

Seismic Fragility Estimation of Base Isolated Non-Ductile RC Buildings Under Orthogonal Seismic Excitations

Ehsan Noroozinejad Farsangi^{1*}

1- Assistant Professor, Faculty of Civil and Surveying Eng., Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran

ABSTRACT

Seismic isolation research was largely predicated on the observation that most strong-motion records recorded up to that time had very low spectral acceleration values (~2 sec.) in the long-period range. In recent years, however, a number of records from near-source sites have been obtained, raising serious questions about the viability of seismic isolation in near-fault locations. In this study, various analytical models of base-isolated structures have been simulated in a nonlinear platform. The used base isolation systems have been the Lead Rubber Bearing (LRB) and the Friction Pendulum (FP). Arrays of far-field and near-fault strong ground motions have been considered for performance evaluation. The main issue is that increasing the bearing damping in isolators beyond a certain value, may decrease the bearing displacement; however, it may transmit higher accelerations into the superstructure. Considering all these, the seismic performance of the investigated structure and the BI systems have been assessed considering a probabilistic approach utilizing fragility curves. The results indicated that the BI systems have very adequate seismic performance in far-field regions; however, their efficiency may significantly decrease in near-fault regions.

ARTICLE INFO

Receive Date: 23 November 2020

Revise Date: 21 January 2021

Accept Date: 13 May 2021

Keywords:

Near-Field

Far-Field

Non-Ductile Structures Base

Isolation System Fragility

Curve

Collapse Margin Ratio

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258831.2299>

*Corresponding author: Ehsan Noroozinejad Farsangi

Email address: noroozinejad@kgut.ac.ir

ارزیابی شکنندگی لرزه ای ساختمان های بتن مسلح غیرشکل پذیر با سیستم جداساز لرزه ای تحت تحریکات متعامد زلزله

احسان نوروزی نژاد فرسنگی^{۱*}

۱- گروه محیط زیست، پژوهشگاه علوم و تکنولوژی پیشرفته و علوم محیطی، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته،

کرمان، ایران

چکیده

اکثر مطالعات لرزه ای صورت گرفته بر روی سیستم های جداساز لرزه عموماً بر مبنای رکوردهای ثبت شده دارای شتاب طیفی کم در محدوده پریودهای بلند (بیشتر از ۲ ثانیه) بوده است. در دو دهه اخیر، تعدادی از رکوردهای دستگاهی ثبت شده در حوزه نزدیک گسل عملکرد مطلوب سیستم های جداساز لرزه ای را در این نواحی با شک و تردید روبرو کرده است. در این پژوهش، چندین مدل تحلیلی از سازه های غیرشکل پذیر جداسازی شده از کف در محیط های غیرخطی پیاده سازی گردیده است. سیستم های جداساز لرزه ای مورد مطالعه شامل دو مدل جداساز لاستیکی هسته سربی (LRB) و سیستم پاندول اصطکاکی (FP) بوده است. تمرکز اصلی مطالعه حاضر بر روی بررسی و مقایسه عملکرد سیستم های فوق در نواحی دور و نزدیک گسل که عموماً دارای محتوای انرژی و فرکانسی متفاوتی هستند، بوده است. نگرانی اصلی در حوزه نزدیک گسل این است که اگرچه افزایش میرایی سیستم های جداساز لرزه ای می تواند جابجایی جداساز را کاهش دهد، اما ممکن است منجر به انتقال شتاب بیشتری به سازه اصلی گردد. در نهایت با در نظر گرفتن یک رویکرد احتمالاتی و استفاده از منحنی های شکنندگی لرزه ای عملکرد سیستم های جداساز لرزه ای در نواحی دور و نزدیک گسل مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج بیانگر عملکرد مناسب این سیستم ها تحت تاثیر زلزله های دور از گسل بوده است، هرچند در نواحی نزدیک گسل عملکرد آنها به طور قابل توجهی کاهش پیدا کرده است.

کلمات کلیدی: نزدیک گسل، دور از گسل، سازه های غیرشکل پذیر، سیستم های جداساز لرزه ای، منحنی شکنندگی، نسبت مرزی

فروریزش

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
10.22065/jsce.2021.258831.2299	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258831.2299	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۲/۲۳	۱۴۰۰/۰۲/۲۳	۱۳۹۹/۱۱/۰۲	۱۳۹۹/۰۹/۰۳
*نویسنده مسئول: احسان نوروزی نژاد فرسنگی noroozinejad@kgut.ac.ir			پست الکترونیکی:			

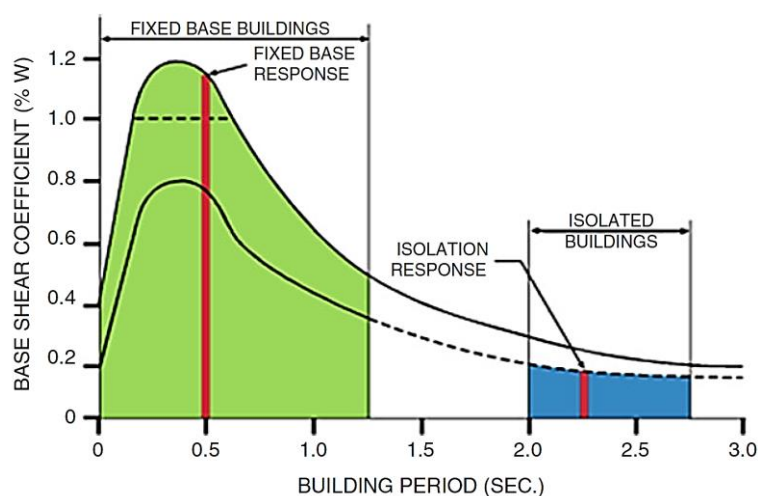
۱- مقدمه

در هنگام وقوع زلزله، سازه ها تحت اثر بارهای لرزه ای با شدت زیاد قرار گرفته و برخی اعضای باربر جانبی آن ها وارد ناحیه غیرخطی می شوند. در سالیان اخیر، روش های ابداعی جهت افزایش کارایی و ایمنی سازه ها در برابر خطرات طبیعی از جمله زلزله در دست تحقیق و ارائه بوده است. از منظر انرژی، برای طراحی لرزه ای مناسب می بایست مقدار انرژی هیسترتیک مستهلک شده توسط سازه کاهش یابد. این عمل توسط سیستم های کنترلی در سازه ها به دو طریق زیر صورت می گیرد [۱-۳]:

- کاهش مقدار انرژی ورودی به سازه (به عنوان مثال به روش جداسازی پایه)
- معرفی مکانیزم های اضافی اتلاف انرژی در سازه، به طوری که سهم عمده ای از انرژی ورودی را مستهلک کنند و در نتیجه خسارات وارد شده به سازه اصلی در اثر استهلاک انرژی هیسترتیک را کاهش دهند.

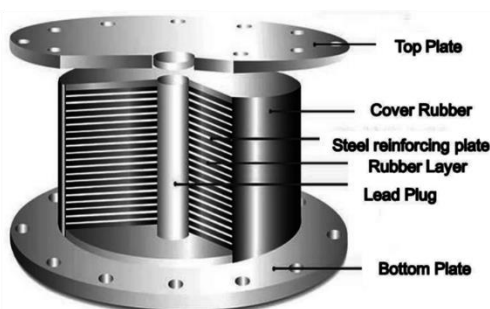
در طراحی لرزه ای متداول یک ساختمان فرض می شود نیروی زلزله ی قابل ملاحظه ای به سازه انتقال می یابد، که مسئله طراحی ایجاد ظرفیت کافی در سازه جهت مقاومت در برابر این نیروها است. در جداسازی لرزه ای، هدف اصلی، کاهش قابل ملاحظه ی نیروی انتقال یافته به سازه است. این هدف معمولاً به وسیله ی تعبیه ی یک لایه ی جدا کننده بین شالوده و سازه تحقق می گردد، به طوری که در هنگام وقوع زلزله، زمانی که زمین در زیر شالوده یا تراز زلزله به شدت در حال جنبش است، تنها ارتعاشی ملایم در ساختمان ایجاد می شود. روشها و سیستمهای عملی جداسازی لرزه ای بایستی توازن بین نیروهای ایجاد شده و نیز جابجایی های طبقات دستگاه جداساز ایجاد کنند. یک سیستم جداساز لرزه ای با خواص چرخه ای جابجایی-نیرو میتواند به نحوه مطلوبی کاهش سطح نیروها همزمان با افزایش نرمی و میرایی سیستم را در برابر نیروهای شدید لرزه ای تأمین کند. چنین سیستمی همچنین سختی بالای مورد نیاز در محدوده ی نیروهای کوچک ناشی از باد را نیز دارا است و میتواند جابجایی ها را محدود کند [۴-۶].

