

Using a new method in order to reduce the effects of higher modes in self-centering rocking steel brace frame systems

Farzad Raeiszadeh¹, Mohammad Reza Mansoori^{2*}, Abdolreza S. Moghadam³, Armin Aziminejad⁴

1- PhD Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Azad University, Tehran, Iran.

2- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

3- Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran.

4- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

ABSTRACT

Modern damage-free systems are part of modern lateral seismic structures. These structures have minimal residual displacement and dissipate earthquake energy through replaceable fuses. Self-centering rocking steel braced frame systems that have been investigated in this research are considered among these modern seismic systems. In self-centering rocking structures as well as other tall structures, the effect of higher modes can cause irreparable damages in the structure. In this research, an attempt has been made to reduce the effects of higher modes by using buckling restrained columns and braces (BRCs and BRBs) as energy dissipating fuses instead of standard columns and braces in self-centering rocking structures. Five 12-story structures were investigated, including; self-centering rocking steel braced frame system and four other structure with placement of BRBs and BRCs at the base, one-third, middle and three-quarter of the height. To investigate the seismic behavior of these structures, several analyses has been performed in OpenSees software under 22 far field records according to FEMA P695. Geometric and material nonlinearities is considered in the modeling. The results show the improvement of the seismic performance and the reduction of the effects of higher modes in the case of using BRBs and BRCs in the stories, compared to the case of the common self-centering rocking bracing system.

ARTICLE INFO

Receive Date: 14 March 2023

Revise Date: 13 May 2023

Accept Date: 13 June 2023

Keywords:

Self-Centering System

Rocking Bracing Frame

Nonlinear Dynamic Analysis

Residual Displacement

Effect of Higher Modes

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.389527.3061>

*Corresponding author: Mohammad Reza Mansoori

Email address: m.mansoori@srbiau.ac.ir

بکارگیری روشی نوین به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر در سیستم‌های گهواره‌ای مهاربندی مرکزگرا

فرزاد رئیس‌زاده^۱، محمدرضا منصوری^{۲*}، عبدالرضا سروقدمقدم^۳، آرمین عظیمی‌نژاد^۴

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

۲- استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

۳- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران.

۴- استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

چکیده

سیستم‌های نوین آسیب‌گریز جزء سازه‌های نوین لرزه‌بر جانبی محسوب می‌شوند. این سازه‌ها جابجایی پسماند حداقل دارند و انرژی زلزله را از طریق فیوزهای تعویض‌پذیر جذب می‌کنند. سیستم‌های مهاربندی مرکزگرای گهواره‌ای که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند جزء این سیستم‌های نوین لرزه‌ای محسوب می‌شوند. در سازه‌های گهواره‌ای مرکزگرا و نیز دیگر سازه‌های بلند، اثر مودهای بالاتر می‌تواند خسارات جبران‌ناپذیری را در سازه ایجاد نماید. در این تحقیق سعی شده است که با استفاده از ستون‌ها و مهاربندهای کمانش‌تاب به عنوان فیوز جاذب انرژی به جای ستون‌ها و مهاربندهای متداول آیین‌نامه‌ای در سازه‌های گهواره‌ای مهاربندی مرکزگرا، اثرات مودهای بالاتر کاهش یابد. پنج سازه ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار گرفت که شامل؛ سیستم مهاربندی پایه-گهواره‌ای مرکزگرا و ۴ نوع با قرارگیری ستون و مهاربند کمانش‌تاب در پایه، یک‌سوم، میانه و سه‌چهارم ارتفاع هستند. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها، مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار *OpenSees* به صورت دویبعدی انجام شده است و سپس تحت ۲۲ رکورد دور از گسل مطابق *FEMA P695* مورد بررسی قرار گرفته‌اند. رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. نتایج نشان دهنده بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش اثرات مودهای بالاتر در حالت استفاده از مهاربندها و ستون‌های کمانش‌تاب در طبقات، در مقایسه با حالت سیستم مهاربندی گهواره‌ای مرکزگرا متداول است. بکارگیری مهاربندها و ستون‌های کمانش‌تاب به ترتیب در سه‌چهارم و یک‌چهارم ارتفاع سازه بیشترین و کمترین اثر را در کاهش تلاش‌های هسته دارند. به طوری که استفاده از آن‌ها، در سه‌چهارم ارتفاع حدود ۵۶ و ۶۱ درصد و در یک‌چهارم ارتفاع حدود ۵ و ۲۴ درصد، حداکثر خمش و برش را نسبت به سازه‌های گهواره‌ای متداول کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی: سیستم مرکزگرا، قاب مهاربندی گهواره‌ای، مهاربند کمانش‌تاب، جابجایی پسماند، ستون کمانش‌تاب.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.389527.3061	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.389527.3061	۱۴۰۲/۱۲/۲۹	۱۴۰۲/۰۲/۲۳	۱۴۰۲/۰۳/۲۳	۱۴۰۲/۰۲/۲۳	۱۴۰۱/۱۲/۲۳
محمدرضا منصوری m.mansoori@srbiau.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

وقوع زلزله‌های گذشته نشان داده است که خسارات شدیدی در ساختمان‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای اخیر طراحی شده‌اند، ایجاد می‌شود. در زلزله‌های گذشته همانند کانتربوری^۱ منجر به تخریب کامل منطقه اقتصادی مرکزی شد و بیش از ۷۰٪ سازه‌ها به جای تعمیر تخریب شدند [۱]. آیین‌نامه‌ها جهت اتلاف انرژی زلزله، خسارات بزرگ و تغییر شکل‌های پلاستیک را در عناصر اصلی سازه مناسب می‌دانند. خسارت و پلاستیک شدن اعضا معمولاً منجر به ایجاد تغییر شکل‌های پسماند بزرگ در سازه می‌شود که تعمیر آن‌ها را در پایان رویداد لرزه‌ای دشوار یا از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نمی‌سازد. برای کاهش خسارت ساختمان در هنگام زلزله با شدت‌های مختلف، از جمله در سطح طراحی، سیستم‌های جدید مقاوم لرزه‌ای در دهه‌های گذشته توسعه یافته‌اند. یک دسته از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای خسارت کم، سیستم‌های مرکزگرا هستند. سیستم‌های مرکزگرا معمولاً به منظور جلوگیری از خسارات سازه‌ای به جای تسلیم مصالح، به غیرخطی بودن هندسی متکی هستند [۲]. از نسل‌های جدید سیستم‌های مرکزگرا سازه‌های گهواره‌ای هستند. از طریق بلندشدگی و حرکت گهواره‌ای در پایه، آسیب‌های سازه‌ای را به فیوزهای اتلاف کننده انرژی قابل تعویض محدود می‌کنند. با این کار، اعضای سازه‌ای اصلی به شکلی طراحی می‌شوند که در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و در عوض میراگرهای مختلف، انرژی زلزله را جذب می‌کنند. عملکرد مرکزگرایی سیستم‌های گهواره‌ای تغییر شکل‌های باقیمانده را کاهش داده یا حذف می‌کند [۳]. این گونه سازه‌ها که دوره تناوب اصلی بالایی دارند، با کاهش تقاضاهای مود اول از طریق دستگاه‌های اتلاف انرژی، مودهای بالاتر مشارکت نسبتاً بیشتری از پاسخ لرزه‌ای کل در مقایسه با سیستم‌های مرسوم دارند. این موضوع سبب می‌گردد که نیروهای اعضای سازه، در طول ارتفاع به طور قابل توجه افزایش یابد [۴]. به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر سازه‌ها، سیستم‌های دوگهواره‌ای [۵] و یا گهواره‌ای چندگانه [۶] پیشنهاد می‌شود.

در سال ۲۰۱۳، ویب^۲ [۷]، اثرات مودهای بالا در سازه‌ها با رفتار سیستم‌های گهواره‌ای را منفی دانسته و نیز معتقدند چنانچه این اثرات اگر در طراحی در نظر گرفته نشود، ممکن است منجر به خرابی متحمل سازه گردد. اگر سازه در مقابل این اثرات طراحی گردد ممکن است طراحی سازه غیراقتصادی شود. پس می‌بایست اثرات مودهای بالا در سازه به نحوی کاهش پیدا نماید. آن‌ها، درصد مشارکت مودهای مختلف ارتعاشی سازه را در ایجاد مقادیر تلاش‌های برشی و خمشی در ارتفاع یک المان برشی و خمشی بررسی کردند. هم‌چنین در سال ۲۰۱۵، ویب و همکاران [۸] نشان دادند بیشتر پاسخ‌های ساختمان‌های میان مرتبه با مود ۱ و ۲ کنترل می‌شود لیکن در سازه‌های بلندمرتبه مودهای بالاتر نیز بر پاسخ‌های سازه تأثیرگذار است.

ویب و کریستوپولوس^۳ [۹] در سال ۲۰۰۹، خانمحمدی و حیدری^۴ [۶] در سال ۲۰۱۵ و محمدی و بروجردیان^۵ [۱۰] در سال ۲۰۲۲ به اثرات مودهای بالا و کاهش این اثرات با استفاده از سیستم دیوار برشی چندگانه گهواره‌ای در ارتفاع، پرداختند. آن‌ها نشان دادند که به‌کارگیری سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه، باعث افزایش تقاضای نیروی پیش‌تینیدگی در کابل‌ها و نیز کاهش تقاضای چرخش در دیوارها می‌گردد. جابجایی‌های پسماند و ضربه‌های ایجادشده در سطوح تماس قابل صرف نظر است. هم‌چنین نشان دادند که توسعه سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع برای ساختمان‌های کوتاه (کمتر از ۸ طبقه) مؤثر نیست.

حسن و همکاران در سال ۲۰۱۲ [۱۱] و ویب و همکاران در سال ۲۰۱۳ [۱۲]-[۱۳] در سیستم‌های مهاربندی گهواره‌ای نیز جهت کاهش اثرات منفی مودهای بالا، روشهایی جهت ایجاد بلوک گهواره‌ای در ارتفاع جهت کاهش خمش در هسته و هم‌چنین ایجاد مستهلک کننده انرژی در پایین هسته جهت کاهش نیروی برشی ایجادشده پیشنهاد نموده‌اند. لی و همکاران^۶ در سال ۲۰۱۷ [۱۴] نشان دادند که مقاطع گهواره‌ای در نیمه‌ی پایین مقطع مؤثرتر از نیمه‌ی بالایی مقطع است. اضافه کردن بلوک گهواره‌ای سوم در ساختمان ۳۰ طبقه مؤثرتر از ساختمان‌های ۲۰ طبقه است. در تحقیقی دیگر استیل و ویب^۷ [۱۵] در سال ۲۰۱۸ نشان دادند، اضافه کردن اعضای

¹ Canterbury

² Wiebe

³ Christopoulos

⁴ Khanmohammadi & Heydari

⁵ Mohammadi & Broujerdian

⁶ Li et al.

