی ویژگی‌های زلزله و رفتار سازه‌ها در برابر آن پرداخته‌اند. تأمین ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها باید در اولویت قرار گیرد. دو سیستم رایج در سازه‌های فولادی، قاب خمشی و قاب مهاربندی شده هم‌محور هستند. سختی و شکل‌پذیری دو عامل کلیدی در پاسخ لرزه‌ای سازه‌اند، اما هیچ‌کدام از این دو سیستم هر دو ویژگی را همزمان ندارند. قاب‌های مهاربندی هم‌گرا سختی خوبی دارند ولی شکل‌پذیری ضعیفی دارند، در حالی که قاب‌های خمشی شکل‌پذیرند اما سختی کمی دارند [۱].

این مهاربندها معمولاً برای پایداری در برابر نیروهای جانبی به کار می‌روند. فلسفه طراحی لرزه‌ای ایجاب می‌کند که این سیستم‌ها در زلزله‌های شدید، پاسخ غیرارتجاعی پایدار و مداومی داشته باشند. در این قاب‌ها، مهاربندها با ورق به تیر و ستون متصل می‌شوند و تغییرشکل غیرالاستیک به صورت کشش و کمناش غیرالاستیک رخ می‌دهد. آزمایش‌های جدید نشان می‌دهد که با طراحی مناسب ورق اتصال و اجازه دادن به تسلیم آن، عملکرد لرزه‌ای این مهاربندها بهبود می‌یابد [۲].

سیستم‌های دوگانه مانند قاب ستون پیوند شده (LCF) دو وظیفه اصلی دارند: مقاومت در برابر بارهای جانبی و کنترل تغییرشکل سایر اعضا با استفاده از فیوز سازه‌ای تا آن‌ها در فاز الاستیک باقی بمانند. دستیابی به این دو عملکرد برای طراحی لرزه‌ای ضروری است. روش‌های طراحی مبتنی بر جابجایی، هرچند پیچیده‌ترند، بهترین گزینه برای این منظور هستند. در مقابل، روش‌های مبتنی بر نیرو ساده‌ترند اما تضمین عملکرد مطلوب را ندارند. استفاده از سیستم تیر به ستون پیوند شده، تغییرمکان‌ها و شتاب‌های زیاد سازه و نیاز به شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد. سازه‌های مجهز به این سیستم می‌توانند تحت سطح خطر مورد نظر، عملکرد ایمنی جانی یا قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته باشند که نشان‌دهنده کاربرد بالای این میراگر است [۳].

ایده اصلی سیستم LCF از کارهای نادر و همکاران در طراحی پل‌های دهانه بلند شکل گرفت. سپس دوپیکا و ایوای در سال ۲۰۰۷ سیستم قاب با ستون پیوند شده را معرفی کردند LCF. یک سیستم قاب فولادی بدون مهاربند است که برای خدمت‌رسانی سریع پس از زلزله طراحی شده است. آن‌ها این سیستم را روی قاب‌های سه طبقه از پروژه تحقیقاتی SAC (FEMA-353) پیاده‌سازی کردند. این سیستم نیازمند تیرهای پیوند قابل تعویض و اتصالات خاصی است تا تغییرشکل‌های غیرالاستیک و شکل‌پذیری را تأمین کرده و مقاومت خوبی در برابر نیروهای تسلیم برشی و خمشی داشته باشد. دوپیکا و لوئیس با مطالعات عددی و آزمایشگاهی، امکان استفاده از تیر پیوند با اتصال ورق انتهایی و پیچ را بررسی کرده و برای افزایش کارایی، استفاده از ورق سخت‌کننده موازی جان در نزدیکی اتصالات انتهایی را پیشنهاد دادند [۴].

شاه و مرادی (۲۰۲۰) حساسیت چرخه‌ای فیوزهای صفحه فولادی استهلاک‌کننده انرژی را بررسی کرده و اثر طول فیوز، مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته را ارزیابی کردند. 14 استقامتی و فرزامپور (۲۰۲۰) عملکرد لرزه‌ای ساختمان فولادی مجهز به فیوزهای پروانه‌ای را بررسی کردند؛ سیستمی دوگانه با اعضای قابل تعویض (تیرهای پیوندی) برای کاهش آسیب به کل سازه [۵].

عزالدين و همکاران (۲۰۲۰) برای اولین بار از سیستم LCF برای مقاوم سازی لرزه‌ای قاب RC استفاده کردند. تعیین نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه، کارایی این سیستم را افزایش می‌دهد. در این روش، مفصل‌های پلاستیکی ابتدا در تیر پیوند شکل می‌گیرند و ساختار اصلی قاب RC در مرحله الاستیک باقی می‌ماند [۶].

لوپس و همکاران (۲۰۱۵) رفتار لرزه‌ای LCF را با آزمون‌های ترکیبی ارزیابی کرده و با کاهش ضریب مقاومت مازاد، یک سیستم بهینه به دست آوردند [۸].

ملکوتیان و همکاران (۲۰۱۶) مطالعات گسترده‌ای برای محاسبه ضرایب عملکرد لرزه‌ای (R)، Ω و Cd بر اساس دستورالعمل FEMA-P695 انجام دادند [۹].

ملکوتیان و همکاران (۲۰۱۳) تحقیقات عددی روی قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از پروژه SAC انجام دادند و روشی برای طراحی سیستم LCF ارائه کردند که سه عملکرد مجزا داشت: الاستیک خطی، خدمت‌رسانی بی‌وقفه (که در آن فقط تیر پیوند تسلیم می‌شود) و آستانه فروریزش. نتایج نشان داد این سیستم توانایی خوبی در محدود کردن خرابی دارد [۱۰].

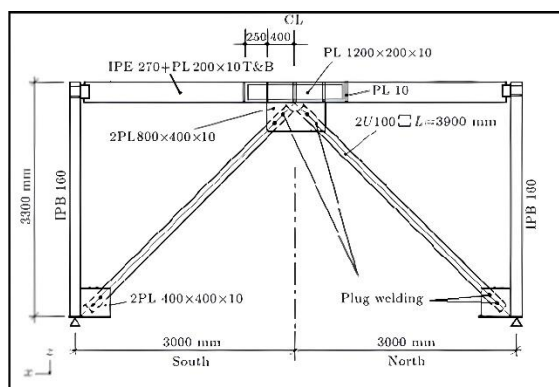
مرادی و برتون (۲۰۱۸) نشان دادند که سخت‌شدگی کرنش و مدول الاستیک کلاف‌های پس‌کشیده تأثیر قابل توجهی بر واکنش لرزه‌ای ندارد، اما نیروی پس‌کشیدگی اولیه در به حداقل رساندن پارامترهای پاسخ مؤثر است [۱۲].

شعایی و همکاران (۲۰۱۹) الگوریتمی برای طراحی LCF بر اساس اثر متقابل قاب خمشی و ستون پیوندی ارائه دادند [۱۵]. با وجود تحقیقات گسترده در زمینه کاهش خرابی ناشی از زلزله در ساختمان‌های بلند، پژوهش‌های اخیر به سمت افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی حرکت کرده است. هندسه و چینش‌های متنوعی برای سیستم‌های تیر به ستون پیوند شده پیشنهاد شده، اما تاکنون ترکیب سیستم مهاربند هم‌گرا با سیستم تیر به ستون پیوند شده به صورت منسجم بررسی نشده است. در این پژوهش سعی شده است از یک سیستم مقاوم دوگانه استفاده شود. جبهه اول تیر به ستون پیوندشده و جبهه دوم مهاربند هم‌گرا است. یکی از مزایای سیستم LCF این است که در حین زلزله لینک‌ها دچار تسلیم شده و بعد از رخداد زلزله میتولن لینک جدید را گذاشت. سیستم مهاربند هم‌گرا یک سیستم بشدت سخت هست در زلزله‌ها و اگر دچار کماتش شود بازگشت پذیری در آن دیده نمیشود. لذا در این پژوهش سعی شده است هم از LCF استفاده شود و هم سیستم مهاربندی هم‌گرا. فرض می‌شود در زلزله‌های متناوب اگر زلزله با شدت پایین باشد، سیستم LCF بکار می‌آید و در زلزله شدیدتر، بعد از تسلیم LCF سیستم مهاربند هم‌گرا بعنوان جبهه دوم مقاوت خودش را به معرض ظهور می‌گذارد.