قرار دادن ساختمانها بر روی یک سیستم جداساز، صرف نظر از تفاوت های گسترده و تنوع در جزئیات روشهای جداساز پایه، مبتنی بر استفاده از یک لایه با سختی جانبی کم در بین پی و سازه است. اینگونه جداسازی سبب افزایش قابل ملاحظه زمان تناوب سازه و در نتیجه کاهش بسیار زیاد شتاب طیفی و به تبع آن کاهش در شتاب طبقات و نیز کاهش در انرژی ورودی به سازه می شود، که این خود رانشهای بین طبقه ای سازه را تقلیل می دهد (شکل ۱). به عبارت دیگر اصل جداسازی لرزه ای پایه، ایجاد انعطاف پذیری در تراز پایه سازه در یک صفحه افقی، به همراه قرار دادن اجزای میراکننده (با میرایی برابر ۵٪ الی ۳۰٪ میرایی بحرانی)، برای محدود کردن دامنه حرکت ناشی از مؤلفه افقی زلزله (حدود ۱۰۰ الی ۴۰۰ میلی متر) است [۷].



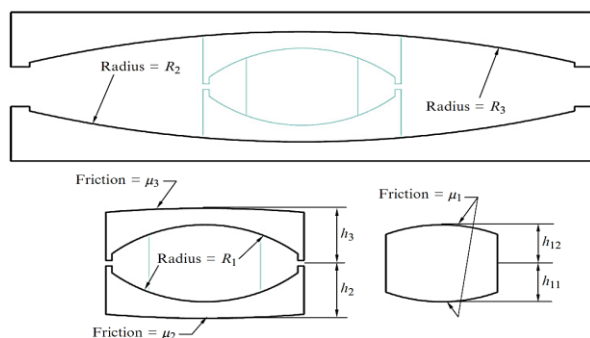
شکل ۱: نحوه عملکرد سیستم های جداساز لرزه ای [۸].

یکی از متداول ترین سیستم های جداساز لرزه ای در دنیا، جداسازهای سربی-لاستیکی می باشند. در صورتیکه نیروی جانبی قابل توجه نباشد، هسته سربی جلوی حرکت صفحات فولادی را گرفته و در نتیجه تکیه گاه سختی جانبی بیشتری خواهد داشت. با افزایش نیروی جانبی، صفحه فولادی به هسته سربی نیرو وارد کرده و منجر به تغییر شکل و در نهایت جاری شدن هسته سربی می گردد. بدین صورت میرایی هیسترتیک (چرخه ای) تولید می گردد و انرژی توسط هسته سربی جذب می گردد، که منجر به کاهش سختی جانبی تکیه گاه می گردد (شکل ۲). میرایی معادل این تکیه گاه بین ۱۵٪ الی ۳۵٪ می باشد [۹]. این سیستم به عنوان یکی از سیستم های بررسی شده در مطالعه حاضر می باشد.



شکل ۲: ساختار کلی سیستم جداسازی لرزه ای سرب-لاستیکی [۱۰].

گروه دیگری از جداسازها که در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار گرفته اند، جداسازهای پاندول اصطکاکی می باشند. سطح کروی معمولاً دارای پوشش تفلونی با ضریب اصطکاک حدود ۳٪ می باشد. بدلیل داشتن سطحی مقعر، در اثر اعمال نیروی جانبی تغییر مکان در هر دو جهت افقی و قائم مشاهده می گردد. هنگامیکه اثر نیروی خارجی از بین می رود، مولفه مماس بر سطح مقعر نیروی قائم به عنوان نیروی بازگرداننده عمل کرده و تکیه گاه را به موقعیت اولیه هدایت می نماید. مقدار نیروی قائم و سرعت اعمال بارگذاری از جمله پارامترهای موثر بر ضریب اصطکاک هستند، بطوریکه با افزایش بار قائم و در سرعت های بالای بارگذاری به شدت افزایش می یابد. یکی از مزایای این سیستم هزینه نگهداری پایین آن است. نمونه ای از این نوع سیستم در شکل ۳ با دو سطح مقعر مشاهده می گردد. در این حالت به دلیل استفاده از دو سطح مقعر می توان با تکیه گاه های کوچکتر میزان جابجایی مورد نظر را تامین نمود [۱۱].



ب



الف

شکل ۳: الف) پیکربندی یک جداساز پاندولی اصطکاکی، ب) نمونه ای از یک سیستم پاندول اصطکاکی [۱۲].

مطالعات زیادی توسط سایر محققین در گذشته بر روی عملکرد لرزه ای این سیستم ها صورت گرفته است. هرچند عموم مطالعات صورت گرفته به نواحی دور از گسل و صرفاً مولفه افقی زلزله محدود گردیده است [۱۶-۱۳]. این در حالیست که در بسیاری از زلزله های دستگاهی ثبت شده در دهه اخیر، اثر مولفه قائم شدید و همچنین زلزله های حوزه نزدیک گسل اهمیت ویژه ای پیدا کرده و ضرورت دارد تا رفتار و عملکرد لرزه ای این سیستم ها به دقت و با در نظر گرفتن عدم قطعیت های مربوطه مدلسازی، تحلیل و مورد نقد و بررسی قرار گیرند. در مطالعه حاضر سعی شده تا موارد فوق به دقت در یک محیط غیرخطی متن باز مدلسازی و تحلیل گردیده تا عملکرد

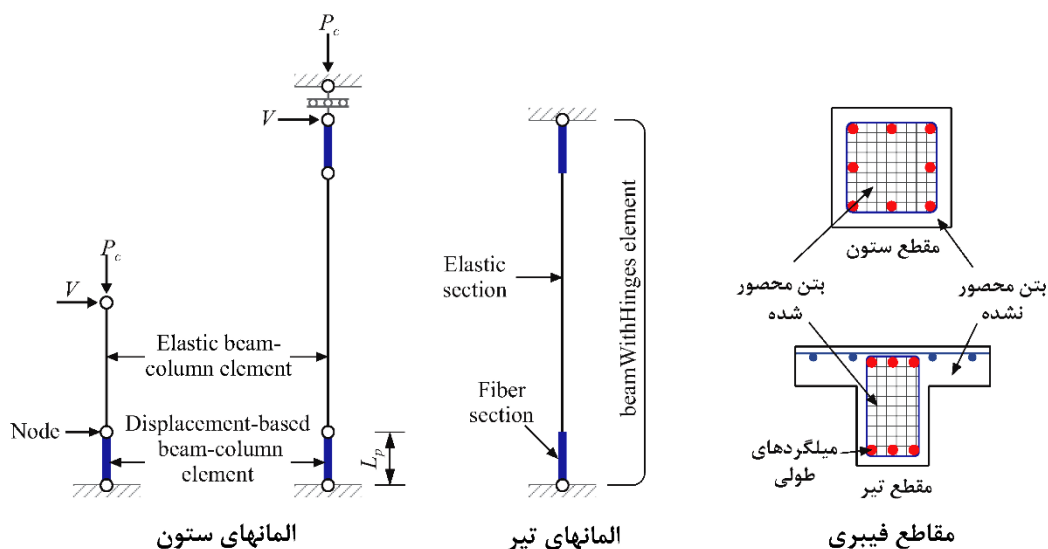
این سیستم‌ها در نواحی نزدیک گسل مشخص گردد. همچنین مدل غیرخطی با رویکردی نوین توسعه داده شده تا کمترین میزان خطا در نتایج نهایی وارد گردد.