⁷ Steele and Wiebe

کمانش‌پذیر مهاربند در قسمت‌های مختلف هسته‌ی گهواره‌ای نیز می‌تواند تأثیر مثبت در کاهش اثرات مودهای بالاتر داشته باشد. هم‌چنین جهت جلوگیری از خرابی سازه ناشی از اثرات مودهای بالا بهتر است، سازه در سطح MCE^8 طراحی گردد.

در روش‌های طراحی سیستم‌های گهواره‌ای پژوهش‌های متعددی انجام شده است. ویب و کریستوپولوس⁹ در سال ۲۰۱۵ رفتار سیستم‌های گهواره‌ای را شبیه یک تیر طره برشی فرض کردند [۸]. سپس با استفاده از فرم بسته^{۱۰} به حل معادلات این سیستم‌ها برای مقاومت در برابر بارهای وارده پرداختند. از قیاس تیر طره برای استخراج برخی معادلات در روش‌های طراحی دیگر نیز استفاده شده است [۱۶]–[۱۸]. مارتین و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۹ به برهم‌نهی نیروهای غیر الاستیک مود اول با نیروهای الاستیک مودهای بالاتر به منظور طراحی قاب مهاربندی فولادی گهواره‌ای پرداختند. روش پیشنهادی از دو ایده آل سازی مجزا برای تحلیل نیروهای عضو قاب ناشی از (۱) بارهای ثقلی و نیروهای پس‌تندگی و (۲) اثرات بارگذاری زلزله جانبی استفاده می‌کند. آن‌ها نشان دادند که روش پیشنهادی نسبت به روش‌های قیاس تیر طره‌ای تحقیقات گذشته، به نحوی دقیق‌تر و با کاهش مقادیر کمتر خطا همراه است. رهگذر و رهگذر^{۱۱} در سال ۲۰۲۰ با توسعه روش مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم، نیروهای مودهای بالاتر را به کار گرفته و از نتایج دارای خطا کاهش دادند [۱۷]. سپس در ادامه این تحقیقات، در سال ۲۰۲۱ مارتین و همکاران روش‌های پیشنهادی خود را برای سیستم دوگهواره‌ای توسعه دادند [۱۸]. لازم به ذکر است که این روش‌ها، قابل اجرا در نرم‌افزارهای تجاری هستند [۱۹].

در این تحقیق سعی می‌شود با استفاده از ستون‌های کمانش‌تاب (BRCs)^{۱۲} و مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBs)^{۱۳} به عنوان فیوز جاذب انرژی به جای ستون‌ها و مهاربندهای متداول آیین‌نامه‌ای اثرات مودهای بالاتر کاهش یابد. پس از صحت‌سنجی مدل سازی سازه گهواره‌ای و فیوز با استفاده از تحقیقات گذشته، به بررسی رفتار مهاربندهای فولادی گهواره‌ای تحت ۲۲ رکورد دور از گسل مطابق FEMA P695 پرداخته می‌شود. مجموعاً چهار پیکربندی برای قرارگیری فیوزهای جاذب انرژی در ارتفاع سازه ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است. به ترتیب این فیوزها در پایه و ارتفاع های یک‌سوم، میانه و سه‌چهارم ارتفاع قرار می‌گیرند و با حالت سیستم متداول مهاربندی پایه‌گهواره‌ای مرکزگرا مقایسه می‌شوند. مدل سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دوبعدی انجام می‌شود. در این تحقیق، اثرات رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در مدل سازی در نظر گرفته شده است.

۱- روش تحقیق

در این تحقیق، ابتدا مدل‌های مورد نظر را انتخاب می‌شوند و سپس طراحی سازه با استفاده از روش ارائه شده انجام می‌شود. سپس برای شبیه‌سازی در نرم‌افزار OpenSees صحت‌سنجی اجزای مورد بررسی انجام می‌گیرد. بعد از اطمینان از صحت روش مدل سازی، شبیه‌سازی سازه‌های طراحی شده تحت ۲۲ رکورد انتخابی از دستورالعمل FEMA-P695 [۲۰] در نرم افزار OpenSees انجام می‌شود. در پایان به بررسی و تفسیر نتایج حاصل از تحلیل‌های نرم‌افزاری پرداخته شده است. روش تحقیق حاضر در شکل ۱ نشان داده شده است.

⁸ Maximum Considered Earthquake

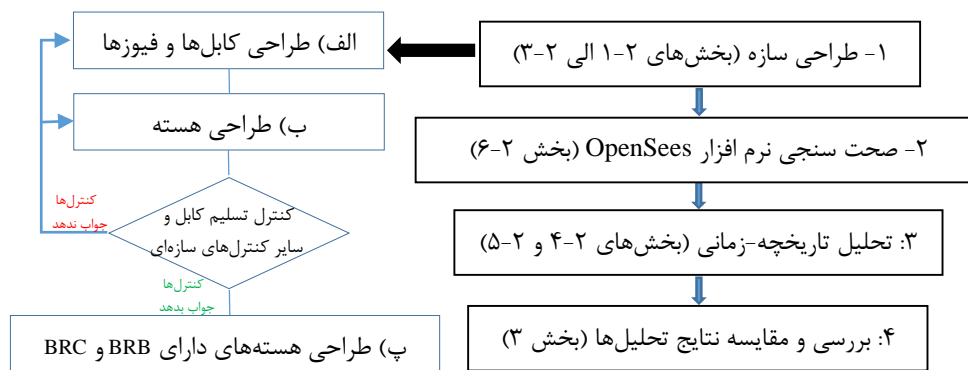
⁹ Christopoulos & Wiebe

¹⁰ Closed-form

¹¹ Rahgozar & Rahgozar

¹² Buckling Restrained Columns

¹³ Buckling Restrained Braces



شکل ۱: فلوچارت روش تحقیق حاضر

۱-۲- طراحی سازه

در این پژوهش برای طراحی کابل‌ها و مستهلک‌کننده‌های انرژی از روش رک^{۱۴} [۲۱] استفاده شده و این روش برای قاب‌های مهاربندی فولادی ارائه شده است. مجهولاتی که در طراحی کابل وجود دارد شامل: نیروی پیش‌تنیدگی در کابل‌ها و سطح مقطع کابل، نسبت پیش‌تنیدگی و سطح مقطع مستهلک‌کننده‌ها است. در گام اول ابتدا برش پایه و وزن کل سازه از روش استاتیکی معادل بدست آورده می‌شود. سپس نیروی برش پایه بین طبقات توزیع شده و در نهایت نیروی هر طبقه بین تعداد هسته که در جهت X یا Y قرار دارد به طور مساوی تقسیم می‌شود. در مرحله بعد لنگر واژگونی استاتیکی معادل با ضرب ماتریسی نیروی وارد بر هر هسته در تراز هر طبقه در ارتفاع بدست می‌آید. در گام دوم با در نظر گرفتن ۸۰ درصد لنگر واژگونی استاتیکی معادل $(\alpha_{D,required} = 0.8)$ مطابق روش رک لنگر مورد نیاز در هنگام بلندشدن هسته از روی فونداسیون $(OM_{D,demand} = \alpha_{D,required} OM_{ELF})$ تعیین‌شده و سپس با توجه به فرمول (۱)، نیروی ایجاد شده در مستهلک‌کننده‌های انرژی (V_{ED}) به دست می‌آید. دقت شود که ضریب $\alpha_{D,required}$ برابر با مقداری است که در هسته گهواره‌ای تحت بار باد یا زلزله‌های خفیف بلندشدگی رخ ندهد به عبارت دیگر این ضریب حاصل تقسیم لنگر بلندشدگی به لنگر نهایی سیستم است.

(۱)

$$V_{ED} = \frac{\alpha_{D,required} OM_{ELF}}{b_{bay}} \beta_E$$

در فرمول (۱)، لنگر مورد نیاز در هنگام بلند شدن هسته $(OM_{D,demand})$ و فاصله‌ی جاذب‌های انرژی در دو طرف هسته از نقطه‌ی واژگونی هسته (b_{bay}) و همچنین ضریبی را به عنوان نسبت اتلاف انرژی هیستریزیس (β_E) ، فرض می‌شود. نسبت اتلاف انرژی هیستریزیس برابر با نسبت انرژی تلف شده در یک چرخه نمودار هیستریزیس سیستم سازه‌ای مرکزگرا به انرژی تلف شده در یک سازه با رفتار الاستو-پلاستیک با مقاومت و جابجایی حداکثر یکسان تحت بار سیکلیک، است. این ضریب در این پژوهش برابر ۰/۸ فرض شده است. در گام سوم با فرض برابر بودن لنگر مقاوم در برابر واژگونی در لحظه‌ی بلند شدن هسته (OM_D) و لنگر مورد نیاز در هنگام بلند شدن هسته $(OM_{D,demand})$ و همچنین مقادیر نیروی مستهلک‌کننده‌های انرژی و فواصل آن‌ها با نقطه‌ی واژگونی و از طرفی با توجه به فواصل قرارگیری کابل‌ها از نقطه‌ی واژگونی $(\frac{b_{SC-CBF}}{2})$ و فاصله‌ی آن از نقطه‌ی واژگونی مقدار نیروی پیش‌تنیدگی (PT_0) توسط لنگرگیری حول نقطه‌ی واژگونی مطابق فرمول (۲) بدست می‌آید. پارامتر b_{SC-CBF} ، طول دهانه مهاربندی است.