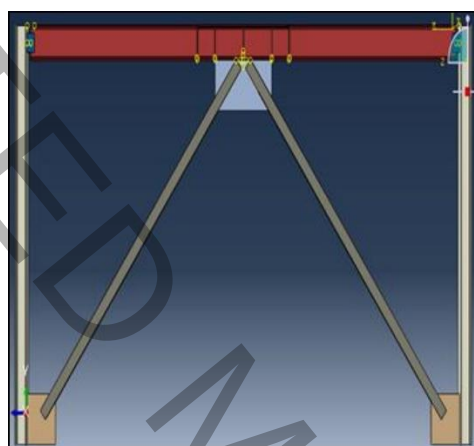
۲- صحت‌سنجی

۲-۱- صحت‌سنجی برای قاب مهاربندی شده هم‌گرا

در بخش اول صحت‌سنجی به بررسی مهاربند شورون هم‌گرا پرداخته می‌شود. در ادامه غیر از صحت‌سنجی اصلی این پژوهش به بررسی و صحت‌سنجی بادبندهای شورون هم‌گرا پرداخته شد که برای صحت‌سنجی نتایج این پژوهش از مقاله (مطالعه آزمایشگاهی قاب‌های فولادی با مهاربند های هم‌گرا) که توسط زمانی و همکاران انجام گردیده، استفاده شده است [۱۳]. در شکل (۱) و شکل (۲) بادبند شورون معرفی شده در مقاله و مدل شبیه‌سازی شده در نرم افزار آباکوس نشان داده شده است. در جدول (۱) مصالح معرفی شده در مقاله می‌باشد.



شکل ۱: بادبند شورون معرفی شده در مقاله [۱۳]

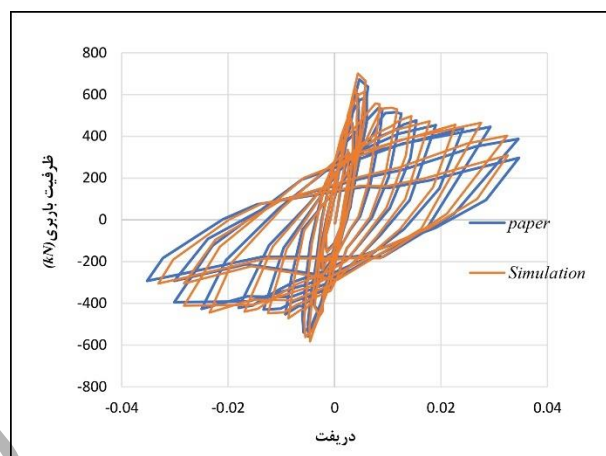


شکل ۲: مدل شبیه‌سازی شده در نرم افزار آباکوس

جدول ۱: مصالح معرفی شده در مقاله [۱۳]

	(MPa) F_y	F_u (MPa)	Strain at rupture (%)
Web of U100	۳۱۸	۴۲۵	۲۰
Flange of U100	۲۷۴	۴۰۴	۲۲
Steel plate Pl10	۲۸۳	۴۱۳	۲۵
Web of IPB 160	۲۸۰	۴۳۱	۲۷
Flange of IPB 160	۲۹۱	۴۴۰	۲۴
Web of IPE270	۲۸۶	۴۴۶	۲۵
Flange of IPE270	۳۰۶	۴۴۱	۲۶

بنابراین با توجه به اطلاعات و ویژگی‌های ارائه شده در مقاله مرجع، مدل‌سازی مسئله برای کار حاضر در نرم افزار آباکوس انجام شده است. شکل (۳) نشان دهنده منحنی نیرو - تغییرمکان (نمودار هیستریزیس) بدست آمده از مدل‌سازی المان محدود کار حاضر و نتایج مقاله مرجع می‌باشد.

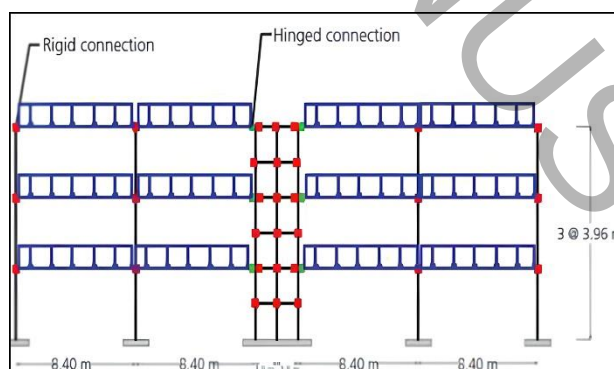


شکل ۳: صحت‌سنجی المان بادبند در نرم افزار آباکوس

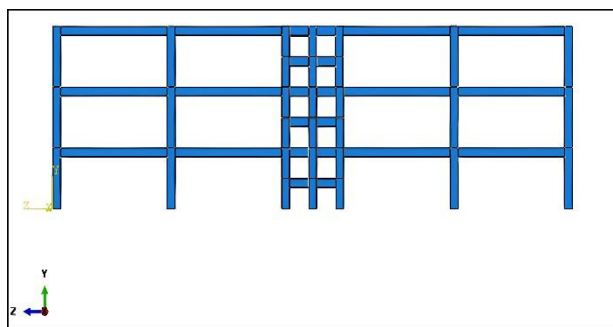
در شکل ۳، نمودار رنگ آبی مربوط به نتایج مقاله مرجع و نمودار رنگ قرمز مربوط به مدل‌سازی پژوهش حاضر می‌باشد. با توجه به شبیه‌سازی انجام شده و مقایسه نتایج، که شامل میزان نیروی ایجاد شده در اثر بارگذاری چرخه‌ای، بادبند نتایج نمودار هیستریزیس بادبند شورون شبیه‌سازی شده در نرم افزار آباکوس و بادبند شورون آزمایشگاهی مقاله به لحاظ رفتاری و پایداری نمودار هیستریزیس از تطابق خوبی برخوردار هستند.

۲-۲- صحت‌سنجی برای اتصال قاب به ستون پیوند (LCF)

در بخش دوم اعتبارسنجی برای مدل‌سازی قاب از مقاله معروفی و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۱] با عنوان (ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب تیر به ستون پیوند شده) برنامه شبیه‌ساز آباکوس استفاده شده که این مدل را به صورت سه بعدی مدل‌سازی شده است. تمامی مقاطع اعضا در مدل‌سازی آزمایشگاهی، کاملاً مطابق با هندسه درآباکوس شبیه‌سازی شده است و هر کدام از مقاطع، به همراه مشخصات مصالح، به عضو مورد نظر اختصاص داده شده است. شکل (۴) و (۵) نشان دهنده هندسه مدل مورد بررسی در این مقاله می‌باشد.



شکل ۴: مدل‌سازی قاب DLCF در مقاله معروفی و همکاران [۱۱]



شکل ۵: مدل سازی قاب DLCF در نرم افزار

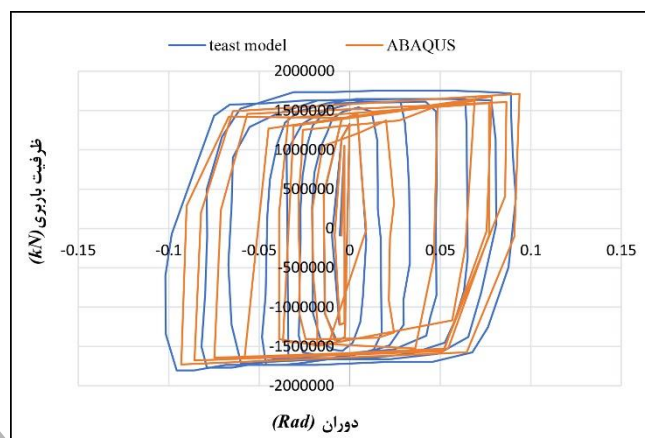
جدول (۲) نشان دهنده نوع و ابعاد اجزای به کار رفته در مدل می باشد. خصوصیات مصالح مورد استفاده به تفکیک در جدول (۳) ارائه شده است، خصوصیات و نحوه معرفی آنها، مطابق جدول های زیر اعمال شده است.