۲- مدل‌سازی در محیط OpenSees

۲-۱- مدل‌سازی با در نظر گرفتن رفتار خمشی المان‌های تیر و ستون

یکی از پیش‌نیازهای ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای، زیاد بودن تعداد مدل‌ها و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. معمولاً چندان متداول نیست که از مدل‌های پیوسته المان محدود برای این تحلیل‌ها استفاده شود. به عنوان مثال یک تحلیل دینامیکی غیرخطی بر مبنای مدل‌های فیبری با حدود ۱۰۰۰ المان تیر-ستون به چندین ساعت زمان برای صرفاً یک تحلیل نیاز دارد، حال آنکه برای تولید یک منحنی شکنندگی لرزه‌ای حدود ۳ تا ۶ هزار تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد نظر است، که عملاً استفاده از رویکرد تمام فیبری را با مشکل روبرو می‌نماید. از اینرو کمک گرفتن از مدل‌های بر مبنای پلاستیسیته متمرکز می‌تواند به عنوان راهکاری منطقی تلقی شود. از سوی دیگر، رفتار غیرخطی قاب‌های بتن مسلح معمولاً در نقاط انتهایی تیرها و ستون‌ها متمرکز می‌شود. از اینرو، به کارگیری المان‌های با طول صفر (Zero Length Element)، در محل مفاصل پلاستیک و همچنین فنرهای غیرخطی در محل‌های بحرانی، حل مساله را بسیار ساده و فرآیند تحلیل را به طور قابل توجهی تسریع می‌نماید. مدل‌های رفتاری متنوعی توسط محققین برای رویکرد پلاستیسیته متمرکز بتن مسلح ارائه شده که یکی از معروف‌ترین آنها مدل پیشنهادی Ibarra و همکاران است، که دارای نقاط ضعف و قوتی می‌باشد [۱۷].

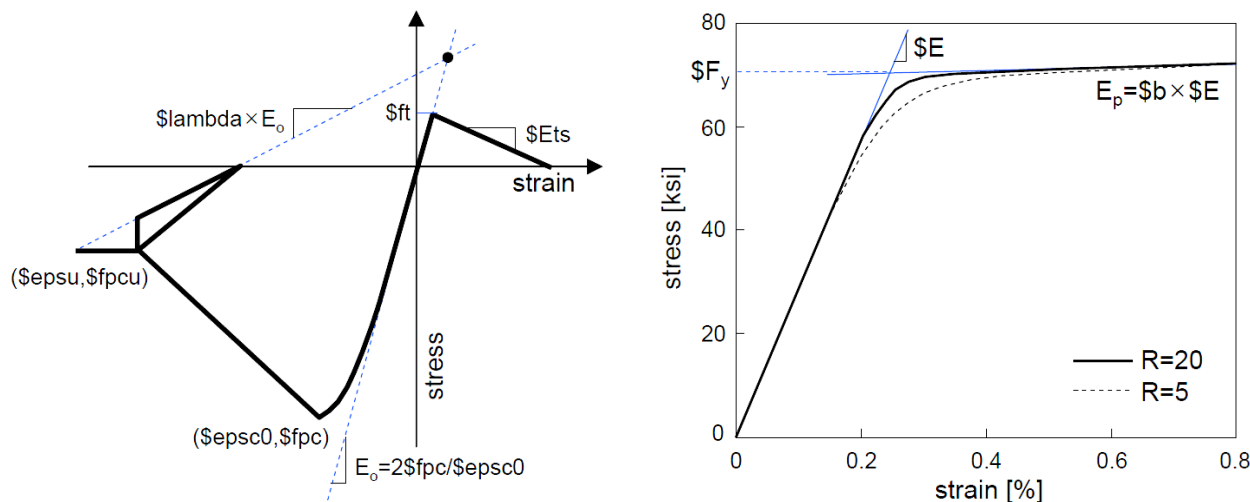
شکل ۴ نشان‌دهنده مدل تحلیلی تیر و ستون با رفتار صرفاً خمشی است. ستون‌ها توسط یک المان الاستیک در بین دو مقطع فیبری ابتدا و انتها (المان Beam-Column در OpenSees) و تیرها با المان (beamWithHinges) توسعه داده شده توسط [۱۸] که در برگیرنده یک المان الاستیک در وسط و دو مفصل پلاستیک (مقطع فیبری) در دو انتهای آن مدل گردیده‌اند.



شکل ۴: المان‌های استفاده شده برای رفتار خمشی تیرها و ستون‌ها در OpenSees

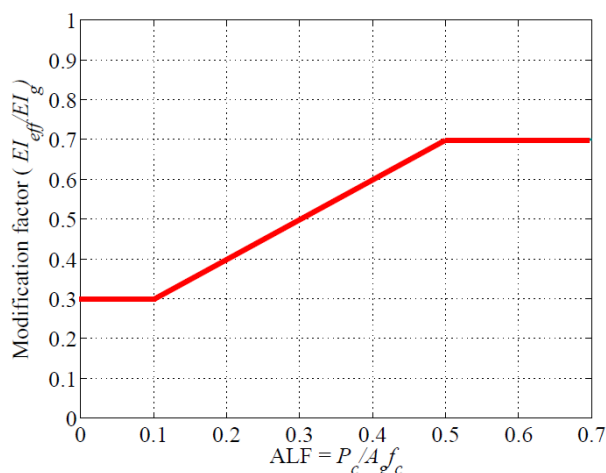
برای هر دو المان فوق، طول مفصل پلاستیک (L_p) هم اندازه با عمق مقطع فرض گردیده است. همچنین تمامی مقاطع فیبری استفاده شده در تیرها و ستون‌ها در برگیرنده اثر محصور شدگی در هسته بتنی می‌باشند که در تصویر فوق مشخص است. هر دو محدوده بتن محصور شده و محصور نشده توسط مدل مصالح Concrete02 در محیط نرم افزار مدل شده‌اند که بر مبنای مدل Mander و همکاران [۱۹] در OpenSees توسعه داده شده است و در برگیرنده مقاومت محوری بهبود یافته و همچنین شکل پذیری بتن هسته با در

نظر گرفتن ضریب محصور شدگی می باشد. از سوی دیگر میلگردهای طولی توسط مدل مصالح *Steel02* که بر مبنای مدل Menegotto and Pinto [۲۰] در محیط نرم افزار توسعه داده شده مدل گردیده است. این مدل در برگیرنده سخت کرنشی ایزوتروپیک در مصالح می باشد. تصویر شماتیک مدل های مصالح به کار رفته در شکل ۵ نشان داده شده اند.



شکل ۵: مدل مصالح بتن و فولاد به کار رفته در OpenSees

پارامترهای مربوط به سختی موثر مصالح الاستیک در قسمت میانی المان های تیر و ستون بر اساس توصیه پیوست ASCE/SEI 41 مطابق شکل ۶ در نظر گرفته شده است [۲۱].



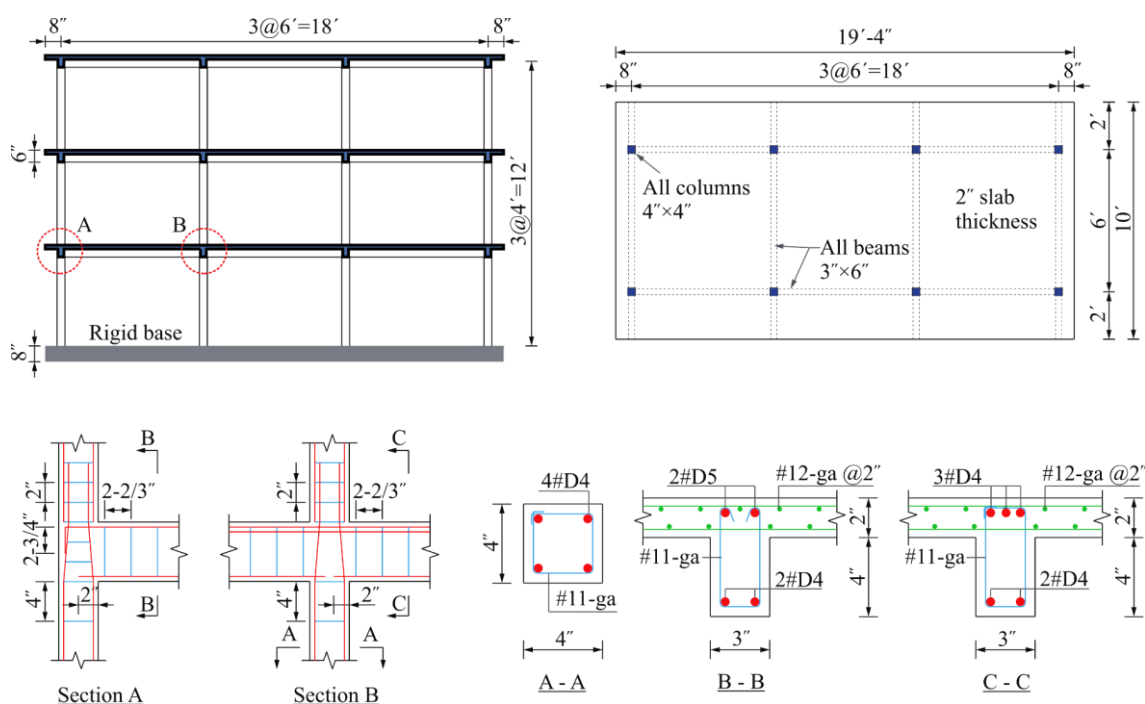
شکل ۶: سختی موثر اعضا بر اساس مطالعه [۲۲]