(۲)

$$PT_0 = \alpha_{D,required} OM_{ELF} \left(\frac{2}{b_{SC-CBF}} \right) - V_{ED} b_{bay} \left(\frac{2}{b_{SC-CBF}} \right) - W_{b_{SC-CBF}}$$

¹⁴ Roke

در رابطه فوق، پارامتر $W_{b_{SC-CBF}}$ برابر با وزن اعمالی بر روی هسته گهواره‌ای است. در گام چهارم لنگر مقاوم واژگونی وارد بر هسته در هنگام وقوع حالت حدی تسلیم کابل (OM_y) با $1/2$ برابر کردن لنگر واژگونی استاتیکی معادل ($\alpha_{y,ELF} = 1/2$) مطابق روش رک بدست می‌آید. حال با توجه به OM_y و نیروی مستهلک کننده‌های انرژی و فواصل آن‌ها از نقطه ی واژگونی با در نظر گرفتن فواصل کابل‌ها از نقطه ی واژگونی و با لحاظ نمودن فاصله ی آن از نقطه ی واژگونی با لنگرگیری حول نقطه ی واژگونی مقدار نیروی ناشی از کابل پیش‌تنیده که به حالت تسلیم رسیده (PT_y) از فرمول (۳) تعیین می‌شود.

$$PT_y = \alpha_{y,ELF} OM_{ELF} \left(\frac{2}{b_{SC-CBF}} \right) - V_{ED} b_{bay} \left(\frac{2}{b_{SC-CBF}} \right) - W_{b_{SC-CBF}} \quad (3)$$

در گام پنجم (آخر) با توجه به مشخص شدن مقادیر PT_0 و PT_y ، مقدار نسبت پیش‌تنیدگی از فرمول (۴) و سطح مقطع کابل‌ها با توجه به تنش تسلیم کابل (f_{yPT}) از فرمول (۵) و سطح مقطع مستهلک کننده‌های انرژی با توجه به تنش تسلیم مستهلک کننده‌ها (f_{yED}) از فرمول (۶) بدست می‌آید. طراحی فوق روش طراحی اولیه کابل‌ها و مستهلک کننده‌های انرژی است که باید بعد از مشخص شدن مقادیر مجهول توسط روش آنالیز مودال مناسب بودن و یا نبودن مقادیر بدست آمده برای سطح مقطع کابل‌ها و مستهلک کننده‌های انرژی بررسی شود و در صورت نیاز طراحی مجدد صورت پذیرد.

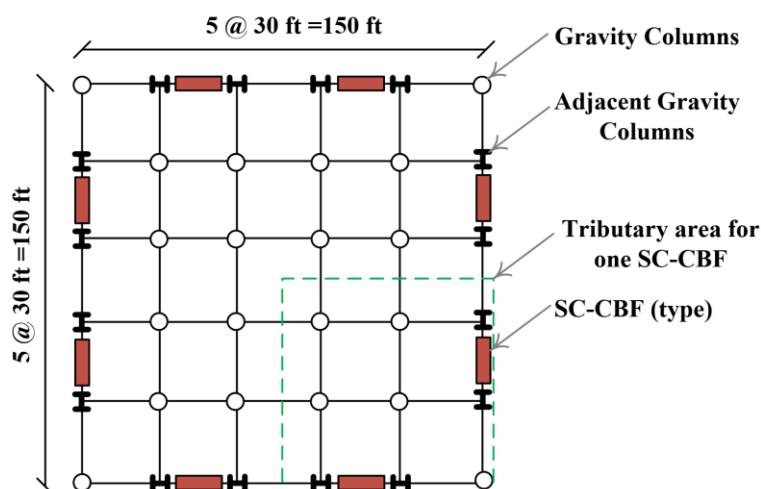
$$\gamma_{PT} = \frac{PT_0}{PT_y} \quad (4)$$

$$A_{PT} = \frac{PT_y}{f_{yPT}} \quad (5)$$

$$A_{ED} = \frac{V_{ED}}{f_{yED}} \quad (6)$$

۲-۲- مشخصات مدل‌های عددی

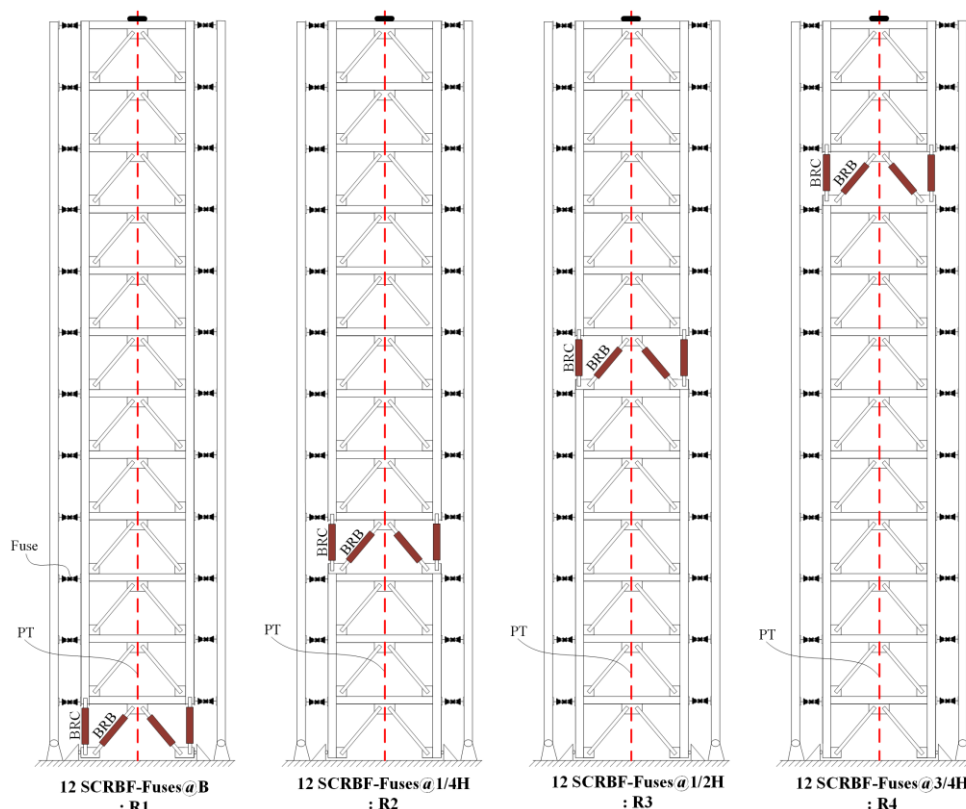
شکل ۲ پلان مربوط به سازه‌ها را نمایش می‌دهد. این سازه‌ها دارای پلانی به ابعاد $150 * 150$ فوت مربع (معادل $45/7 * 45/7$ مترمربع) هستند که در دو دهانه و در هر دو جهت X و Y دارای قاب‌های مهاربندی گهواره‌ای مرکزگرا هستند. در تمامی سازه‌ها ارتفاع تمامی طبقات برابر $11/5$ فوت (معادل $3/5$ متر) است. مشخصات مکانیکی فولاد شامل $f'_c = 240 MPa$ و $E_c = 200 GPa$ است و نیز مشخصات مکانیکی جاذب‌های انرژی $f_y = 240 MPa$ و $E_s = 200 GPa$ می‌باشد. هم‌چنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای مشخصات مکانیکی $f_y = 1560 MPa$ و $E_s = 200 GPa$ هستند. سازه مورد نظر بر روی خاک نوع C مطابق ASCE7 [۲۲] با پارامترهای لرزه ای $S_1 = 0.6$ و $S_s = 1.5$ در نظر گرفته شده است.



شکل ۲: مشخصات پلان سازه مورد بررسی

سازه‌های ۱۲ طبقه در این تحقیق مورد مطالعه قرار میگیرند در حالت اول، سازه به صورت پایه‌گهواره‌ای (R0) در نرم‌افزار ETABS طراحی شده است. مقاطع سازه طراحی شده ۱۲ طبقه R0 در جدول ۱ نشان داده شده است. برای توضیح جدول مزبور، دو نوع ستون (Columns) در پیکربندی قاب سازه مورد نظر، استفاده شده است که مطابق این جدول، شامل ستون‌های داخل هسته (Core) و خارج از هسته در قاب پیرامونی (Adjacent) هستند. هم‌چنین تیرها و مهاربندهای مورد استفاده در هسته به ترتیب در ستون جدول Beams و Braces نشان داده شده است. مقاطع اعضای ستون‌ها، تیرها و مهاربندها از نوع پروفیل A شکل آمریکایی است. کابل‌های مورد نظر دارای مساحت ۵۴۴۵ میلی‌متر مربع و دارای پیش‌تنیدگی حدود ۳۰ درصد بوده‌اند (مطابق ستون Cables جدول). فیوزهای مورد نظر که در اطراف هسته مورد استفاده قرار گرفته، در ستون آخر جدول (Links) قرار گرفته‌اند که برای طراحی یک مقطع مستطیل با ارتفاع معادل در نظر گرفته شده است و در مدل نرم‌افزاری مشابه مرجع [۲۳] در ۱۲ ناحیه، ارتفاع این فیوزها متغیر در نظر گرفته شده است. ارتفاع و ضخامت فیوزهای طراحی مورد نظر مطابق این جدول، به ترتیب ۲۷۵ و ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. هم‌چنین طول لینک‌ها برابر با ۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

برای کاهش اثرات مودهای بالاتر پیکربندی سازه مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است. این پیکر بندی های جاذب‌های انرژی BRB و BRC به ترتیب در طبقه پایه (R1)، یک سوم ارتفاع (R2)، میانه ارتفاع (R3) و سه چهارم ارتفاع (R4) در نظر گرفته شده است. دلیل استفاده از روش کنترل غیرفعال (فیوزهای BRB و BRC) در مقایسه با سایر روش‌های کنترلی (نیمه فعال و فعال)، کاهش هزینه‌های ساخت، اجرا و نگهداری سازه‌ها و هم‌چنین نیاز کمتر به نیروی متخصص و تجربه زیاد، است. هم‌چنین برای صحت سنجی اولیه رفتار خطی سازه، زمان تناوب مود اول سازه مدل شده R0 را در دو نرم‌افزار OpenSees و ETABS مطابق جدول ۲ مورد مقایسه قرار داده است و نتایج، اختلاف کمتر از ۵ درصد را نشان می‌دهد.