جدول ۲: نوع و ابعاد اجزای به کار رفته در مدل

Story	Link coulmn		Moment frame	
	Link	Coulmn	Beam	Coulmn
1	W24×103	W14×665	W16×40	W14×257
2	W18×97	W14×370	W16×40	W14×257
3	W16×100	W14×257	W16×40	W14×257

جدول ۳: مشخصات فولاد در آباکوس

ضریب پواسون	مدول الاستیسته (Gpa)	تنش تسلیم فولاد F_y (Mpa)	چگالی جرمی (Kg/m^3)
۰/۳	۲۰۰	۲۴۰	۷۸۵۰



شکل ۶: مشخصات مقاومت فشاری بتن اختصاص داده شده به آباکوس

با توجه به شبیه‌سازی انجام‌شده و مقایسه نتایج شکل (۶)، که شامل میزان نیروی ایجادشده در اثر بارگذاری چرخه‌ای که ارزیابی رفتار اجرای قاب تیر به ستون پیوند شده شبیه‌سازی شده در نرم افزار آباکوس، به لحاظ رفتاری و نتایج حاصله شباهت بسیاری با نتایج موجود در مقاله تجربی مورد بررسی داشته و مقدار اختلاف مدل آزمایشگاهی و عددی در خرابی ۹،۴۷، در فشار ۶،۲۵ و در کشش ۸،۲۳٪ اختلاف دارند و از تطابق خوبی برخوردار است (شکل ۴).

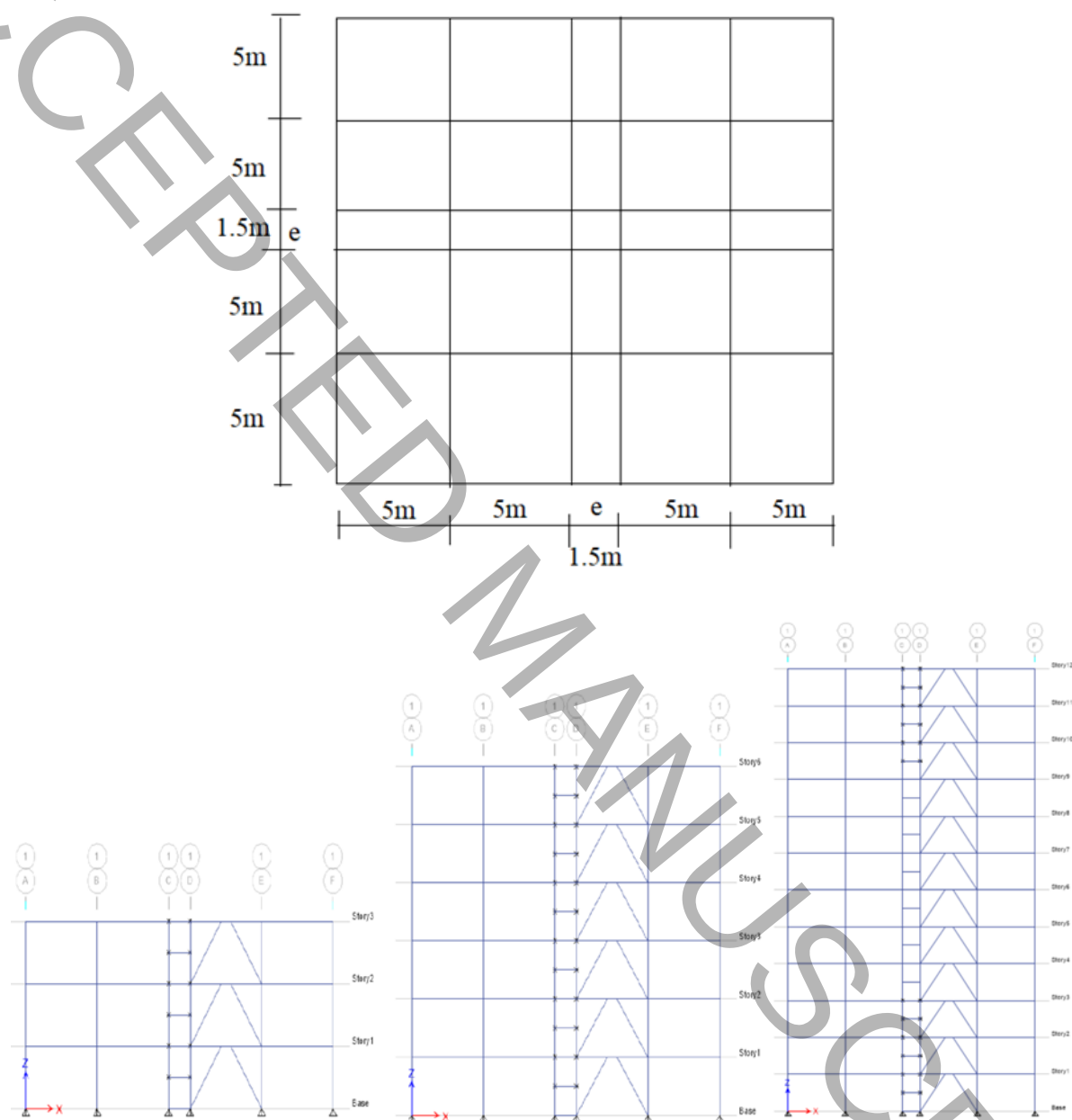
جدول ۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی

نیرو	نیرو در مدل مقاله (N)	نیرو در مدل عددی آباکوس (N)	مقدار اختلاف مدل آزمایشگاهی و عددی	درصد اختلاف مدل آزمایشگاهی و عددی
فشار	-1800000	-1700000	-100000	6.25%
کشش	1700000	1560000	۱۴۰۰۰۰	8.23%

۳- مدل‌سازی

در این پژوهش سه سازه‌ی قاب خمشی فولادی بر اساس نسبت‌های ظاهری موجود در کتاب آنالیز و طراحی سازه‌های بلند انتخاب گردیده که نسبت‌های ظاهری برابر با $\pi/3$ ، $\pi/2$ و π می‌باشد. شکل (۷) شامل سازه‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه می‌باشد که ارتفاع هر طبقه ۳،۲ متر در نظر گرفته شده است. هر قاب دارای ۴ دهانه به طول ۵ متر و ۱ دهانه با تیر پیوند ۱،۵ متر می‌باشد. بار مرده و زنده طبقات ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده و زنده بام ۶۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی ۲۲۵ کیلوگرم بر مترمربع و بار برف ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. محل احداث سازه‌ها در شهر تهران و بر روی رده‌ی محلی خاک تپ دو واقع شده است. پارامترهای طیف طراحی مطابق ASCE7-۱۰ برای زلزله با احتمال فراگذشت ۲ درصد در پنجاه سال (MCE)، SMs و $SM1$ به ترتیب برابر ۱،۶۱ و ۱،۱۹ برای زلزله با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در پنجاه سال (DBE)، SDs و $Sd1$ به ترتیب برابر با ۱،۰۷ و ۰،۷۹ است. برای زلزله با احتمال فراگذشت

۵۰ درصد در پنجاه سال (SLE) مقادیر شتاب در پریود کوتاه و یک ثانیه مطابق ساختمان SAC به ترتیب برابر ۰,۵۱۴ و ۰,۲۸۸ در نظر گرفته شده است.



شکل ۷: پلان سازه‌های مورد بررسی و نمای قاب‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه

۳-۱- مشخصات مصالح سازه‌های نمونه و رانش هدف

نوع فولاد مصرفی برای طراحی سازه‌های سه، شش و دوازده طبقه فولاد ST37 می‌باشد (جدول ۴).

جدول ۴: مشخصات فولاد ST37

ضریب پواسون	مدول الاستیسته (Gpa)	تنش تسلیم فولاد (Mpa) Fu	تنش نهایی فولاد (Mpa) Fu	چگالی جرمی (Kg/m ³)
۰/۳	۲۱۰	۳۷۰	۲۴۰	۷۸۵۰

جهت محاسبه پریود سازه و نیروهای برش طبقات از مدل سازی و تحلیل الاستیک توسط نرم افزار ETABS استفاده شده است. همچنین در طراحی سازه ها مقادیر رانش هدف مطابق با روش طراحی ارائه شده توسط شعبی و قلهکی برای سطح عملکرد RR در برابر زلزله DBE مقدار رانش هدف برابر ۱٪ و برای سطح عملکرد CP در برابر زلزله MCE مقدار رانش هدف معادل ۳٪ در نظر گرفته شده و مقدار رانش تسلیم نیز برابر ۱٪ فرض شده است.