بر اساس شکل ۶، ستونهای با ضریب بار محوری (نسبت نیروی محوری ستون بر حاصلضرب سطح مقطع آن در مقاومت مشخصه بتن) کمتر از ۰/۱ ضریب اطلاق ۰/۳ و ستونهای با ضریب بار محوری بیشتر از ۰/۵ دارای ضریب اصلاح ۰/۷ می باشند. در محدوده بین ۰/۱ و ۰/۵ مقادیر توسط برازش خطی قابل محاسبه می باشند. دلیل اینکه مطالعه فوق مقدار حداقل ۰/۳ را در نظر گرفته است، این است که ریسک تخمین کمتر از واقعیت برای نیروی برشی در ستونها را از بین ببرد. همچنین جهت مدلسازی سیستم جداساز لاستیکی هسته سربی از المان *LeadRubberX* و جهت مدلسازی سیستم پاندول اصطکاکی از المان *singleFPBearing* استفاده شده است.

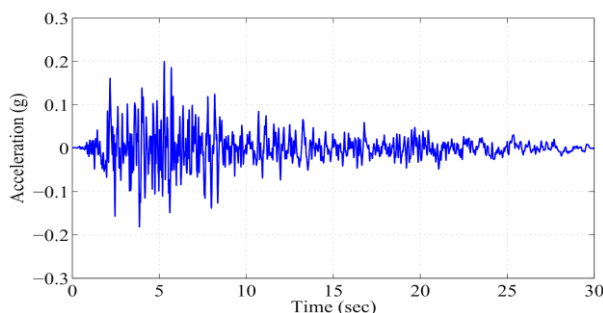
۲-۲- راستی آزمایشی رویکرد مدلسازی

در این قسمت جهت راستی آزمایشی مدل سازه ای کلی که مطابق توضیحات قسمت های قبل ساخته شده است، مطالعه ای آزمایشگاهی که بر روی یک قاب بتن مسلح غیرشکل پذیر با مقیاس ۱ به ۳ صورت گرفته، مبنای کنترل قرار گرفت. لازم به ذکر است که این نمونه صرفاً تحت تحریک افقی زلزله بوده و هدف کنترل دقت مدل تحت بارگذاری های متعارف است. این سازه بر مبنای آیین نامه ACI-318-89 صرفاً برای بارهای ثقلی طراحی گردیده است و نماینده یک قاب بتن مسلح غیرشکل پذیر است. هندسه مدل و اعضای بکار رفته در این تست آزمایشگاهی در شکل ۷ ارائه گردیده اند. این مدل آزمایشگاهی با توجه به رفتار غیرشکل پذیر، میلگردگذاری ناکافی در ستونها، اتصالات ضعیف و طول مهاری ناکافی در محل اتصال تیر به ستونها تمامی حالات خرابی محتمل برای یک سازه غیرشکل پذیر را می تواند در خود داشته باشد، به همین دلیل دید مناسبی نسبت به دقت و کارایی مدل تحلیلی خواهد داد. توضیحات تکمیلی از جمله مشخصات مصالح و میلگردگذاری اعضا در مرجع مربوطه موجود است [۲۳].

سازه فوق براساس توضیحات ارائه شده در قسمت قبل در محیط OpenSees مدلسازی شده و پارامترهای مدل *Pinning4* برای اتصالات داخلی و خارجی بر اساس مقادیر میانگین محاسبه شده در قسمت قبل تعریف گردید. همچنین جرم ها در نقاط اتصال متمرکز گردیده و مقادیر آنها براساس ترکیب بار $(1.05DL+0.25LL)$ محاسبه شده است. همچنین ۲٪ میرایی ریلی نیز در مود ارتعاشی اول و دوم لحاظ گردیده است. تحلیل مقادیر ویژه، دوره تناوب غالب افقی حدود 0.67 ثانیه را تخمین می زند به طوریکه بیش از ۸۷٪ از جرم سازه در این مود متمرکز شده است. همچنین برای تحریک نمونه از رکورد زلزله تفت (۱۹۵۲) مولفه N21E که شتاب بیشینه افقی آن به $0.2g$ مقیاس شده، استفاده گردیده است (شکل ۸).

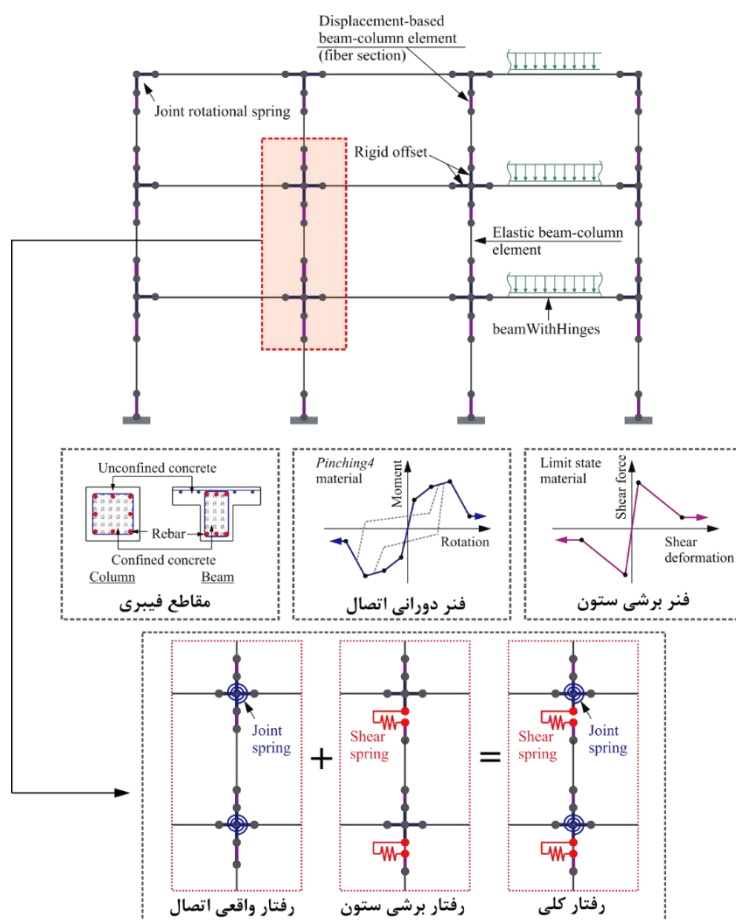


شکل ۷: مشخصات هندسی و جزئیات آرماتورگذاری سازه مورد نظر جهت صحت سنجی رویکرد تحلیلی [۲۳]



شکل ۸: تحریک ورودی بر اساس زلزله تفت ۱۹۵۲ که به $0.2g$ مقیاس شده

مدل تحلیلی قاب مورد مطالعه با در نظر گرفتن توضیحات قسمت های قبل در شکل ۹ به صورت شماتیک ارائه گردیده است.