شکل ۳: پیکربندی جاذب‌های انرژی BRC و BRB در طبقات سازه ۱۲ طبقه

جدول ۱: مقاطع طراحی شده اعضای سازه ۱۲ طبقه (R0)

Story	Columns		Beams	Braces	Cables (mm ²)	Links
	Core	Adjacent				
1-3	W14x370	W14x211	W12x65	W14x61	5445	PL275x10
4-6	W14x193	W14x159	W12x58	W14x61		
7-9	W14x82	W14x74	W12x53	W14x43		
10-11	W14x43	W14x34	W12x50	W14x43		
Roof	W14x43	W14x34	W12x82	W14x82		

جدول ۲: زمان تناوب مود اول

Software/Structure	Time Period (Sec.)
ETABS	۱/۶۰۹
OpenSees-R0	۱/۵۳۹۴
OpenSees-R1	۱/۵۷۲۵
OpenSees-R2	۱/۵۶۶۷
OpenSees-R3	۱/۵۵۸۸
OpenSees-R4	۱/۵۶۲۳

۳-۲- طراحی سازه‌های دارای فیوزهای BRC و BRB

همانطور که در قسمت قبل بیان شد، فیوزهای BRC و BRB به عنوان جایگزین اعضای اصلی سازه به جای اعضای مهاربندی و ستون‌ها در طبقات می‌توانند استفاده شوند. در اعضای طراحی شده ستون و مهاربندهای سازه‌های مرکزگرای مورد بررسی (R0)، بحث کمانش

پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی به علت تامین انسجام کلی از نظر رفتار لرزه ای در هسته‌های گهواره‌ای، مطرح نمی‌گردد. لازم به ذکر است در صورتیکه اعضای سازه‌ی هسته، همانند ستون‌ها عملکرد منفرد داشته باشند، ممکن است که بحث کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی مطرح گردد. لذا در این اعضا تنها معیار تاثیرگذار کمانش خمشی است. مقاومت فشاری اسمی به صورت زیر حساب می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (7)$$

در رابطه فوق A_g برابر با مساحت مقطع عضو فشاری است و F_{cr} بیانگر تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی است که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\text{اگر } \lambda \leq \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (8)$$

$$\text{اگر } \lambda > \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (9)$$

که در روابط فوق، λ نسبت لاغری حداکثر فشاری المان و F_e تنش کمانش بحرانی اولر در حالت الاستیک است که از روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (10)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (11)$$

که در روابط فوق K ، L ، r و F_y به ترتیب برابر با ضریب طول موثر، طول، حداقل شعاع ژیراسیون المان فشاری و تنش تسلیم، هستند. همچنین مقاومت اسمی کششی اعضا از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P_n = F_y A_g \quad (12)$$

روش کار برای ایجاد سازه با پیکربندی جاذب‌های انرژی به صورت مقابل می‌باشد: (۱) سازه مورد نظر با روش متداول به صورت پایه-گهواره‌ای طراحی می‌شود (۲) محل تبدیل ستون و مهاربند به BRC و BRB در طبقات مشخص می‌شود، (۳) مقاومت اسمی اعضای فشاری (با لحاظ اثر کمانش خمشی) و کششی موجود مطابق روش طراحی متعارف با استفاده از روابط (۷) و (۱۱) محاسبه می‌شود و مقدار حداقل این دو برابر با مقاومت اسمی فشاری (یا کششی) BRC و BRB قرار داده می‌شود و مقادیر مساحت مورد نیاز بدست می‌آید. دقت شود که مقادیر مقاومت اسمی فشاری و کششی BRC و BRB با توجه به برابری مساحت و تنش تسلیم در فشار و کشش را می‌توان برابر در نظر گرفت. اعضای کمانش‌تاب BRC و BRB مطابق آیین‌نامه AISC-341 [۲۴] از نظر مقاومتی طراحی شده‌اند. همچنین مطابق این آیین‌نامه، کرنش حداکثر این المان‌ها، به ۲۲ برابر کرنش تسلیم محدود شده است [۲۴]. سپس با برقراری روابط در قسمت سوم می‌توان مساحت اعضای BRC و BRB را محاسبه نمود (جدول ۳).

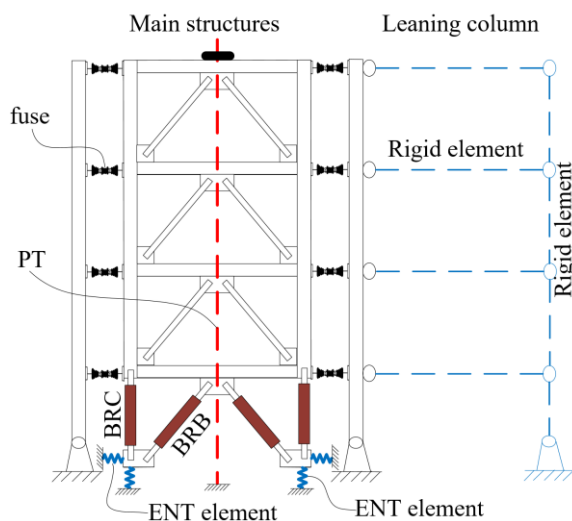
جدول ۳: مقاطع BRC و BRB مورد استفاده در سازه‌های مورد بررسی

Structures	Columns (R0)		A (BRC)	Braces (R0)		A (BRB)
	Section	A (mm ²)	(mm ²)	Section	A (mm ²)	(mm ²)
R1	W14X370	70322	66692	W14X61	11548	7738
R2	W14X193	36645	34544	W14X61	11548	7738
R3	W14X82	15484	13238	W14X61	11548	7738
R4	W14X34	6452	4262	W14X43	8129	4170

۲-۴- مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار مورد نظر تحلیل دینامیکی غیرخطی، OpenSees [۲۵] انتخاب شده است. برای مدل‌سازی سازه مورد نظر با توجه به ناحیه ثقلی میانی سازه، مدل‌ها با استفاده ستون‌های متکی [۲۶]، [۲۷] برای محاسبه اثرات P-Δ در مدل‌ها، در نظر گرفته شده اند (شکل ۴). اعضای مورد نظر برای مدل‌سازی ستون متکی به صورت صلب و دو سر مفصل و یا المان خریابی می باشند. بر روی ستون متکی باید بارگذاری ثقلی ناشی از قاب های میانی سهم این هسته را اعمال نمود و هم چنین بایست سهم بار جرم لرزه ای را به این ستون را اعمال نمود. فرض میرایی رایلی متکی بر میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. از آنجا که فرض این سیستم‌ها بر این است که اعضای سازه در محدوده خطی بماند، می توان اعضای اصلی هسته را به صورت الاستیک در نظر گرفت و سپس کرنش ایجاد شده در آنها را بررسی نمود. برای مهاربند از المان corotTruss و مصالح الاستیک استفاده شده است. در پژوهش‌های [۳] و [۲۸]، در خصوص این که باید المان‌های هسته وارد ناحیه غیرخطی نشوند، اشاره مستقیم داشته است. هم‌چنین در این پژوهش‌ها آن‌ها نشان دادند با توجه به اینکه هسته دارای مقاومت و سختی بالاتری نسبت به المان‌های فیوز هستند، هسته‌ها وارد ناحیه غیرخطی نمی‌شوند و در مرز اول، تسلیم در اعضای فیوز و سپس در کابل‌ها اتفاق می‌افتد. در مرحله بعد، اعضای هسته دچار تسلیم می‌شوند و حتی ممکن است واژگونی و ناپایداری در سیستم اتفاق بیفتد ولی تسلیم اعضا اتفاق نیفتد. برای مدل‌سازی BRB و BRC در این تحقیق از المان corotTruss با لحاظ مساحت طراحی شده و مصالح steel02 رفتار چرخه‌ای غیرخطی در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه در اعضای کمانش‌تاب، غلاف باعث جلوگیری از کاهش مقاومت تسلیم اعضا می‌شود، می‌توان در مدل‌سازی این اعضا، تنش تسلیم را مشابه صحت‌سنجی، بدون کاهش تنش تسلیم عضو در نظر گرفت و المان مورد نظر را بدون مدل‌سازی غلاف لحاظ کرد. کابل پس تنیده با المان corotTruss و مصالح steel02 و مقطع فایبر دایروی مورد مدل‌سازی قرار گرفته اند. مصالح steel02 مدنظر برای مدل‌سازی کابل‌ها، دارای پارامترهای کالیبر شده $cR1 = 0.925$, $R0 = 20$ و $cR2 = 0.15$ هستند. میراگرهای جاذب انرژی پیرامونی از تعداد ۱۲ قطعه فایبر با مصالح steel02 مدل‌سازی شده اند و این ۱۲ قطعه فایبر در قسمت میانی دارای دو فنر دورانی با مقاومت خمشی فیوز هستند. مصالح steel02 مدنظر برای مدل‌سازی جاذب‌های انرژی BRB و BRC و فیوزهای پروانه‌ای، دارای پارامترهای کالیبر شده $cR1 = 0.925$, $cR2 = 0.15$, $a1 = 0$, $a2 = 1$, $a3 = 0$ و $a4 = 1$ و $sigInit = 0$ هستند.

در پای هسته ی گهواره‌ای برای ایجاد حرکت بلندشدگی و جلوگیری از لغزش، باید از فنرهای با مصالح بدون تحمل کشش (ENT) با سختی بی‌نهایت در فشار استفاده نمود [۳].



شکل ۴: نحوه مدل سازی سازه های مورد نظر در نرم افزار OpenSees

۲-۵- شتاب نگاشت های لرزه ای مورد بررسی

در این تحقیق ۲۲ رکورد از شتاب نگاشت های دور از گسل بر اساس دستورالعمل FEMA-P695 [۲۰]، به منظور بررسی سازه ها انتخاب (جدول ۴) و به ازای هر جفت رکورد، شتاب نگاشت با حداکثر PGA انتخاب شده است. در شبیه سازی های دوبعدی، برای مقیاس سازی رکوردها، مطابق آیین نامه ASCE7 [۲۲] در محدوده $0.2T1$ الی $1.5T1$ میانگین طیف رکوردها به طیف طراحی (مطابق مشخصات طیف ارائه شده در بخش ۲-۲) مقیاس شده اند. دقت شود که می توان در بررسی رکوردهای لرزه ای در سازه های طراحی شده ضرایب مقیاس را با توجه به تغییر زمان تناوب سازه، کمتر از ۱۰ درصد، برابر در نظر گرفت.