۳-۲- پارامترهای طراحی براساس عملکرد

مقادیر مربوط به تعداد مراحل تکرار، وزن، پریود و نیز شاخص پایداری برای سازه‌های طراحی شده مطابق جدول (۵) بوده که تمامی این مقادیر بر اساس مرحله پایانی طراحی ارائه گردیده است.

جدول ۵: مقادیر مربوط به تعداد تکرار، پریود، وزن و شاخص پایداری سازه‌های طراحی شده برای سه سطح عملکرد

مقدار	3-story	6-story	12-story
تعداد تکرار	۴	۵	۵
W(kN)	۱۱۴۷،۵۲	۲۶۵۳،۸۹	۵۳۴۰،۵
T(S)	۰،۴۳۶	۰،۵۷۷	۱،۶۲۸
SC1	۰،۰۱۴۲	۰،۰۲۲	۰،۰۳۲۶

با توجه به مقادیر ارائه شده در جدول (۶) مقدار شاخص پایداری طبقه اول برای هر سه سازه کمتر از ۱۰ درصد بوده و بنابراین مقدار برش پایه ناشی از اثرات ثانویه Delta-P به برش پایه طراحی اضافه نشده است. همچنین در جدول (۶) نیز پارامترهای طراحی استفاده شده برای طرح سازه LCF با CBF در سه سطح عملکرد آورده شده است.

جدول ۶: پارامترهای طراحی استفاده شده برای طرح سازه LCF با CBF در سه سطح عملکرد

سطح عملکرد	مقدار	3-story	6-story	12-story
بازسازی سریع	θ_t	۰,۰۳	۰,۰۳	۰,۰۳
	θ_y	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۲
	θ_p	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۲
	μ_s	۵,۵	۵,۵	۵,۵
	R_u	۵,۵	۵,۵	۵,۵
	γ	۰,۷۵	۰,۷۵	۰,۷۵
	S_a	۱,۰۹۷۴	۰,۸۲۳	۰,۵۷۴
	α	۱,۰۲۳	۰,۶۴۱	۰,۲۴۳
	$V_y(kN)$	۵۱۰,۲۳۴	۷۰۴,۵۴۱	۸۹۸,۲۵۱
	θ_t	۰,۰۴	۰,۰۴	۰,۰۴
آستانه فروریزش		۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۲
	θ_y	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۲
	θ_p	۵,۵	۵,۵	۵,۵
	μ_s	۵,۵	۵,۵	۵,۵
	R_u	۰,۵۵۶	۰,۵۵۶	۰,۵۵۶
	γ	۱,۶۴	۰,۸۷	۰,۳۱۶
	S_a	۲,۳۲۷	۱,۵۴۱	۱,۲۷۶
	α	۴۴۶,۸۴۲	۶۳۲,۱۶۴	۸۱۲,۴۲
	$V_y(kN)$	۰,۴۴۲	۰,۲۶۳	۰,۱۸۴
	S_a	۵۶۴,۷۲۵	۷۴۵,۸۷۲	۱۰۴۱,۱۱۳
خدمت رسانی بی وقفه	$V_y(kN)$	۰,۰۳	۰,۰۳	۰,۰۳

پس از طراحی تکراری مقدار برش پایه تسلیم طراحی برای سازه سه، شش و دوازده طبقه به ترتیب برابر 564.725، 745.872 و 1041.113 محاسبه می شود. در جدول (۷) مقادیر پریود و نیروهای طراحی سیستم LCF و CBF در مراحل تکرار طراحی آورده شده است.

جدول ۷: مقادیر پریود و نیروهای طراحی سیستم LCF و CBF در مراحل تکرار طراحی

سازه	تکرار	T (s)	V _y (kN)	V _y ^l (kN)	V _y ^m (kN)	V _r (kN)	M _r (kN-m)	M _y (kN-m)	M _{ly} (kN-m)	M _{my} (kN-m)
3story	۴	۰٫۲۹۵	۵۶۴٫۷۲۵	۵۰۷٫۸۷	-۳۴٫۲۳	۱۷۲٫۰۶	۳۶۲٫۱	۱۸۷۵۹	۱۳۶۲۵	۳۶۲۱
6story	۵	۰٫۵۰۸	۷۴۵٫۸۷۲	۷۱۰٫۸۶	-۳۷٫۶۰	۱۴۰٫۴۲	۶۳۲٫۷	۳۷۶۰۶	۲۲۸۱۲	۱۵۴۲۶
12story	۴	۱٫۱۱	۱۰۴۱٫۱۱۳	۹۸۰٫۴۳	-۱۱۰٫۱۳	۱۰۴٫۴۲۸	۵۳۱٫۷	۵۸۴۳۹	۴۰۲۸۷	۱۹۷۶۰

مقاطع مورد استفاده برای سازه های طراحی شده

مقاطع استفاده شده برای تیرهای پیوند و تیرهای خمشی همگی از نوع مقاطع ساخته شده با ورق و مقاطع استفاده شده برای ستون ها از نوع BOX هستند. همچنین طراحی ستون ها با این فرض که مقاطع ستون های پایین تر، از مقاطع ستون های طبقه بالاتر کمتر نشود صورت گرفته است. در جدول (۸) مقاطع اعضاء سازه ای طرح شده با روش پیشنهادی ارائه شده است. در این جدول اعداد مربوط به مقاطع ساخته شده تیرهای پیوند و تیرهای خمشی و نیز ستون های باکس همگی بر حسب سانتی متر بوده و به ترتیب معرف ابعاد جان و بال تیرها و طول و عرض مقاطع ستون ها هستند. همچنین به علت بالا بودن مقادیر نیرو از ستون های باکس با طول و عرض برابر به جهت بالا بردن ممان اینرسی استفاده شده است. همانطور که در این جدول مشاهده می گردد، به دلیل اندرکنش دو سیستم در ارتفاع سازه، مقاطع تیر پیوند در طبقات پایین سازه بزرگتر از طبقات فوقانی و برعکس مقاطع تیرهای خمشی در طبقات فوقانی بزرگتر از مقاطع پایین سازه است.

۳-۴- روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

هنگامی که ارزیابی دقیق تری از رفتار سازه و تلاش های لرزه ای ایجاد شده مدنظر باشد، لازم است از روش های تحلیل دینامیکی بهره جست. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ای ایران، روش های تحلیل دینامیکی مختلفی برای تحلیل سازه ها به کار می رود. در این روش ها نیروی جانبی زلزله، با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه بر اثر حرکت زمین ناشی از زلزله از خود نشان می دهد، تعیین می گردد. این روش ها شامل روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی می باشد. در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه ساختمان و به کارگیری محاسبات متعارف دینامیکی سازه ها انجام می شود. شتاب زمین بر اساس شرایط شتابنگاشت های انتخاب شده، تعیین می شود. مشخصات غیرخطی اعضاء سازه نیز که در مدل آن مورد استفاده قرار می گیرد، بایستی به لحاظ مقاومت، سختی و شکل پذیری با داده های آزمایشگاهی و یا مدل های تحلیلی معتبر سازگار باشد. انتخاب و دسته بندی شتابنگاشت های مورد نیاز در انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی یکی از اساسی ترین گام های مورد نیاز در ارزیابی نیازهای غیرخطی سازه های سیستم ستون پیوند شده LCF همراه با مهاربند CBF است.