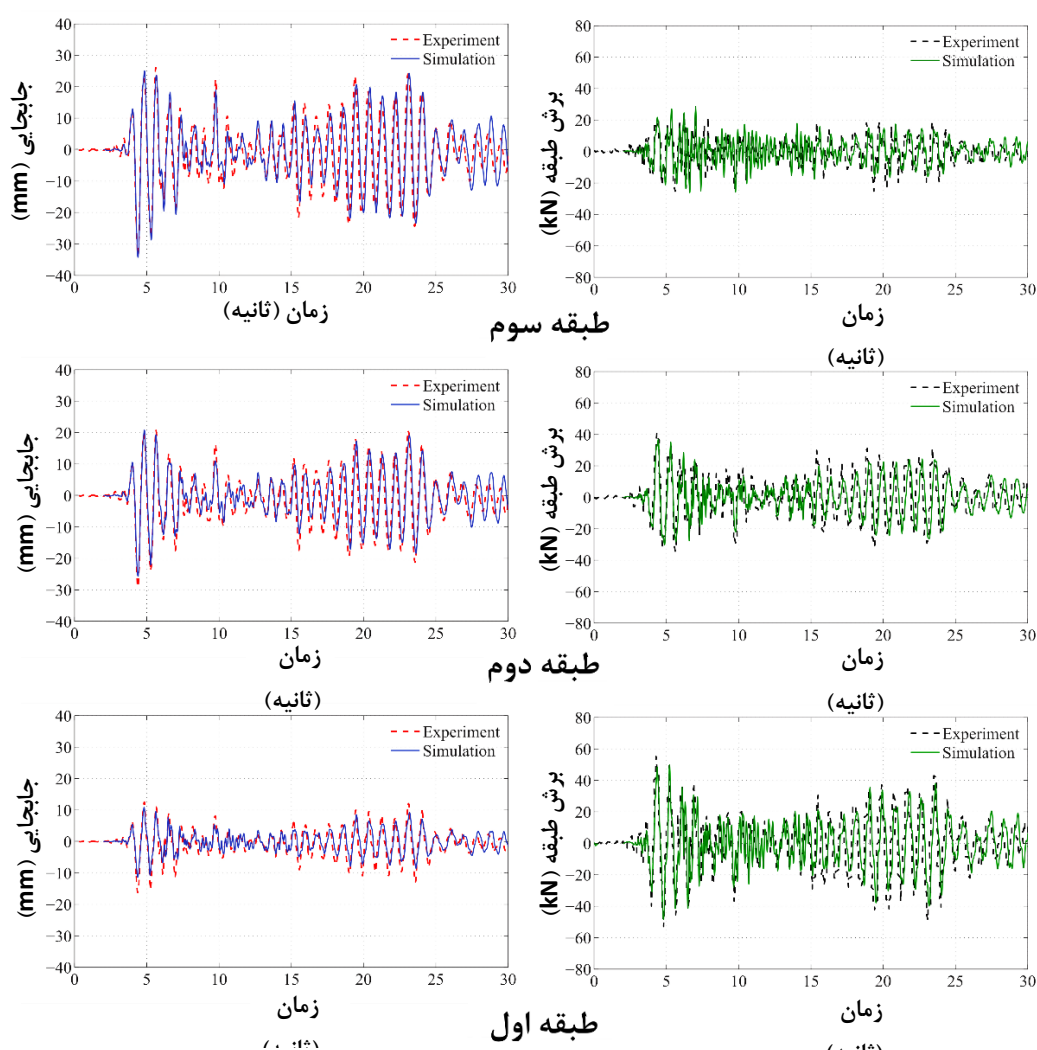
شکل ۹: مدل تحلیلی تولید شده در OpenSees جهت صحت سنجی رویکرد تحلیلی

مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی و نیروی برشی در طبقات در حالت تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۱۰ صورت گرفته است. همچنین مقادیر بیشینه جابجایی و نیروی برشی در جدول ۱ ارائه گردیده و درصد خطای مدل تحلیلی محاسبه گردیده است. همانطور که ملاحظه می شود، کمترین میزان اختلاف مربوط به جابجایی سقف بوده که کمتر از 5% خطا داشته در حالیکه جابجایی طبقه همکف با حدود 17% اختلاف بیشترین خطا را داشته است. دلیل اصلی این اختلاف احتمالاً لحاظ کردن ظرفیت برشی یکسان برای اتصالات طبقات مختلف است. علی رغم اختلافات فوق، روند کلی جابجایی و پیروید پاسخ سیستم به خوبی توسط مدل تحلیلی پیش بینی گردیده است. نکته حائز اهمیت دیگر این است که براساس نتایج تاریخچه زمانی جابجایی، دامنه تغییرات در هر دو مدل تحلیلی و آزمایشگاهی پس از ۵

ثانیه افت می نماید اما در محدوده ۱۸ تا ۲۳ ثانیه مجدداً افزایش می یابد. این تغییر می تواند به دلیل زوال سختی و مقاومت در سیکلهای بارگذاری و باربرداری باشد که به خوبی توسط مدل تحلیلی محاسبه گردیده است. در مقایسه میان تاریخچه برش طبقات نیز روند پاسخ کلی به خوبی توسط مدل تحلیلی تخمین زده شده است، هرچند مدل تحلیلی تا حدودی (کمتر از ۱۰٪ در طبقات اول و دوم) میزان برش طبقات را کمتر از میزان واقعی تخمین زده است.

جدول ۱: مقایسه حداکثر جابجایی و برش طبقات میان مدل تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی

طبقه	حداکثر جابجایی طبقات (mm)			حداکثر برش طبقات (kN)		
	آزمایش	تحلیل	% اختلاف	آزمایش	تحلیل	% اختلاف
سوم	۳۴	۳۵/۵	+۴/۴۱	۲۵	۲۷	+۸/۰۰
دوم	۲۹	۲۶/۸	-۷/۵۹	۴۱	۳۷	-۹/۷۶
اول	۱۶	۱۳/۳	-۱۶/۸۸	۵۵	۵۰	-۹/۰۹



شکل ۱۰: مقایسه میان تاریخچه زمانی جابجایی حاصل از تحلیل و آزمایش در طبقات مختلف

۳- انتخاب شتاب نگاشت ها برای تحلیل غیرخطی

انتخاب رکوردهای زلزله یکی از مهمترین مراحل در انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای ارزیابی پارامترهای پاسخ سازه است. بدین منظور، تلاش می شود که رکوردهای انتخابی دارای مشخصات متناسب با شرایط ساختگاه سازه باشند. همچنین باید توجه داشت که انتخاب مناسب رکوردها، نقش مهمی در محاسبه ظرفیت خرابی و نیز برآورد آسیب پذیری سازه تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی دارد. در این تحقیق از ۲ گروه رکورد زلزله های حوزه دور و نزدیک گسل برای انجام تحلیل استفاده شده است. رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک حاوی پالس های شدید و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت بوده و وجود این ویژگی رکوردها می تواند تاثیر بسزایی در ایجاد و گسترش ناپایداری و خرابی سازه ها داشته باشد. همچنین، به منظور انجام تحلیل های غیرخطی تاریخچه زمانی، رکوردهای حوزه نزدیک که حاوی اثرات نیرومند جهت پذیری می باشند، از دستورالعمل FEMA P695 و پایگاه تحقیقات مهندسی زلزله PEER استخراج شده اند [۲۴-۲۵].

رکوردهای انتخابی در این پژوهش شامل یک گروه از جنبش های ثبت شده در نواحی نزدیک گسل و حاوی پالس های پرنرزی و بلند مدت است. گروه دیگر شامل زلزله های دور از گسل می باشد. مهمترین پارامترهای فیزیکی رکوردهای انتخابی در جداول ۲ و ۳ آورده شده اند.