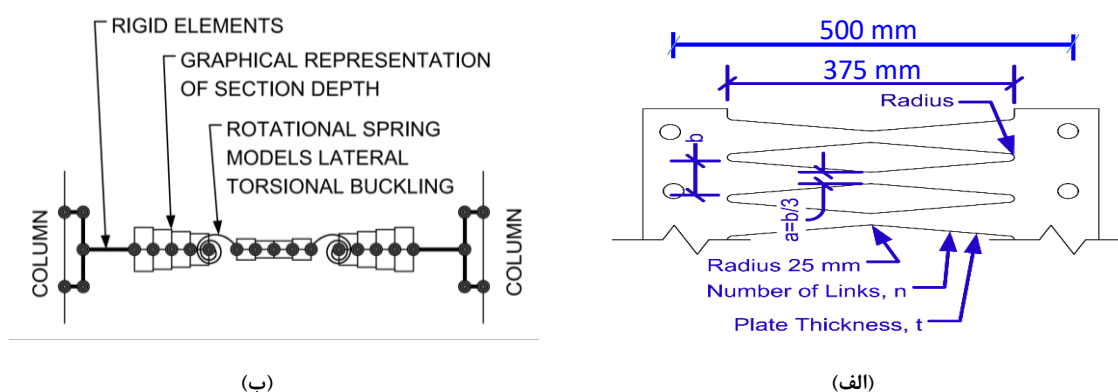
جدول ۴: شتاب نگاشت های لرزه ای دور از گسل مورد استفاده در این تحقیق مطابق [۲۰]

ID	زلزله	سال	ایستگاه	M_w	R_{JB} (km)	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s)	نوع خاک
1	Northridge	1994	Beverly Hills - Mulhol	6.7	9.4	0.52	63	D
2	Northridge	1994	Canyon Country-WLC	6.7	11.4	0.48	45	D
3	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.1	12	0.82	62	D
4	Hector Mine	1999	Hector	7.1	10.4	0.34	42	C
5	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	22	0.35	33	D
6	Imperial Valley	1979	El Centro Array #11	6.5	12.5	0.38	42	D
7	Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	6.9	7.1	0.51	37	C
8	Kobe, Japan	1995	Shin-Osaka	6.9	19.1	0.24	38	D
9	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	7.5	13.6	0.36	59	D
10	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.5	10.6	0.22	40	C
11	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.3	23.6	0.24	52	D
12	Landers	1992	Coolwater	7.3	19.7	0.42	42	D
13	Loma Prieta	1989	Capitola	6.9	8.7	0.53	35	D
14	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.9	12.2	0.56	45	D
15	Manjil, Iran	1990	Abbar	7.4	12.6	0.51	54	C
16	Superstition Hills	1987	El Centro Imp. Co.	6.5	18.2	0.36	46	D
17	Superstition Hills	1987	Poe Road (temp)	6.5	11.2	0.45	36	D
18	Cape Mendocino	1992	Rio Dell Overpass	7.0	7.9	0.55	44	D
19	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY101	7.6	10	0.44	115	D
20	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU045	7.6	26	0.51	39	C
21	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor	6.6	22.8	0.21	19	D
22	Friuli, Italy	1976	Tolmezzo	6.5	15	0.35	31	C

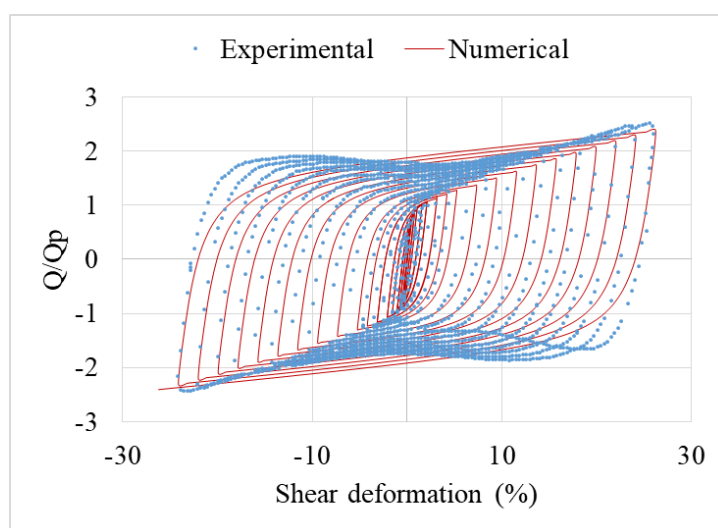
۲-۶- صحت سنجی روند مدل‌سازی عددی

۲-۶-۱- رفتار فیوز پروانه‌ای شکل جاذب انرژی

در این قسمت به منظور صحت سنجی سعی می‌شود که یک مدل وابسته به واقعیت برای شبیه‌سازی خمشی - محوری و رفتار کمانش پیچشی-جانبی لینک‌های فیوز ساخته شود. همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده، فیوز با ۱۲ مقطع فایبر مدل شده است. عمق مقطع فایبر با میانگین عمق لینک فیوز در همان طول یکسان می‌باشد. ضخامت مقطع فایبر برابر ضخامت فیوز، ضرب در تعداد لینک‌ها می‌باشد [۲۳]. برای مدل‌سازی ۱۲ مقطع فایبر از ماده steel02 استفاده شده است. همچنین در سومین نقطه از لینک فیوز، فنر پیچشی وجود دارد تا کمانش پیچشی-جانبی را شبیه‌سازی کند. فنر پیچشی یک المان zero-length با ماده المان steel02 در این تحقیق مدل‌سازی شده است. مصالح steel02 مدنظر برای مدل‌سازی فیوزها، دارای پارامترهای کالیبر شده $R0 = 18$, $cR1 = 0.925$, $cR2 = 0.15$, $a1 = 0$, $a2 = 1$, $a3 = 0$, $a4 = 1$ و $sigInit = 0$ هستند. شکل ۶ نمودار صحت سنجی فیوز مورد بررسی در نرم افزار OpenSees در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تحقیق را نشان می‌دهد. در تحقیق [۲۹] مقادیر مقاومت محتمل برشی (Qp) برای فیوز B02-14 تعیین شده است که برابر با ۸۳ کیلو نیوتن هست و مقادیر محور قائم نیروی برشی فیوز را با تقسیم بر این مقدار نرمال کرده است. نتایج مقایسه این نمودار حاکی از دقت مناسب مدل‌سازی می‌باشد.



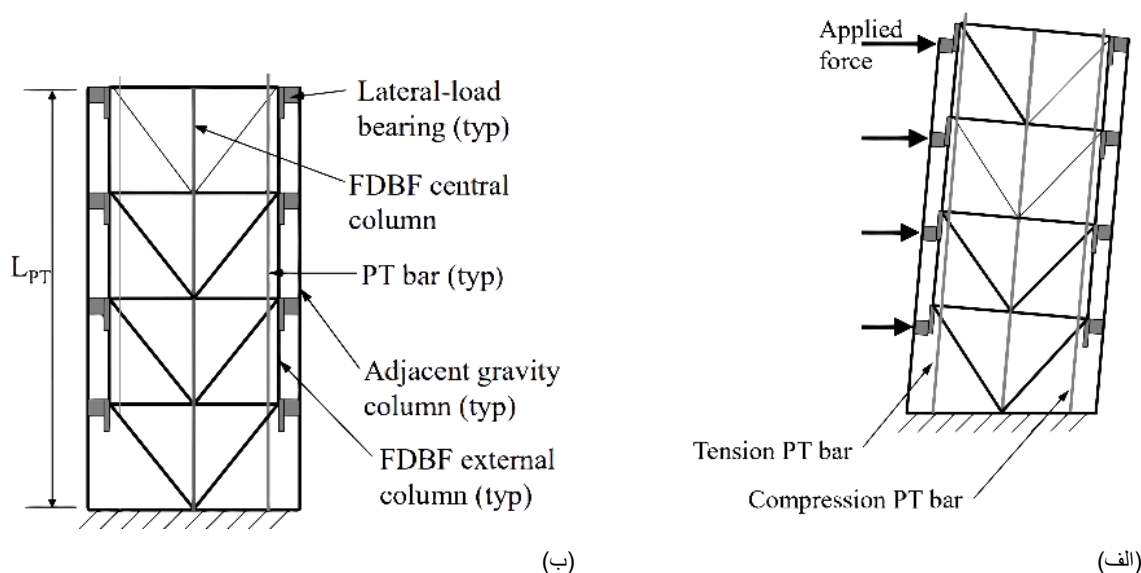
شکل ۵: (الف) شمای فیوز مورد بررسی صحت سنجی و (ب) معادل سازی فیوز در نرم افزار OpenSees [۲۳]



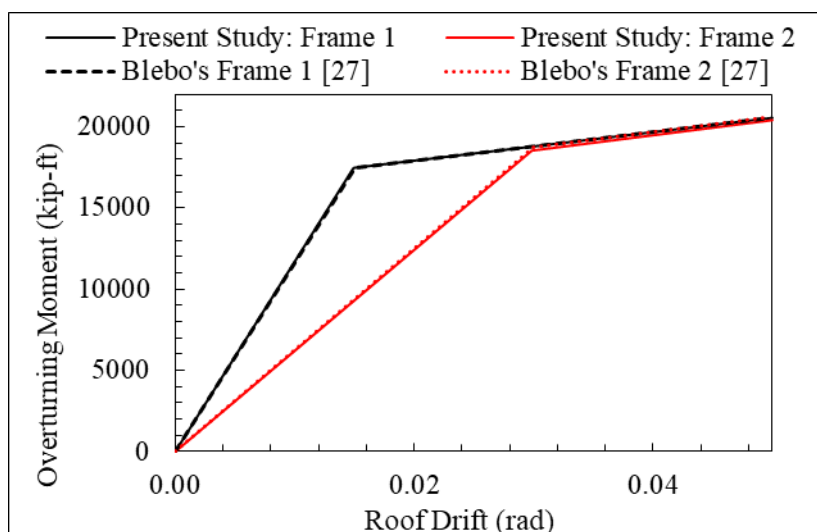
شکل ۶ نمودار صحت سنجی فیوز مورد بررسی در نرم افزار OpenSees در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تحقیق [۲۹]

۲-۶-۲- رفتار سازه‌های مرکزگرا

به منظور صحت سنجی عملکرد سیستم گهواره‌ای به همراه کابل، دو سازه ۴ طبقه، مشابه شکل ۷ مورد بررسی قرار گرفته است [۳۰]. اعضای هسته برای صحت سنجی به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است و در این مدل‌سازی اعضای جاذب انرژی در سیستم، مدل‌سازی نشده و تأثیر آن به صورت کاهش پاسخ‌های سازه در نمودار لنگر واژگونی-دریفت سازه مطابق تحقیق [۳۰] در نظر گرفته شده است. در تحقیق مورد نظر با توجه به این که تمرکز بر روی سیستم‌های گهواره‌ای به عنوان سیستم لرزه‌بر جانی است، پایه ستون‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است که بارهای لرزه‌ای توسط قاب تحمل نشود. مصالح کابل‌ها با استفاده از مصالح steel02 ایجاد و با استفاده از InitStrainMaterial پیش‌تنیده شده که به المان corotTruss اختصاص داده شده است. برای سادگی در نشان دادن نتایج مدل سازه‌ها، قاب ۱ و ۲ نشان داده شده است و به ترتیب این قاب‌های دارای ظرفیت تسلیم دریفت بام $1/5$ و 3 درصد هستند. شکل ۸ نمودار لنگر واژگونی و دریفت بام دو سازه‌ی مدنظر برای مدل‌سازی در این تحقیق به صورت خط توپر و مدل‌سازی در تحقیق [۳۰] به صورت خط چین نشان می‌دهد با مقایسه‌ی آن‌ها، می‌توان بیان نمود که مدل‌سازی عددی در این تحقیق توانسته به خوبی و با دقت مناسب رفتار سیستم گهواره‌ای را تخمین بزند.