برای انجام تحلیل های غیرخطی دینامیکی در این پژوهش از شتابنگاشت های استخراج شده از سایت PEER استفاده شده است. با توجه به اینکه خاک از نوع تیپ دو می باشد، نسبت شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰٫۳۵، همچنین مقدار ضریب اهمیت (I) برابر یک در نظر گرفته شده است. مشخصات شتابنگاشت های دور و نزدیک گسل مورد استفاده در این پژوهش در جدول (۹) و جدول (۱۰) آورده شده است. برای مقیاس سازی رکوردهای زلزله در این پژوهش از نرم افزار ساینسمومچ استفاده شده است. نرم افزار ساینسمومچ یکی از مجموعه نرم افزارهای کمپانی

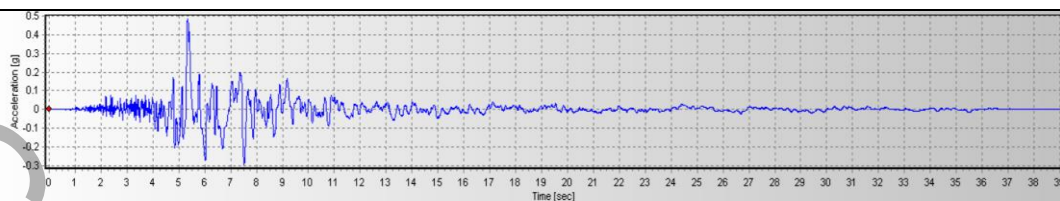
سایسمو سافت می باشد. نرم افزار سایسمومچ برای این استفاده می گردد که رکورد دریافتی را با طیف آیین نامه تطبیق کند. البته باید به این نکته توجه داشت که برنامه سایسمومچ با رکوردهای دریافتی از سایت PEER مطابقت دارد. در این پژوهش رکوردهای زلزله بر اساس طیف خاک تیپ ۲ استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس سازی شده است.

جدول ۸: مقاطع اعضاء سازه طرح شده مطابق روش پیشنهادی

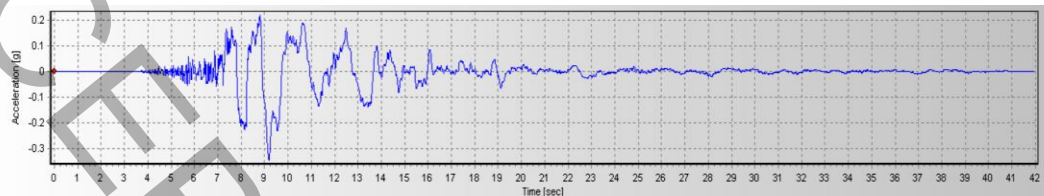
سازه	طبقه	سیستم ستون پیوند شده با مهاربند هم محور				سیستم قاب خمشی			
		تیر پیوند طبقه	تیر پیوند میان طبقه	ستون	مهاربند	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	
3story	۳	I45×1-20×1.5	I52.5×1.2-17.5×2	Box15X2.5	2UNP8	Box20X2.5	Box20X2	I40×1	
	۲	I80×1.5-20×1.5	I67.5×2.5-22.5×2.5	Box15X2.5	2UNP8	Box25X2.5	Box25X2	I20×1.5-15×1.5	
	۱	I72.5×2.5-22.5×2	I72.5×3.5-25×2.5	Box15X2.5	2UNP8	Box25X2.5	Box25X2	I28×2-15×2	
6story	6	I40×1-25×2	I40×1-25×2	Box40X2.3	2UNP8	Box40X2.3	Box40X2.3	I30×1-20×2	
	5	I40×1-25×2	I55×1-25×2	Box40X2.3	2UNP8	Box40X2.3	Box40X2.3	I30×1-20×2	
	4	I55×1.2-27.5×2	I62.5×1.5-27.5×2.5	Box40X2.3	2UNP8	Box40X2.3	Box40X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	3	I70×1.5-25×2.5	I75×2-30×2.5	Box45X4	2UNP10	Box45X4	Box45X4	I28×1.5-15×1.5	
	2	I65×2-32.5×2.5	I72.5×2.5-32.5×3	Box45X4	2UNP10	Box45X4	Box45X4	I28×1.5-15×1.5	
	1	I75×2-27.5×2	I70×3-35×2.5	Box45X4	2UNP10	Box45X4	Box45X4	I40×1-25×2	
	12	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box35X2.3	Box35X2.3	I30×1-20×2	
	11	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box35X2.3	Box35X2.3	I35×1-20×2	
	10	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box35X2.3	Box35X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	9	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box35X2.3	Box35X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	8	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box40X2.3	Box40X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	7	I40×1-27.5×1.5	I40×1-27.5×1.5	Box30X2.3	2UNP10	Box40X2.3	Box40X2.3	I28×1.5-15×1.5	
12story	6	I67.5×1.2-27.5×2.5	I50×1.2-32.5×2.5	Box35X2.3	2UNP12	Box40X2.3	Box40X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	5	I67.5×1.2-27.5×2.5	I40×1-25×2	Box35X2.3	2UNP12	Box40X2.3	Box40X2.3	I28×1.5-15×1.5	
	4	I67.5×1.2-27.5×2.5	I40×1-25×2	Box35X4	2UNP12	Box45X4	Box45X4	I28×1.5-15×1.5	
	3	I80×1.5-27.5×2.5	I75×2-35×3	Box35X4	2UNP12	Box45X4	Box45X4	I28×1.5-15×1.5	
	2	I80×1.5-27.5×2.5	I75×2-35×3	Box35X4	2UNP12	Box45X4	Box45X4	I28×1.5-15×1.5	
	1	I80×1.5-27.5×2.5	I75×2-35×3	Box35X4	2UNP12	Box45X4	Box45X4	I40×1-25×2	

جدول ۹: جزئیات رکوردهای شتابنگاشت ها برای زلزله حوزه نزدیک گسل

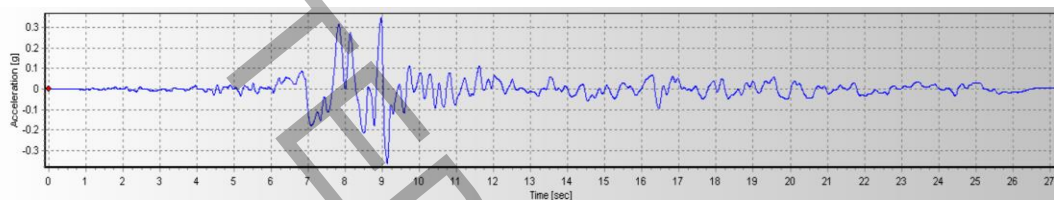
اسم زلزله	ایستگاه زلزله	سال رخداد	بزرگای زلزله بر حسب ریشتر	سرعت بر حسب متر بر ثانیه
" Imperial Valley"	" El Centro Array "	۱۹۷۹	۶.۵۳	۴.۹
" Kobe_ Japan"	" Port Island"	۱۹۹۵	۶.۹	۳.۳۱
" Kocaeli_ Turkey"	" Duzce"	۱۹۹۹	۷.۵۱	۱۳.۶
" Landers"	" Coolwater"	۱۹۹۲	۷.۲۸	۱۹.۷۴
" Loma Prieta"	" Capitola"	۱۹۸۹	۶.۹۳	۸.۶۵
" Northridge-01"	" LA - Century City CC North"	۱۹۹۴	۶.۶۹	۱۵.۵۳
" Superstition Hills"	" Superstition Mtn"	۱۹۸۷	۶.۵۴	۵.۶۱