جدول ۲: مشخصات فیزیکی رکوردهای انتخابی (حوزه نزدیک با اثر پالس) [۲۴]

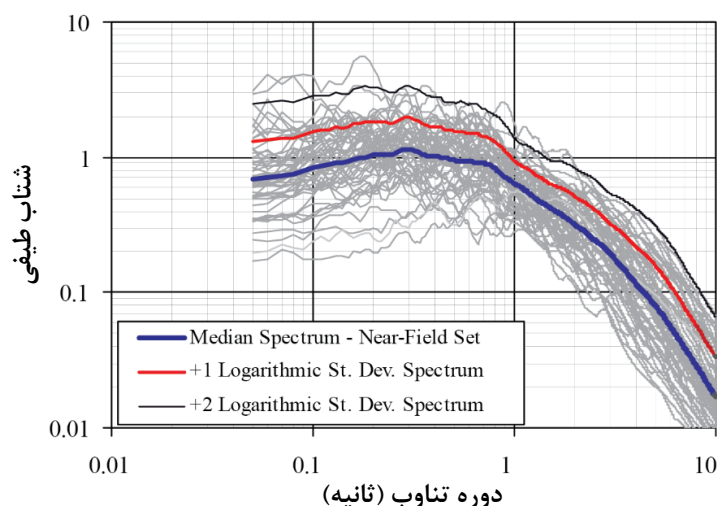
ID No.	Earthquake			Recording Station	NEHRP Class	Lowest Freq. (Hz)
	M _w	Year	Name			
1	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	D	0.13
2	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	D	0.13
3	6.9	1980	Irpinia, Italy-01	Sturno	B	0.16
4	6.5	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	D	0.15
5	6.9	1989	Loma Prieta	Saratoga - Aloha	C	0.13
6	6.7	1992	Erzican, Turkey	Erzincan	D	0.13
7	7.0	1992	Cape Mendocino	Petrolia	C	0.07
8	7.3	1992	Landers	Lucerne	C	0.10
9	6.7	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta.	D	0.11
10	6.7	1994	Northridge-01	Sylmar - Olive View	C	0.12
11	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Izmit	B	0.13
12	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	D	0.08
13	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	C	0.06
14	7.1	1999	Duzce, Turkey	Duzce	D	0.10

جدول ۳: مشخصات فیزیکی رکوردهای انتخابی (حوزه دور) [۲۴]

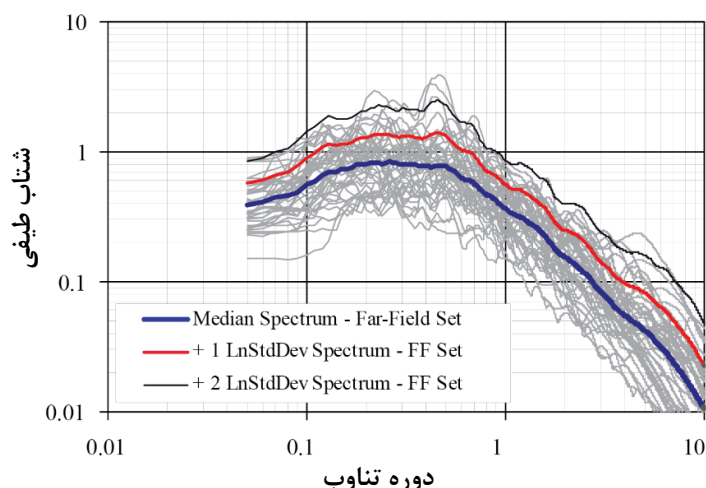
ID No.	Earthquake			Recording Station	NEHRP Class	Lowest Freq (Hz.)
	M _w	Year	Name			
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	D	0.25
2	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	D	0.06
3	7.1	1999	Hector Mine	Hector	C	0.04
4	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	D	0.06
5	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C	0.13
6	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	0.24
7	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	D	0.07
8	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	D	0.13
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	C	0.13
10	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	D	0.13
11	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	0.07
12	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	D	0.05
13	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	D	0.25
14	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	C	0.13

قابل ذکر است که هر سه مولفه رکوردهای زلزله به طور هم زمان در جهات X ، Y و Z به اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی اعمال شده‌اند. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) در راستای X پلان سازه، مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) در راستای Y و مولفه قائم (UP) در جهت Z وارد شده‌اند. همچنین، کلیه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای سازه‌های مطالعاتی توسط نرم افزار OpenSees انجام شده است [۲۶].

نمودارهای طیف پاسخ شبه شتاب برای دو گروه رکورد انتخابی، مقادیر میانگین و یک و دو انحراف معیار در اشکال ۱۱ و ۱۲ در مقیاس لگاریتمی ارائه شده است.



شکل ۱۱: طیف پاسخ شبه شتاب گروه اول رکوردها (حوزه نزدیک)



شکل ۱۲: طیف پاسخ شبه شتاب گروه دوم رکوردها (حوزه دور)

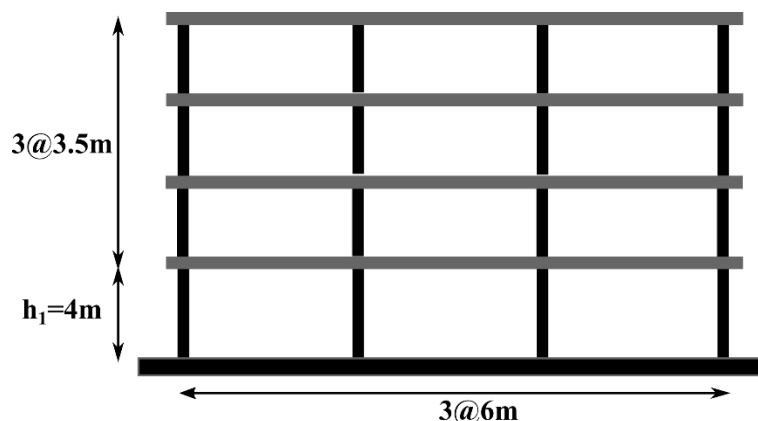
۴- معرفی سازه مورد مطالعه

در این پژوهش، سازه های ساختمانی بتن مسلح مدنظر بوده است. سیستم باربر جانبی سازه در هر دو جهت، قاب خمشی بتن آرمه می باشد. از سوی دیگر، با توجه به اینکه در ایران و سایر نقاط جهان، تعداد قابل توجهی از قابهای بتن مسلح پیش از به کارگیری آیین نامه های طراحی لرزه ای محاسبه و اجرا شده اند، تمرکز این مطالعه صرفاً به رفتار این سازه ها اختصاص داده شده و اثر زلزله های حوزه دور و نزدیک بر روی آنها مورد ارزیابی قرار گرفته است. توزیع جرم، سختی و مقاومت جانبی در ارتفاع سازه به نحوی انجام شده که سازه در پلان و ارتفاع منظم محسوب شود. همچنین اثرات عدم قطعیت ها و پراکندگی های موجود در مقاومت مشخصه بتن، تنش تسلیم فولاد، میرایی و رفتار اتصالات نیز در مدلها دیده شده است، تا نتایج نهایی بیانگر رفتار طیف قابل توجهی از سازه های قاب خمشی بتن مسلح باشند، هرچند به دلیل محدودیت محاسباتی و زمانی امکان در نظر گرفتن تمامی حالات محتمل وجود نداشته است.

عموم این سازه ها در زیرگروه سازه های کوتاه و میان مرتبه تقسیم بندی می شوند، و از لحاظ شکل پذیری رفتار غیرشکل پذیر دارند. مشخصات طراحی سازه مدنظر در پژوهش حاضر از مطالعات [۲۷] استخراج گردیده است. جزئیات مقاطع و آرماتورگذاری برای این سازه در جدول ۴ و شکل ۱۳ ارائه گردیده است.

جدول ۴: جزئیات سازه ای ساختمان مورد مطالعه

عضو سازه ای	جزئیات مورد نظر	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم
تیرها	ابعاد (b×h), cm×cm	45×60	45×60	45×50	45×50
	ρ , درصد میلگرد طولی مثبت	0.0054	0.0050	0.0069	0.0072
	ρ' , درصد میلگرد طولی منفی	0.0110	0.0100	0.0132	0.0116
	ρ_{sh} , درصد میلگرد برشی	0.0025	0.0023	0.0034	0.0032
	فاصله قرارگیری میلگردهای برشی از یکدیگر, S(cm)	12.5	12.5	12.5	12.5
ستون ها	ابعاد (b×h), cm×cm	65×65	65×65	60×60	60×60
	ρ_{tot} , درصد میلگرد طولی	0.0160	0.0160	0.0140	0.0110
	ρ_{sh} , درصد میلگرد برشی	0.0065	0.0065	0.0065	0.0065
	فاصله قرارگیری میلگردهای برشی از یکدیگر, S(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0