شکل ۷: (الف) موقعیت اولیه و (ب) موقعیت تغییرشکل یافته سازه گهواره‌ای مورد بررسی [۳۰]

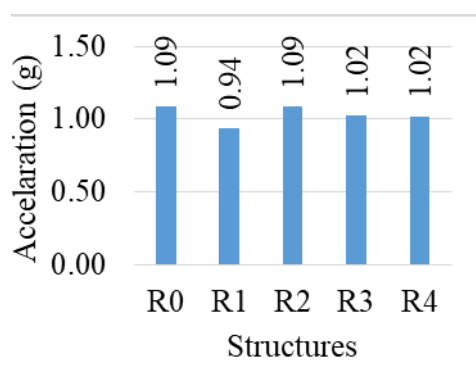


شکل ۸: نتایج صحت سنجی برای قاب‌های ۱ و ۲ تحقیق [۳۰] و تحقیق حاضر

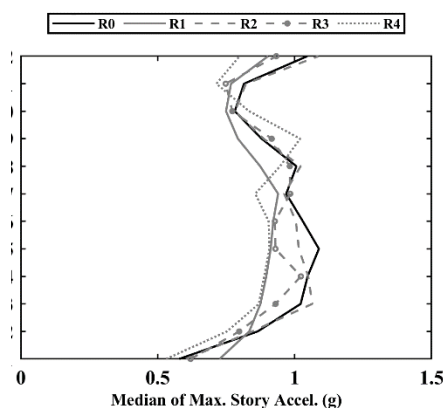
۲- نتایج و بحث

۳-۱- شتاب طبقات

شکل ۹، میانه حداکثر شتاب طبقات در سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در پروفیل شتاب سازه‌های نشان داده شده، مقادیر شتاب در طبقات به صورت یکنواخت است و تغییرات زیادی در آن‌ها مشاهده نمی‌شود. مقادیر تغییرات شتاب سازه ی پایه-گهواره ای متداول با سازه های دارای جاذب های انرژی BRB و BRC، ناچیز است. البته با بکارگیری BRB و BRC به عنوان جاذب های انرژی عملکرد بهتر سیستم را به صورت کاهش شتاب میتوان مشاهده نمود. سیستم R1 در کاهش طبقات سازه نسبت به سایر سازه های دارای جاذب انرژی بهتر عمل کرده است. کاهش مقادیر شتاب سازه R1 نسبت به R0 حدودا برابر با ۱۴ درصد است. همچنین مقدار کاهش شتاب در سازه ی R2 نسبت به سازه R0، ناچیز است. ضمنا مقادیر کاهش شتاب در سازه‌های R3 و R4 نسبت به سازه R0 حدود ۷ درصد است.



(ب)



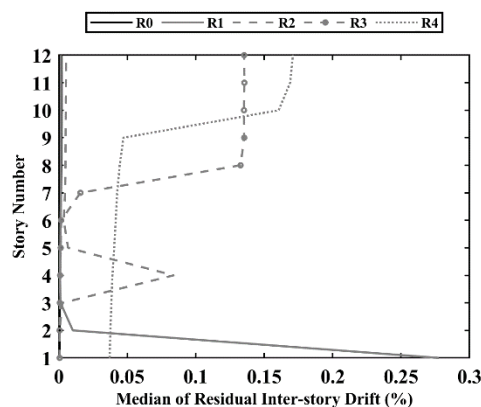
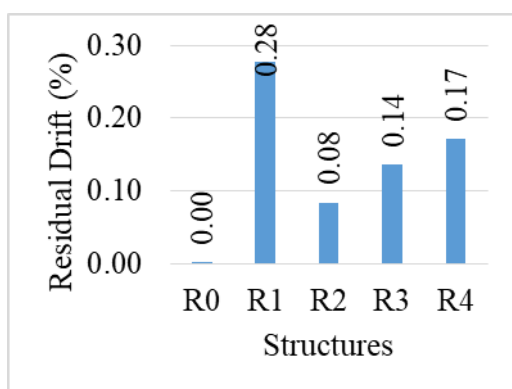
(الف)

شکل ۹: مقایسه شتاب طبقات تحت رکوردهای لرزه ای مورد بررسی؛ (الف) پروفیل شتاب حداکثر طبقات و (ب) حداکثر شتاب طبقات

۳-۲-۱- جایجایی های نسبی پسماند طبقات

در شکل ۱۰ به بررسی جایجایی نسبی پسماند بام سازه‌های مختلف تحت رکوردهای لرزه‌ای مورد نظر پرداخته شده است. حداکثر مقادیر دریافت پسماند در سازه‌ها، معمولا در طبقه‌ای که جاذب‌های انرژی BRB و BRC وجود دارند، اتفاق می‌افتد. این موضوع به دلیل افزایش

کاهش مقاومت و سختی به صورت متمرکز در آن طبقه است. مقدار حداکثر جابجایی نسبی پسماند برابر با 0.0028 (در سازه R1) است. مقادیر دررفت پسماند در سازه بدون جاذب‌های انرژی BRB و BRC (R_0) ناچیز و تقریباً برابر با صفر است. استفاده از جاذب‌های انرژی BRB و BRC باعث افزایش دررفت پسماند می‌شود. به طوری که مقادیر حداکثر دررفت پسماند در سازه R1 برابر با 0.28 درصد است. در سازه‌های دارای جاذب انرژی، سازه R2 با مقدار 0.08 درصد دررفت پسماند، سازه بهینه است. به طور کلی مقادیر دررفت پسماند مشاهده شده در سازه‌های مورد بررسی ناچیز است و بعد از زلزله با تامین نیرو از طریق جک‌های روغنی می‌تواند برگشت‌پذیری کامل سازه را ایجاد نمود. لازم به ذکر است که ایجاد مقادیر حداکثر دررفت پسماند در سازه‌ها تحت سطح خطر DBE با توجه به توصیه FEMA P-58-1 [31] برابر با 0.2 درصد برای ایجاد قابلیت استفاده بی‌وقفه در نظر گرفته شده است [32]. با کنترل حداکثر دررفت پسماند می‌توان بیان نمود که تنها سازه‌های R1، از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه عبور می‌کنند. همچنین سایر سازه‌ها از حاشیه ایمنی مناسبی از منظر مقدار دررفت پسماند نسبت به مقادیر مورد نظر برای قابلیت استفاده بی‌وقفه را دارند.



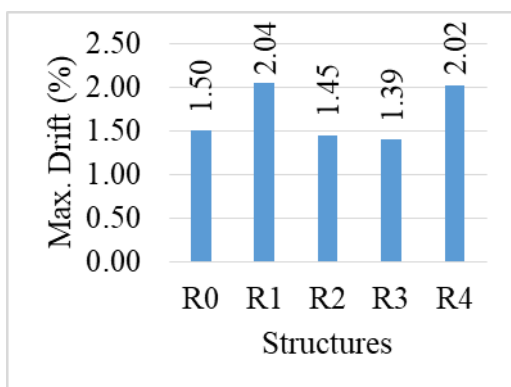
(ب)

(الف)

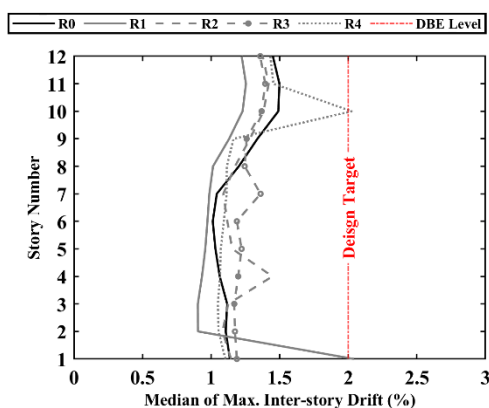
شکل ۱۰: مقایسه دررفت پسماند طبقات تحت رکوردهای لرزه ای مورد بررسی؛ (الف) پروفیل دررفت پسماند حداکثر طبقات و (ب) حداکثر دررفت پسماند طبقات

۳-۳- جابجایی‌های نسبی طبقات

شکل ۱۱، میانه حداکثر جابجایی نسبی طبقات در سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، تمامی سازه‌ها تقریباً در تمامی طبقات محدودیت دررفت حداکثر ۲ درصد طراحی را رعایت می‌کنند. پروفیل دررفت معمولاً در سازه‌های مختلف یکنواخت است لیکن در برخی از آن‌ها یک پیک دررفت در طبقه‌ای که جاذب‌های انرژی BRB و BRC در نظر گرفته شده بوجود آمده است. مطابق این پروفیل‌های دررفت، می‌توان بیان نمود با بکارگیری جاذب‌های انرژی BRB و BRC در ارتفاع سازه، مقادیر دررفت سازه افزایش پیدا می‌کند. وجود پیک دررفت در طبقات دارای جاذب‌های انرژی BRB و BRC، نشان‌دهنده انعطاف‌پذیری آن طبقات برای جذب انرژی است. سازه‌های R2 و R3 مقادیر حداکثر دررفت کمتری نسبت به سایر حالات و حتی سیستم پایه-گهواره‌ای عادی دارند. البته این مقادیر حداکثر دررفت در سازه‌های R2 و R3 نزدیک به حالت پایه-گهواره‌ای عادی است. با ایجاد جاذب‌های انرژی در پایه (R1) و در بالاترین محل مورد استفاده (R4)، مقادیر دررفت، حدود ۲ درصد شده است. مقادیر حداکثر دررفت ایجاد شده به علت استفاده از جاذب‌های انرژی BRB و BRC حدوداً برابر با ۳۰ درصد است. نکته‌ای که در بررسی دررفت سازه‌ها حائز اهمیت به نظر می‌رسد این است که روش طراحی مورد نظر از منظر سختی نیز جوابگو است و همچنین این روش را می‌توان به عنوان یک روش متداول مورد استفاده قرار داد.