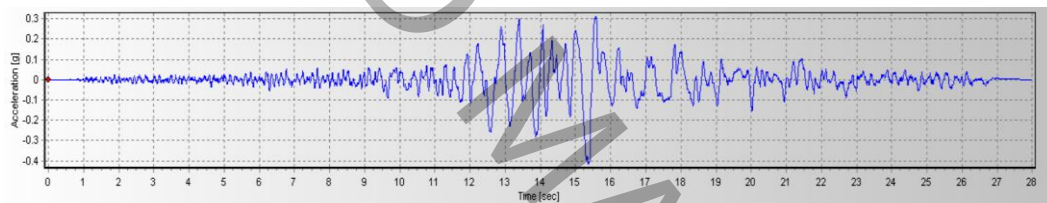
امپریال ولی



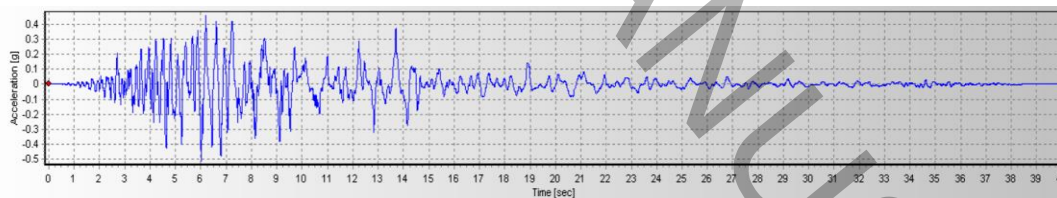
کوبه



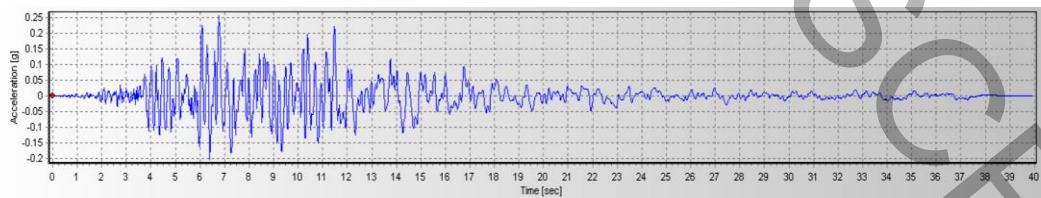
کوکائیلی



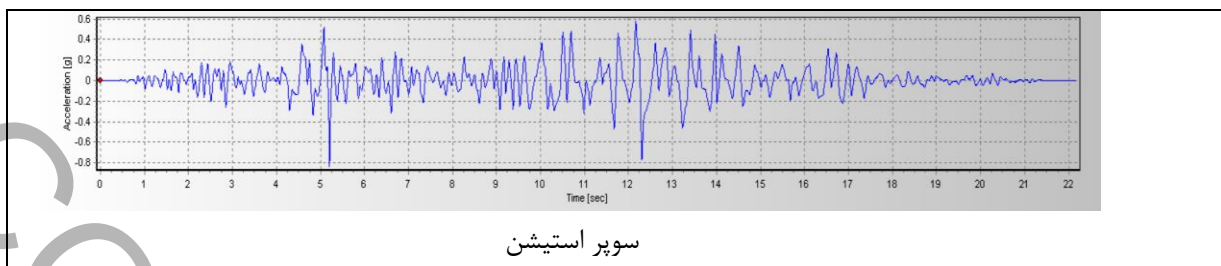
لندرز



لوما پریتا

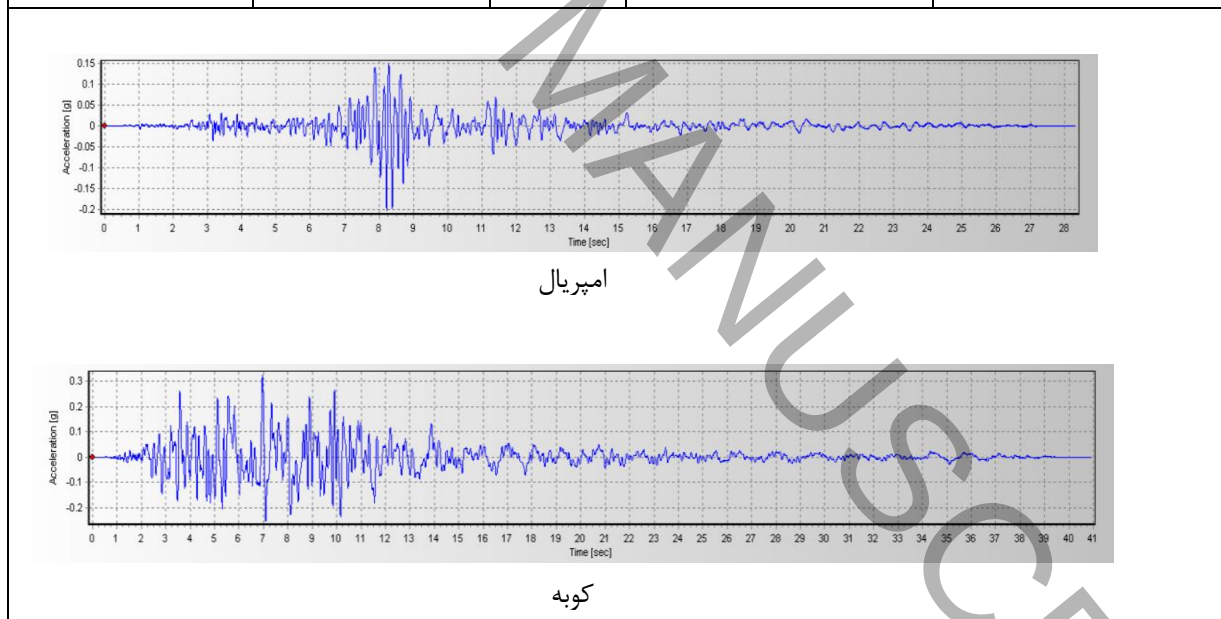


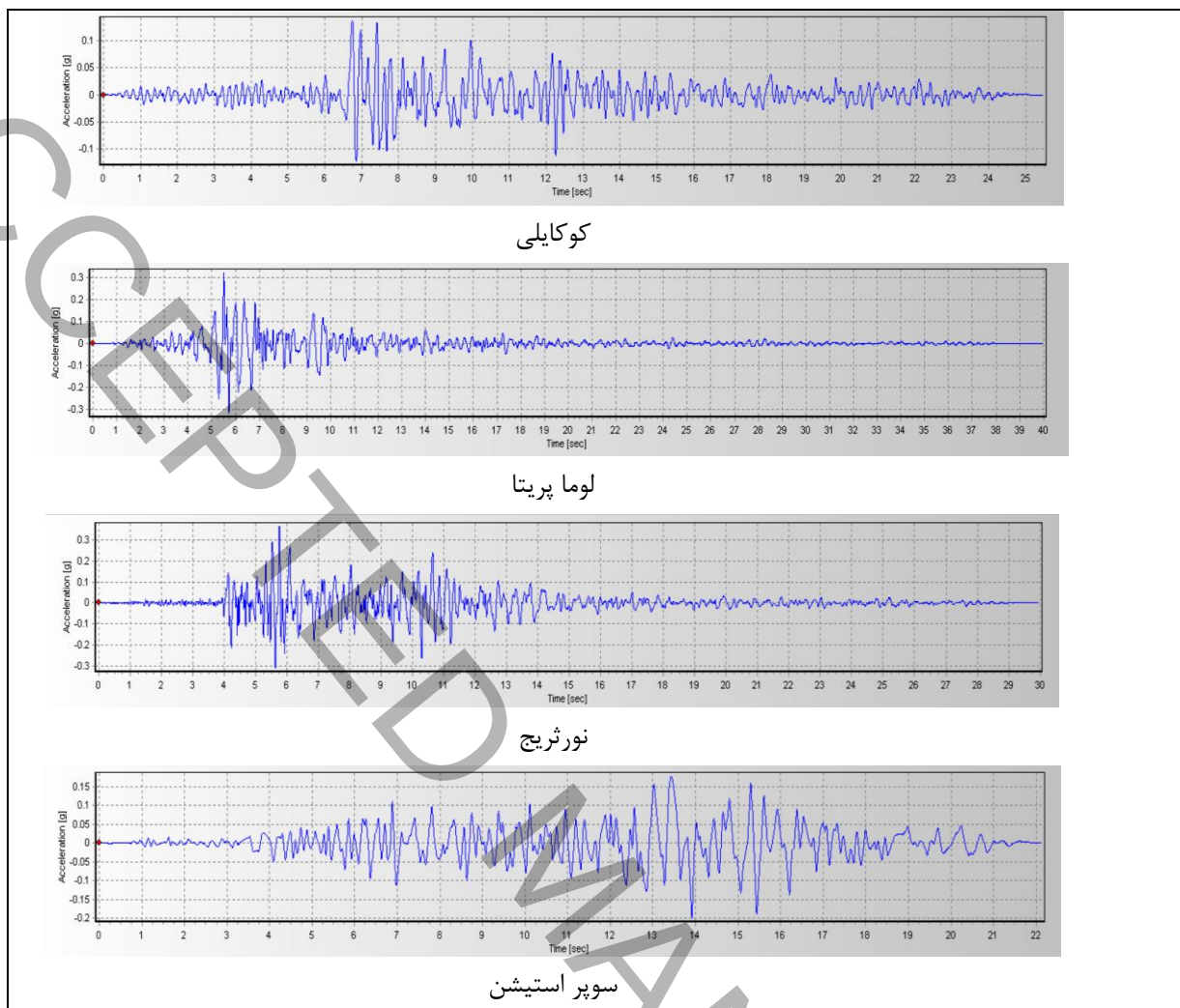
نورشریج



جدول ۱۰ : جزئیات رکوردهای شتابنگاشت‌ها برای زلزله حوزه دور از گسل

اسم زلزله	ایستگاه زلزله	سال رخداد	بزرگای زلزله بر حسب ریشتر	سرعت بر حسب متر بر ثانیه
"Imperial Valley"	"Superstition Mtn"	۱۹۷۹	۶,۵۳	۲۴,۶۱
"Kobe_Japan"	"Kakogawa"	۱۹۹۵	۶,۹	۲۲,۵
"Kocaeli_Turkey"	"Goynuk"	۱۹۹۹	۷,۵۱	۳۱,۷۴
"Landers"	"Fort Irwin"	۱۹۹۲	۷,۲۸	۶۲,۹۸
"Loma Prieta"	"Gilroy Array"	۱۹۸۹	۶,۹۳	۲۳,۳۵
"Northridge-01"	"Glendale - Las Palmas"	۱۹۹۴	۶,۶۹	۲۱,۶۴
"Superstition Hills"	"Plaster City"	۱۹۸۷	۶,۵۴	۲۲,۲۵

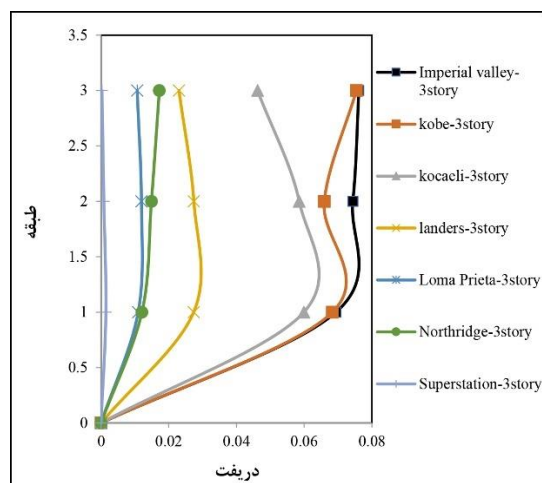




۴ - نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

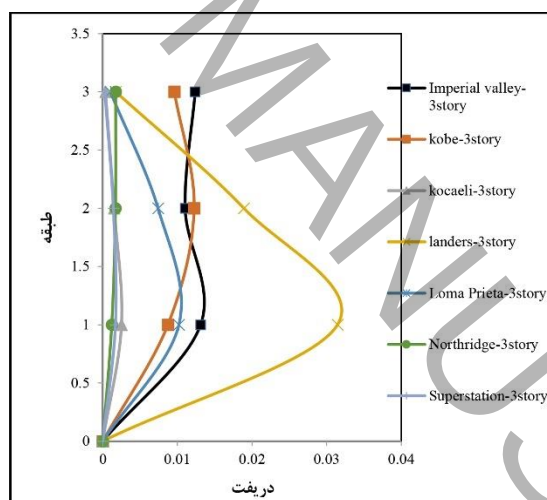
در این پژوهش سازه‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با ستون‌های باکس و تیرهای ساخته شده با ورق تو سط روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد طراحی شده که هریک تحت هفت رکورد نزدیک به گسل و هفت رکورد دور از گسل تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته شده است.

در شکل (۸) نمودار درصد دریافت مربوط به سازه ۳ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دریافت برای زلزله‌های امپریال والی، کوبه، کوکائیل ترکی، لندرز، لوما پرتا، نورتریج و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با ۷٫۶۱، ۷٫۵۴، ۵٫۹۹، ۲٫۷۴، ۱٫۱۹، ۱٫۷۲ و ۰٫۲ می باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دریافت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دریافت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۹۷٫۳۸ درصد کاهش یافته است.