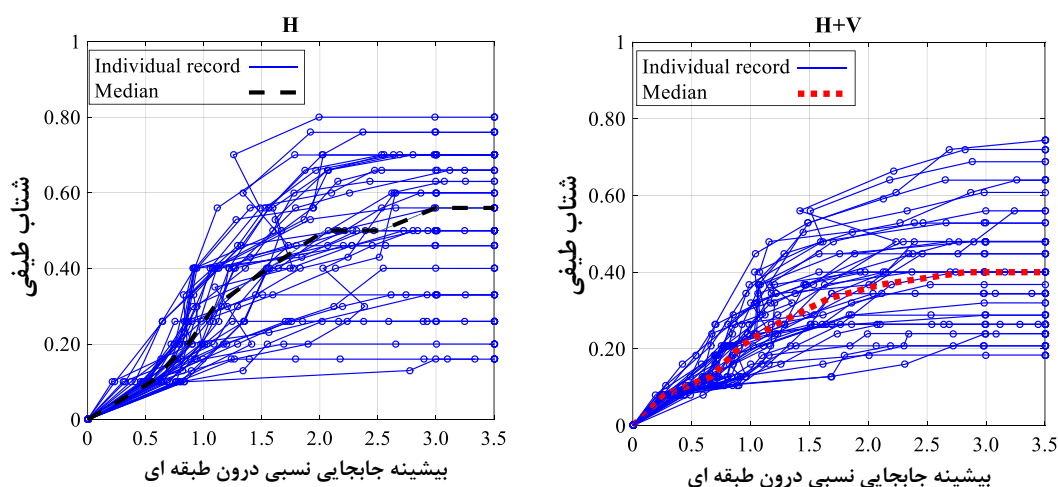
شکل ۱۳: نمای سازه ۴ طبقه مورد مطالعه با رفتار غیرشکل پذیر

۵- نتایج و بحث

۵-۱- بررسی اثر مولفه قائم در زلزله های حوزه نزدیک بر رفتار کلی سازه

برای ارزیابی عملکرد سازه مورد مطالعه از رویکرد تحلیل دینامیکی بارفزاینده چندمولفه ای (MIDA) بهره برده شده است. این روش در اصول دقیقاً مشابه روش IDA بوده، به این صورت که با استفاده از پیوندهای محاسبه شده برای سازه های مورد مطالعه، شتاب طیفی در پیوند اصلی سازه برای هر کدام از رکوردها محاسبه و سپس سازه تحت تحریک رکورد با مقدار افزایشی قرار میگیرد، با این تفاوت که در اینجا تحریکات به صورت صرفاً افقی نبوده و سازه در هر دو راستای افقی و عمودی به طور همزمان تحریک می شود. لازم به ذکر است که بایستی رکوردهای افقی و قائم با ضریب مقیاس واحد افزایش داده شده تا نسبت V/H و ماهیت رکوردها در گام های مختلف تحلیل تغییر ننماید.

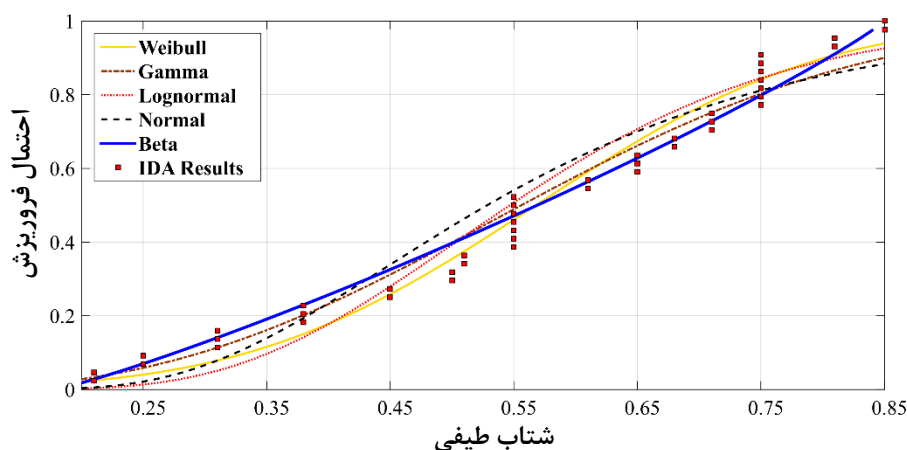
در شکل ۱۴ یک نمونه از منحنی های IDA تولید شده برای سازه غیر شکل پذیر با مدل پیشنهادی در قسمت قبل به طوریکه اثر شکست برشی در اتصالات و ستونها دیده شده، ارائه گردیده است. این منحنی ها با فرض اینکه $Sa(T_1)$ شدت لرزه ای مناسبی می باشد تولید گردیده اند. همچنین حد میانه در دو حالت تک و چندمولفه ای نیز با یکدیگر مقایسه گردیده و میزان تاثیرگذاری مولفه قائم بر نتایج مشخص شده است.



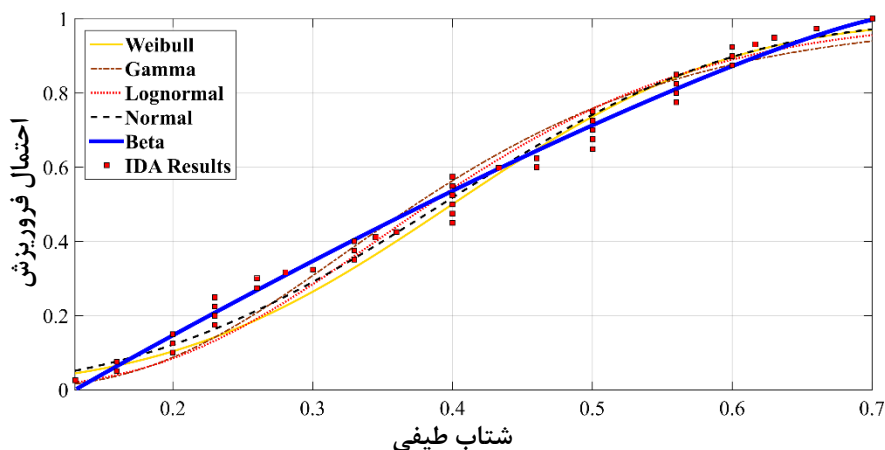
شکل ۱۴: منحنی های IDA برای رکوردهای مختلف و مقایسه حد میانه در حالت تحریک افقی و چند مولفه ای حوزه نزدیک

۵-۲- منحنی های شکنندگی لرزه ای فروریزش (Collapse Fragility Curves)

مهم ترین قسمت تحقیق حاضر تولید و توسعه منحنی های شکنندگی برای حالت فروریزش سازه مورد مطالعه باشد. این منحنی ها معیار بسیار مناسبی جهت ارزیابی عملکرد سازه ها بوده به طوری که بر طبق دستورالعمل FEMA P-695 حد مرزی فروریزش (CMR) نیز بایستی بر مبنای این منحنی ها محاسبه گردد [۱۰]. جهت تولید منحنی های فوق در اینجا سعی شده است تا چندین توزیع آماری متداول بر روی داده ها برازش داده شده و با کمک گرفتن از آزمون تطابق برازش کولموگروف-اسمیرنوف، بهترین توزیع برای این منحنی ها محاسبه گردد. برای این منظور در ادامه داده های تحلیلی بر گرفته از تحلیل IDA برای سازه غیرشکل پذیر با توزیع های مختلف در هر دو حالت تحریک تک و چند مولفه ای برازش داده شده است. نتایج آزمون تطابق برازش در جدول ۵ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود، توزیع نرمال لگاریتمی که به طور گسترده در فرآیند تولید منحنی های شکنندگی به کار برده می شود، الزاماً بهترین تطابق را با داده های تحلیلی نداشته و در رده سوم تا پنجم قرار گرفته است، هرچند اختلافات بین توزیع ها انتخابی بسیار ناچیز می باشد. (برای مقایسه دقیق تر در اشکال ۱۵ و ۱۶، محور افقی به محدوده داده های تحلیلی محدود گردیده)



شکل ۱۵: برازش داده های فروریزش حاصل از تحلیل IDA با توزیع های مختلف آماری (تحریک افقی)



شکل ۱۶: برازش داده های فروریزش حاصل از تحلیل IDA با توزیع های مختلف آماری (تحریک چندمولفه ای)

جدول ۵: نتایج آزمون K-S برای تعیین توزیع بهینه در تحلیل شکنندگی

توزیع آماری	نتایج آزمون تطابق برازش	
	H	H+V
Weibull	0.10556	0.11152
Gamma	0.12445	0.11157
Lognormal	0.17714	0.12669
Normal	0.14364	0.13272
Beta	0.12641	0.13899