(ب)

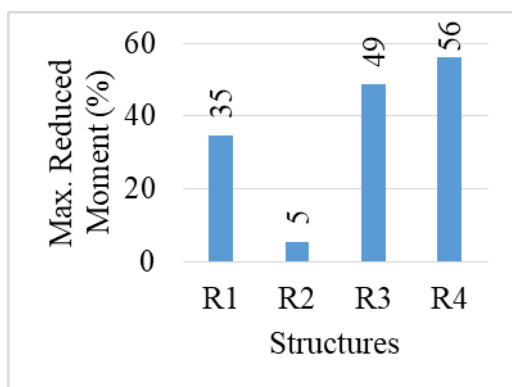


(الف)

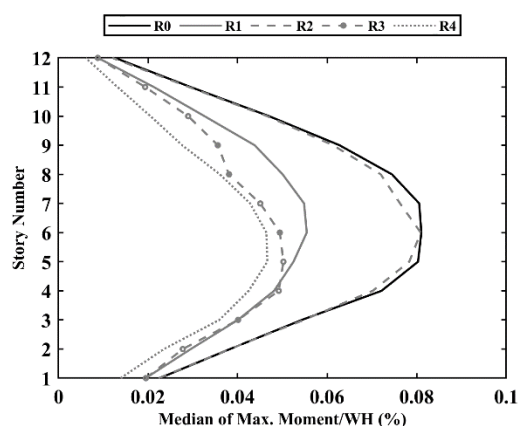
شکل ۱۱: مقایسه دررفت طبقات تحت رکوردهای لرزه ای مورد بررسی؛ (الف) پروفیل دررفت حداکثر طبقات و (ب) حداکثر دررفت طبقات

۳-۴- لنگر خمشی هسته

لنگر خمشی هسته همان لنگر واژگونی ناشی از زلزله هر طبقه است که در این تحقیق، با لنگرگیری تلاش‌های المان‌های هسته حول محور خمشی هر طبقه، بدست می‌آید. شکل ۱۲، میانه حداکثر خمش هسته‌های گهواره‌ای در طبقات سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در این شکل محور افقی، میانه حداکثر خمش هسته گهواره‌ای نرمالایز شده به حاصل ضرب ارتفاع در وزن طبقات و محور قائم، طبقات سازه مورد نظر را نشان می‌دهد. نرمالایزسازی محور افقی با تقسیم حداکثر خمش هسته گهواره‌ای بر مقادیر تجمعی حاصل ضرب وزن هر طبقه در ارتفاع طبقه مورد نظر انجام شده است [۶]. مطابق شکل مورد نظر، در پایه و بام سازه، مقادیر لنگر خمشی در سازه‌های مختلف، تقریباً برابر هستند. در میانه ارتفاع، مقادیر لنگر خمشی به شدت افزایش یافته است و حتی این مقادیر از مقادیر لنگر خمشی در پایه هم بیشتر شده است که این موضوع ناشی از وجود اثرات مودهای بالاتر در میانه ارتفاع است. همچنین می‌توان با استفاده از BRC و BRB‌ها به عنوان جاذب انرژی، لنگر خمشی طبقات را به طور قابل ملاحظه ای کاهش داد. سازه R4 در کاهش لنگر خمشی می‌تواند بسیار موثرتر عمل نماید و حداکثر به اندازه حدود ۵۶ درصد مقادیر خمش در سازه گهواره‌ای مورد نظر را نسبت به سازه پایه-گهواره‌ای کاهش دهد. این در صورتی است که سازه R2 کارایی مناسبی در کاهش لنگرهای خمشی طبقات ندارد و حدود ۵ درصد لنگر خمشی را نسبت به سازه پایه-گهواره‌ای کاهش می‌دهد. هم چنین سازه‌های R1 و R3 به طور نسبتاً خوبی لنگرهای خمشی طبقات را کاهش داده‌اند. لازم به ذکر است که سازه R3 نسبت به سازه R1 بهتر عمل کرده و کاهش بهتری در مقادیر خمش سازه ایجاد کرده است. البته با کاهش ظرفیت جاذب‌های انرژی BRB و BRC می‌توان مقادیر کاهش لنگر خمشی بیشتری در سازه‌ها نسبت به سازه پایه-گهواره‌ای مشاهده کرد لیکن محدودیت دررفت سازه می‌تواند معیار کنترل‌کننده باشد و در کاهش ظرفیت جاذب‌های انرژی BRB و BRC موثر باشد.



(ب)

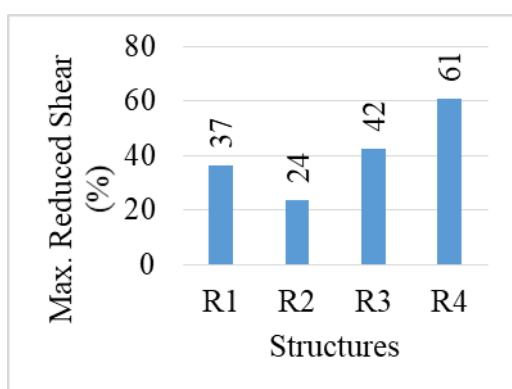


(الف)

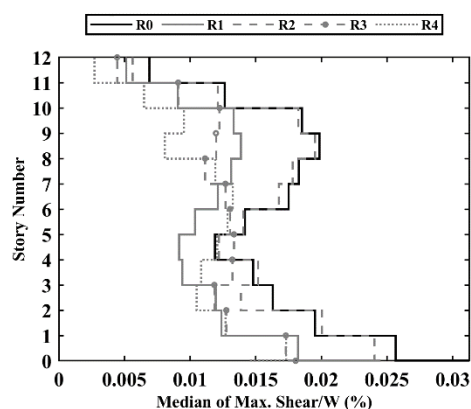
شکل ۱۲: مقایسه لنگر خمشی طبقات تحت رکوردهای لرزه ای مورد بررسی؛ (الف) پروفیل لنگر خمشی حداکثر طبقات و (ب) حداکثر کاهش لنگر خمشی طبقات توسط هسته‌های مورد نظر

۳-۵- برش هسته

شکل ۱۳، میانه حداکثر برش هسته‌های گهواره‌ای در طبقات سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در این شکل محور افقی، میانه حداکثر برش هسته گهواره‌ای نرمالایز شده به وزن طبقات و محور قائم، طبقات سازه ی مورد نظر را نشان می‌دهد. نرمالایزسازی محور افقی با تقسیم حداکثر برش هسته بر مقادیر تجمعی وزن هر طبقات مورد نظر انجام شده است [۶]. تحت رکوردهای مورد بررسی، در ناحیه بالاتر از پایه و میانه ارتفاع هسته گهواره‌ای، مقادیر برش بیشتری مشاهده می‌شود. این مقادیر برش به علت وجود اثرات موده‌های بالاتر می‌توانند در این دو ناحیه به شدت افزایش یابند. همانطور که مشاهده می‌شود، استفاده از BRC و BRB ها به عنوان جاذب انرژی، می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای برش طبقات ناشی از اثرات موده‌های بالاتر را کاهش دهد. کاهش اثرات موده‌های بالاتر با استفاده از جاذب‌های انرژی BRC و BRB، در نیمه بالایی هسته بیشتر قابل ملاحظه است. با بکارگیری جاذب‌های انرژی در یک سوم بالایی هسته یا در ارتفاع سه چهارم از پایه (R4)، می‌توان انتظار عملکرد مطلوب‌تر در کاهش برش‌های هسته را داشت. در این حالت، سازه R4 مقادیر برش در هسته را نسبت به حالت سازه پایه-گهواره‌ای تا حداکثر ۶۱ درصد کاهش داده است. هم‌چنین در سازه R2، قرارگیری جاذب‌های انرژی در میانه ارتفاع، اثربخشی کمتری در کاهش برش طبقات را نشان می‌دهد و مقدار کاهش برش توسط سازه R2 نسبت به سازه R0 برابر با ۲۴ درصد است. عملکرد R1 و R3 از نظر مقایسه حداکثر کاهش برش در طبقات، تقریباً مشابه است. البته سازه R3 نسبت به سازه R1، مقادیر برش‌ها را بیشتر کاهش داده است.



(ب)

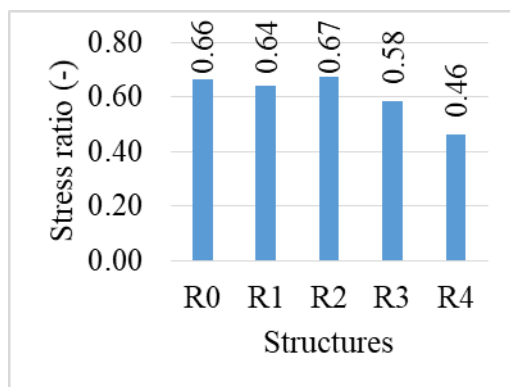


(الف)

شکل ۱۳: مقایسه برش طبقات تحت رکوردهای لرزه ای مورد بررسی؛ (الف) پروفیل برش حداکثر طبقات و (ب) حداکثر کاهش برش طبقات توسط هسته‌های مورد نظر

۳-۶- تنش کابل‌های پیش‌تنیده

در شکل ۱۴ به بررسی نسبت تنش حداکثر تاندون به تنش تسلیم سازه‌های مختلف تحت شتابنگاشت‌های لرزه‌ای مورد بررسی پرداخته شده است. مقدار نسبت تنش حداکثر تاندون‌ها، برابر با ۰/۶۷ (در سازه R2) است. مطابق این شکل، با قرارگیری BRC و BRB‌های جاذب انرژی در طبقات بالاتر، مقادیر تنش در کابل‌ها می‌تواند کاهش پیدا کند. در سازه R4 که BRC و BRB‌های جاذب انرژی در بالاترین طبقات قرار می‌گیرند، نسبت تنش در کابل‌ها ۳۰ درصد کاهش پیدا کرده است. لازم به ذکر است که به‌منظور طراحی اقتصادی‌تر، می‌توان مساحت کابل‌ها را کاهش داد. البته این موضوع باعث افزایش مقادیر تنش در کابل‌ها و همچنین افزایش دررفت در سازه می‌گردد. همین‌طور کاهش مساحت کابل‌ها ممکن است در نتایج سایر پاسخ‌ها و تلاش‌های سازه بی‌تاثیر نباشد.