شکل ۸: نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۳ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک

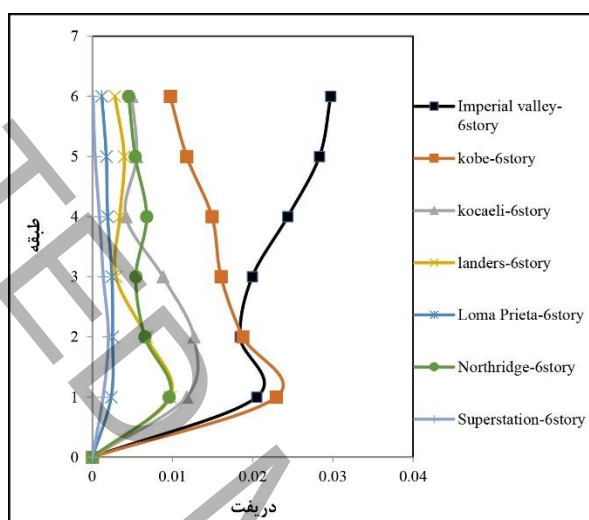
در شکل (۹) نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۳ طبقه تحت زلزله حوزه دور نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دریفت برای زلزله های امپریال والی، کوبه، کواکئیل ترکی، لندرز، لوما پریتا، نورتریج و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با ۱،۲۲، ۰،۲۵، ۳،۱۴، ۱،۰۲، ۰،۱۷ و ۰،۱۷ می باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دریفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دریفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۴،۵۸ درصد کاهش یافته است.



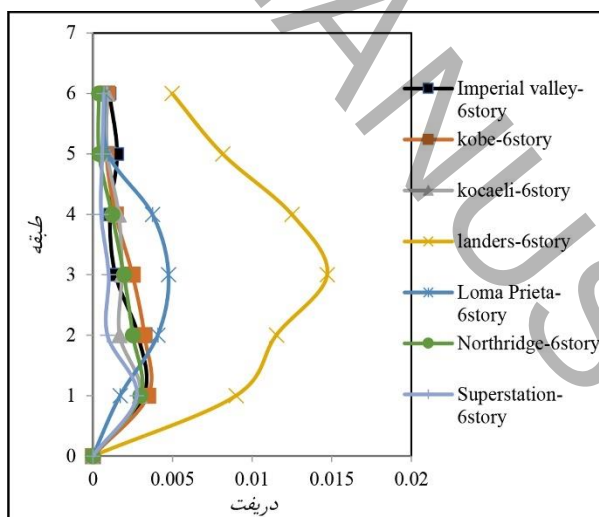
شکل ۹: نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۳ طبقه تحت زلزله حوزه دور

در شکل (۱۰) نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۶ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دریفت برای زلزله های امپریال والی، کوبه، کواکئیل ترکی، لندرز، لوما پریتا، نورتریج و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با

۰,۹۷، ۰,۲۵، ۰,۹۵ و ۰,۲ می‌باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دریفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دریفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۳,۲۶ درصد کاهش یافته است. در شکل (۱۱) نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۶ طبقه تحت زلزله حوزه دور نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دریفت برای زلزله های امپریال والی، کوبه، کوکائیل ترکی، لندرز، لوما پریتا، نورتریچ و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با ۰,۳۴، ۰,۳۲، ۰,۲۹، ۰,۴۷، ۱,۴۷، ۰,۲۹ و ۰,۲۷ می‌باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دریفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دریفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۸۱,۶۳ درصد کاهش یافته است.

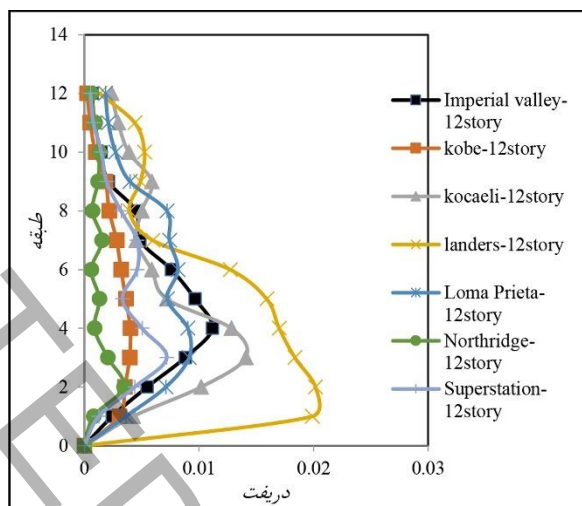


شکل ۱۰: نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۶ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک



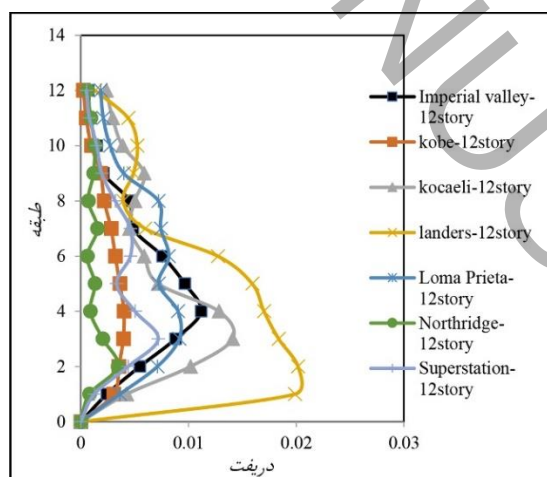
شکل ۱۱: نمودار درصد دریفت مربوط به سازه ۶ طبقه تحت زلزله حوزه دور

در شکل (۱۲) نمودار درصد دررفت مربوط به سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دررفت برای زلزله های امپریال والی، کوبه، کواکئیل ترکی، لندرز، لوما پریتا، نورتریج و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با ۳٫۸۲، ۱٫۵۲، ۱٫۶۴، ۰٫۲، ۰٫۵۱ و ۰٫۶۶ می باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله لوما پریتا بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۴٫۷۶ درصد کاهش یافته است.



شکل ۱۲: نمودار درصد دررفت مربوط به سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک

در شکل (۱۳) نمودار درصد دررفت مربوط به سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله حوزه دور نشان داده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، بیشترین درصد دررفت برای زلزله های امپریال والی، کوبه، کواکئیل ترکی، لندرز، لوما پریتا، نورتریج و سوپر استیشن هیلرز به ترتیب برابر با ۱٫۱۱، ۰٫۴، ۱٫۴، ۰٫۹۱، ۰٫۳۴ و ۰٫۷۱ می باشد. در این حالت بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله نورتریج بوده که نسبت به کمترین مقدار ۸۳ درصد کاهش یافته است.



شکل ۱۳: نمودار درصد دررفت مربوط به سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله حوزه دور

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش مدل مورد نظر که مطالعه تحلیلی نمونه قاب مهاربندی واگرا مقاله زمانی و همکاران [۱۳] بوده است، صحت‌سنجی شد. در مرحله بعد هفت شتابنگاشت حوزه نزدیک به گسل و دور از گسل بر اساس معیارهای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران انتخاب و مقیاس سازی گردید. سازه‌های طراحی شده مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی برای هر چهارده شتاب نگاشت حوزه نزدیک و دور از گسل قرار گرفته و نمودارهای درصد دررفت سازه‌های طراحی شده در حالت‌های مختلف استخراج گردید.

- برخلاف سایر سیستم‌های با بازگشت‌پذیری سریع ساختمان به خدمت رسانی، نظیر بادبند کمناش‌تاب که عضو فیوز در آن‌ها از قطعات غیرسازه‌ای و یا با تکنولوژی ساخت پیچیده ساخته شده است، سیستم قاب با ستون پیوندشده با مهاربند همگرا به علت استفاده از تیر پیوند به عنوان فیوز که از جنس خود سازه می‌باشد، نسبت به دیگر سیستم‌های نظیر دارای برتری است.

- با توجه به درصد دررفت‌های بدست آمده از تحلیل سازه‌های طراحی شده با ستون باکس رفتار آنها در زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد مناسب و کنترل شده می‌باشد. همچنین توالی تسلیم در فیوزهای استفاده شده نشان دهنده عملکرد بهینه این سیستم سازه‌ای از نظر محدود نمودن خرابی‌های سازه‌ای به فیوزهای فداشونده و عدم خرابی در اعضای باربر اصلی سازه است.

- زلزله‌های حوزه نزدیک در زلزله‌های مقیاس شده با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران دررفت‌های بیشتری را در سازه ایجاد کرده است.

- در حالت سازه ۳ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۹۷,۳۸ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۳ طبقه تحت زلزله های حوزه دور بیشترین مقدار در صد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار در صد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۴,۵۸ درصد کاهش یافته است.

- در حالت سازه ۶ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۳,۲۶ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۶ طبقه تحت زلزله‌های حوزه دور بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله سوپر استیشن هیلرز بوده که نسبت به کمترین مقدار ۸۱,۶۳ درصد کاهش یافته است.

- در حالت سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بیشترین مقدار در صد دررفت برای زلزله امپریال والی و کمترین مقدار در صد دررفت مربوط به زلزله لوما پریتا بوده که نسبت به کمترین مقدار ۹۴,۷۶ درصد کاهش یافته است. در حالت سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله های حوزه دور بیشترین مقدار درصد دررفت برای زلزله لندرز و کمترین مقدار درصد دررفت مربوط به زلزله نورتریج می باشد که نسبت به کمترین مقدار ۸۳ درصد کاهش یافته است.

منابع

- [1] M. Sukrawa, Staged analysis of RC frame retrofitted with steel braces in low and medium-rise buildings. *Procedia Engineering*, 171 (2017) 1002–1009. doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.433.
- [2] L. Tirca, L. Chen, R. Tremblay, Assessing collapse safety of CBF buildings subjected to crustal and subduction earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 115 (2015) 47–61. doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.07.025.

- [3] S.K. Azad, C. Topkaya, A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 128 (2017) 53–73. doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.07.032.
- [4] P. Dusicka, R. Iwai, Development of linked column frame system for seismic lateral loads. *Structural Engineering Research Frontiers* (2007) 1–13. [doi.org/10.1061/40944\(249\)63](https://doi.org/10.1061/40944(249)63).
- [5] M.Z. Esteghamati, A. Farzampour, Probabilistic seismic performance and loss evaluation of a multi-story steel building equipped with butterfly-shaped fuses. *Journal of Constructional Steel Research*, 172 (2020) 106187. doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106187.
- [6] A. Ezoddin, A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Investigation of the effects of link beam length on the RC frame retrofitted with the linked column frame system. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 53 (2020) 137–159. doi.org/10.22059/ceij.2019.280596.1580.
- [7] R.T. Leon, J.F. Hajjar, M.A. Gustafson, Seismic response of composite moment-resisting connections. I: Performance. *Journal of Structural Engineering*, 124 (1998) 868–876. [doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:8\(868\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:8(868)).
- [8] A. Lopes, P. Dusicka, J. Berman, Lateral stiffness approximation of linked column steel frame system. *Structures Congress 2015* (2015) 2408–2420. doi.org/10.1061/9780784479117.209.
- [9] M. Malakoutian, J.W. Berman, P. Dusicka, A. Lopes, Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design. *Journal of Earthquake Engineering*, 20 (2016) 535–558. doi.org/10.1080/13632469.2015.1104750.
- [10] M. Malakoutian, J.W. Berman, P. Dusicka, Seismic response evaluation of the linked column frame system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42 (2013) 795–814. doi.org/10.1002/eqe.2245.
- [11] E. Maroofi, M.R. Mansoori, A.S. Moghadam, A. Aziminejad, Evaluation of rocking motion on the seismic performance of a linked column frame system. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings*, 176 (2021) 453–467. doi.org/10.1680/jstbu.20.00287.
- [12] S. Moradi, H.V. Burton, Response surface analysis and optimization of controlled rocking steel braced frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16 (2018) 4861–4892. doi.org/10.1007/s10518-018-0373-1.
- [13] M. Pollino, Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames. *Engineering Structures*, 83 (2015) 129–139. doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.005.
- [14] A.S.M. Shah, S. Moradi, Cyclic response sensitivity of energy dissipating steel plate fuses. *Structures*, 23 (2020) 799–811. doi.org/10.1016/j.istruc.2019.12.026.
- [15] S. Shoeibi, M. Gholhaki, M.A. Kafi, Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121 (2019) 87–101. doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003.