شکل ۱۴: نمودارهای میله‌ای نسبت تنش کابل‌های سازه‌های مورد بررسی

۳- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر در سازه‌های مهاربندی گهواره‌ای مرکزگرا، یک ساختمان با تعداد ۱۲ طبقه و مجهز به این سیستم در نظر گرفته شده است. راهکار استفاده از جاذبهای انرژی BRB و BRC در طبقات مختلف برای کاهش اثرات منفی مودهای بالاتر که به صورت تلاش‌های برشی و خمشی در سازه رخ میدهد، پیشنهاد شده است. برای این منظور، سازه با سیستم مهاربندی پایه-گهواره‌ای مرکزگرا را با چهار نوع سازه دیگر با قرارگیری ستون و مهاربند کمانش‌تاب در پایه (R1) و یک‌سوم (R2)، میانه (R3) و سه‌چهارم ارتفاع (R4)، مورد مقایسه قرار داده شد. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها، مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دویبعی انجام شده است و سپس تحت ۲۲ رکورد دور از گسل مطابق FEMA P695 مورد بررسی قرار گرفته اند. خلاصه نتایج و نکات حاصل از این تحقیق به صورت زیر قابل اشاره است:

۱. مقادیر تغییرات شتاب سازه پایه-گهواره‌ای متداول با سازه‌های دارای جاذب‌های انرژی BRB و BRC، ناچیز است.
۲. مقادیر دررفت پسماند در سازه بدون جاذب انرژی BRB و BRC (R0) ناچیز و تقریباً برابر با صفر است. استفاده از جاذب‌های انرژی BRB و BRC باعث افزایش دررفت پسماند می‌شود. اگر سازه به واسطه جاذب انرژی BRB و BRC بیش از حد انعطاف پذیر شود، ممکن است دررفت پسماند از حد مجاز فراتر رود. در سازه‌های مورد بررسی سازه R1 مقادیر دررفت پسماند بالاتری از مقدار مجاز و برابر با ۰/۲۸ درصد را دارد.
۳. تمامی سازه‌ها تقریباً در تمامی طبقات محدودیت دررفت حداکثر ۲ درصد طراحی را رعایت می‌کنند. با بکارگیری جاذب‌های انرژی BRB و BRC در ارتفاع سازه، مقادیر دررفت سازه افزایش پیدا می‌کند.

۴. اثرات موده‌های بالاتر به شدت در میانه ارتفاع به صورت افزایش حداکثر خمش قابل مشاهده است. می‌توان با استفاده از BRC و BRB ها به عنوان جاذب انرژی، لنگر خمشی طبقات را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش داد. با این نوع سازه می‌توان با استفاده از جاذب‌های انرژی مورد نظر در ارتفاع تا حداکثر ۵۶ درصد خمش‌های هسته را کاهش داد (R4).
۵. اثرات موده‌های بالاتر با افزایش برش در نیمه بالایی ارتفاع همراه است و استفاده از BRC و BRB ها به عنوان جاذب انرژی، می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای برش طبقات ناشی از اثرات موده‌های بالاتر را کاهش دهد. با بکارگیری جاذب‌های انرژی در یک‌سوم بالایی هسته می‌توان انتظار عملکرد مطلوب تر در کاهش برش‌ها را داشت. با بکارگیری جاذب‌های انرژی در ارتفاع می‌توان برش‌های هسته را تا ۶۱ درصد کاهش داد (R4).
۶. با قرارگیری BRC و BRB های جاذب انرژی در طبقات بالاتر، می‌توان بیان نمود که مقادیر تنش در کابلها کاهش پیدا می‌کند. مقادیر حداکثر کاهش تنش در کابل‌ها در سازه R4 رخ داده است که مقدار این کاهش حدوداً برابر با ۳۰ درصد است.
- سیستم‌های نوین پیشنهادی تحقیق حاضر، می‌توانند بجای سیستم‌های متداول آیین‌نامه‌ای با هدف متمرکز کردن آسیب‌های لرزه‌ای در فیوزهای تعویض پذیر و نیز به حداقل رساندن دریافت پسماند، مورد استفاده قرار گیرند. این تحقیق به قضاوت مهندسی طراحان سازه در خصوص طراحی سیستم‌های نوین لرزه‌ای کمک می‌کند و با بهره‌گیری از این مقاله در هنگام طراحی سازه‌های گهواره‌ای مجهز شده به فیوزهای جاذب انرژی BRC و BRB، موقعیت مناسب این فیوزها را در ارتفاع شناسایی کنند. با توجه به اینکه این سیستم‌ها در مرحله اولیه تحقیقات هستند، به شدت به پارامترهای سختی و مقاومت فیوزها حساس هستند لذا می‌بایست با آنالیز حساسیت در مقیاس‌های بزرگ، رفتار دقیق تر آن‌ها را شناسایی کرد. همچنین لازم است جهت شناخت بیشتر رفتار لرزه ای آن‌ها، مدل‌های بیشتری با لحاظ اثرات متغیر هندسه، مصالح و زلزله ورودی تحت روش‌های مختلف مورد تحلیل و بررسی قرار گیرند.

مراجع

- [1] Christchurch Central Development Unit (2012), Introducing the Christchurch central recovery plan.
- [2] Maroofi. E, Mansoori. M. R, Moghadam. A. S, and Aziminejad. A. (2021). Evaluation of rocking motion on the seismic performance of a linked column frame system, Proc. Inst. Civ. Eng. Build., 1–15.
- [3] Majumder. M. J. E, Dehcheshmeh. E. M, Broujerdian. V, and Moradi. S. (2022). Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses, J. Constr. Steel Res., vol. 194, 107322.
- [4] Mohammadi Dehcheshmeh. E and Broujerdian. V. (2022). Probabilistic Evaluation of Self-Centering Birocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Ground Motions. J. Struct. Eng., vol. 148, no. 9, 4022134.
- [5] Broujerdian. V and Mohammadi Dehcheshmeh. E. (2022). Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance. Bull. Earthq. Eng. doi: 10.1007/s10518-022-01325-y.
- [6] Khanmohammadi. M and Heydari. S. (2015). Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems. Eng. Struct., vol. 100, pp. 577–589, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.06.043.
- [7] Wiebe. L. D. A. (2013). Design of controlled rocking steel frames to limit higher mode effects. Ph.D. University of Toronto.
- [8] Wiebe. L and Christopoulos. C. (2015). A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multistorey buildings. Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 44, no. 11, 1697–1716.
- [9] Wiebe. L and Christopoulos. C. (2009). Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. J. Earthq. Eng., vol. 13, no. 1 SUPPL. 1, doi: 10.1080/13632460902813315, 83–108.
- [10] Mohammadi Dehcheshmeh. E and Broujerdian. V. (2022). Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions. J. Build. Eng. doi: http://doi.org/10.1016/j.jobep.103509.
- [11] Hasan. M. R. (2012). Parametric Study and Higher Mode Response Quantification of Steel Self-Centering Concentrically-Braced Frames. Ph.D. University of Akron.
- [12] Wiebe. L., Christopoulos. C., Tremblay. R., and Leclerc. M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 42, no. 7, doi: 10.1002/eqe.2259. 1053–1068.
- [13] Wiebe. L., Christopoulos. C., Tremblay. R., and Leclerc. M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 2: Large-amplitude shake table testing. Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 42, no. 7. 1069–1086.
- [14] Li. T. Berman. J. W and R. Wiebe. (2017). Parametric study of seismic performance of structures with multiple rocking joints. Eng. Struct., vol. 146. 75–92.
- [15] Steele. T. C and Wiebe. L. D. A. (2018). Reducing the Forces in Controlled Rocking Steel Braced Frames Using Partial

- Ductile Behavior. in 11 U.S. National Conference on Earthquake Engineering., no. June..
- [16]Steele.T. C and Wiebe.L. D. A.(2016).Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 45, no. 14. 2349–2369.
- [17]Rahgozar.N and Rahgozar.N(2020).Extension of direct displacement based design for quantifying higher mode effects on controlled rocking steel cores. *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 29, no. 16, p. e1800.
- [18]Martin.A and Deierlein .G. G.(2021).Generalized modified modal superposition procedure for seismic design of rocking and pivoting steel spine systems. *J. Constr. Steel Res.*, vol. 183, p. 106745.
- [19]Martin.A and Deierlein .G. G, and Ma.X.(2019)Capacity Design Procedure for Rocking Braced Frames Using Modified Modal Superposition Method. *J. Struct. Eng.*, vol. 145, no. 6, p. 4019041.
- [20] P. 695 FEMA. and others.(2009).Quantification of building seismic performance factors. Washington. DC.
- [21] Roke.D. A.(2010). Damage-free seismic-resistant self-centering concentrically-braced frames.phd.Lehigh University.
- [22]ASCE/SEI 7.(2010).Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10).
- [23]Eatherton M. R and Hajjar.J. F.(2014).Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* vol. 43, no. 11, 1725–1742.
- [24]AISC341-10.(2010).Seismic provisions for structural steel buildings,” *Am. Inst. Steel Constr. Chicago-Illinois*.
- [25] Mazzoni S. et. al, McKenna. F, Scott .MH, Fenves. GL.(2009).Open System for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manua. Pacific Earthq. Eng. Res. Center, Berkeley, CA, USA.
- [26]Broujerdian.V and Mohammadi Dehcheshmeh. E.(2021).Development of fragility curves for self-centering base-rocking walls subjected to far and near field ground motions,” *Sharif J. Civ. Eng.* doi: 10.24200/j30.2021.57279.2897.
- [27]Broujerdian .V, Mohammadi Dehcheshmeh. E, and Safari.P.(2023).Seismic performance assessment of intermediate moment-resisting steel frames designed based on misidentified site soil classes, *Sci. Iran*.
- [28]Kafaeikivi. M, Roke. D.A, and Huang. Q.(2016).Seismic performance assessment of self-centering dual systems with different configurations in *Structures*. vol. 5. 88–100.
- [29]Ma. X, Borchers. E, Pena. A, H. Krawinkler H, Billington. S, and Deierlein. G. G.(2010).Design and behavior of steel shear plates with openings as energy-dissipating fuses. *John A. Blume Earthq. Eng. Cent. Tech. Report,(173)*,
- [30]Blebo. F. C. (2013).Parametric Study of Seismic-Resistant Friction-Damped Braced Frame System. M.S.University of Akron, OH.
- [31]P. Fema.58-1. (2012).Seismic performance assessment of buildings Volume 1-Methodology. *Appl. Technol. Counc. Calif. Redw. City*.
- [32]Rafiei Mohammadi. M, Broujerdian V, and Mohammadi Dehcheshmeh.E.(2023).Optimized design of bi-rocking steel braced frames; changing second rocking joint location,” *Sharif J. Civ. Eng.* doi: 10.24200/j30.2022.61242.3156.