۵-۳- تأثیر جداسازی لرزه ای بر منحنی های شکنندگی لرزه ای فروریزش

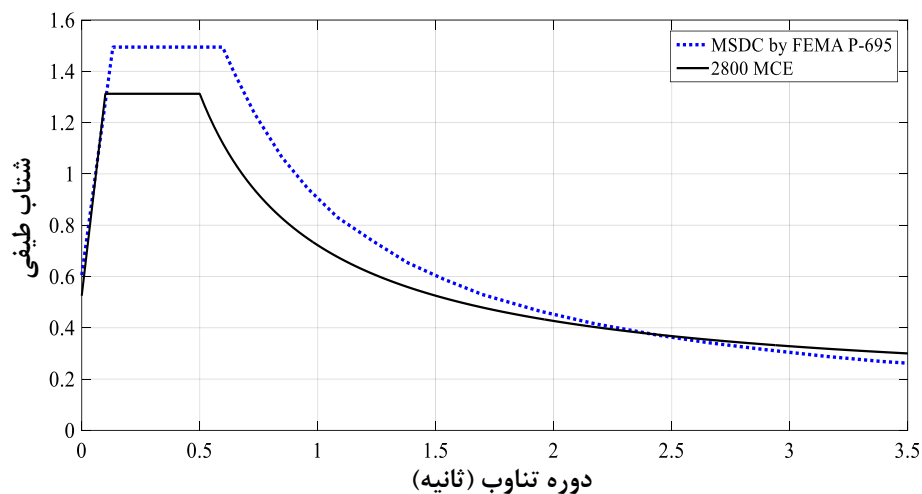
به طور کلی ارزیابی عملکرد لرزه ای یک سیستم بایستی علاوه بر ترازهای مختلف عملکردی، در آستانه فروریزش (Collapse) نیز به درستی استخراج و مورد بررسی قرار گیرد. در همین راستا، منحنی های شکنندگی فروریزش (Collapse Fragility Curves) در این قسمت مورد توجه قرار گرفته اند. در نهایت نتایج مستخرج با استانداردها و حدود تعریف شده در دستورالعمل FEMA P-695 بررسی و مورد ارزیابی قرار گرفته اند.

۵-۳-۱- ارزیابی ایمنی سازه ها با رویکرد FEMA P-695

یکی دیگر از اهداف این مطالعه ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه های مورد مطالعه بر اساس حاشیه مرزی فروریزش (Collapse Margin Ratio) بوده است. در دستورالعمل FEMA P-696 در صورتی یک سازه ایمن تلقی می گردد، که احتمال فروریزش در اثر حداکثر زلزله محتمل (Maximum Considered Earthquake) در منطقه مورد مطالعه به حد پایینی محدود گردد. پارامتر اصلی ارزیابی ایمنی سازه معرفی شده در این دستورالعمل، برابر نسبت شدت لرزه ای در نقطه میانه فروریزش به نسبت همان شدت لرزه ای در حالت حداکثر زلزله محتمل است. (رابطه ۱)

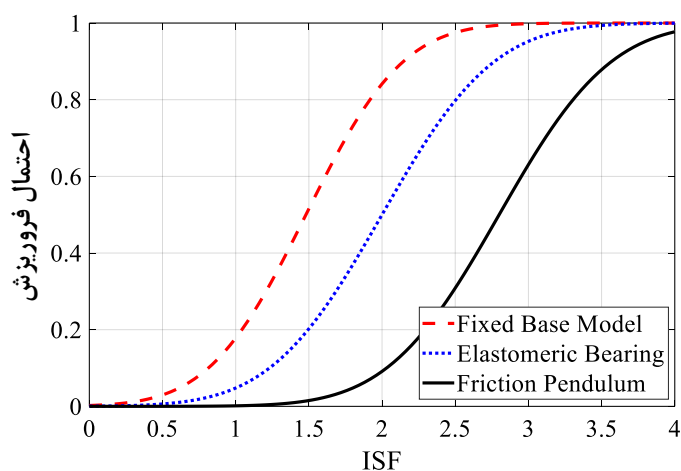
$$CMR = \frac{S_a(T_1)_{@P[Collapse]=50\%}}{S_a(T_1)_{@MCE}} \quad (1)$$

به طوریکه $S_a(T_1)_{@P[Collapse]=50\%}$ بیانگر شتاب طیفی مود ارتعاشی اصلی سازه با ۵۰٪ احتمال فروریزش و $S_a(T_1)_{@MCE}$ بیانگر شتاب طیفی مود ارتعاشی اصلی سازه در تراز زلزله حداکثر محتمل می باشند. برای محاسبه نسبت فوق، از منحنی های شکنندگی فروریزش تولید شده در قسمت های قبل و همچنین طیف حداکثر زلزله محتمل (MCE)، یکبار برای منطقه مورد مطالعه براساس استاندارد ۲۸۰۰ و یکبار برای طیف حداکثر زلزله محتمل برای گروه سازه های طراحی شده برای حداکثر اثرات لرزه ای (Maximum Seismic Design Category) توصیه شده توسط FEMA P-695 استفاده گردیده است. با توجه به اینکه در استاندارد ۲۸۰۰ ایران صرفاً طیف طرح بر مبنای دوره بازگشت ۴۷۵ سال ارائه گردیده است، برای تولید طیف ۲۴۷۵ ساله با ضرب نمودن طیف ۴۷۵ ساله ی این آیین نامه در ضریب ۱/۵ بنا بر توصیه ASCE 7-16 کمک گرفته شد [۲۸]. (شکل ۱۷)

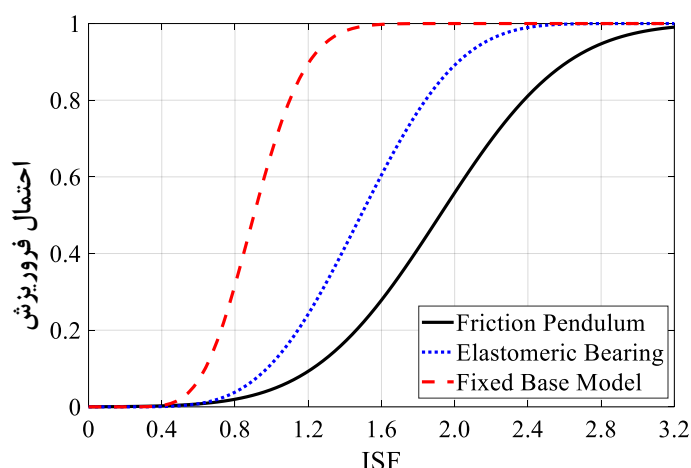


شکل ۱۷: طیف شتاب حداکثر زلزله محتمل براساس FEMA P-695 و استاندارد ۲۸۰۰

در اشکال ۱۸ و ۱۹ منحنی های شکنندگی لرزه ای حالت فروریزش برای سازه مورد مطالعه با و بدون سیستم جداساز لرزه ای ارائه شده و خلاصه نتایج در جدول ۶ ارائه گردیده است.



شکل ۱۸: مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش برای سازه غیرشکل پذیر مورد مطالعه و سازه های جداسازی شده در حالت تحریکات حوزه دور



شکل ۱۹: مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش برای سازه غیرشکل پذیر مورد مطالعه و سازه های جداسازی شده در حالت تحریکات حوزه نزدیک

همانطور که مشاهده می شود، در تمامی مدلها، اضافه شدن مولفه قائم به فرآیند تحلیل، به طور قابل توجهی نسبت مرزی فروریزش را کاهش می دهد. همچنین مقادیر CMR در حالتی که از طیف پیشنهادی FEMA P-695 استفاده شده مقادیر کمتری نسبت به منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد در آیین نامه ایران ارائه می دهد. این بدین معناست که یک سازه با مشخصات یکسان بر اساس FEMA P-695 آسیب پذیر تر بوده و احتمال فروریزش آن بیشتر می باشد. همچنین با اضافه شدن سیستم های جداساز لرزه ای، مقادیر CMR نیز به طور قابل توجهی افزایش پیدا کرده اند. این مطلب بیانگر عملکرد به مراتب بهتر سازه های جداسازی شده از کف نسبت به سازه های غیر شکل پذیر می باشد.

در مرحله نهایی بایستی عملکرد لرزه ای سازه های مورد نظر ارزیابی گردد. برای این منظور، بنا بر توصیه FEMA P-695 ضروری است تا مقادیر CMR محاسبه شده در قسمت قبل اصلاح گردد تا اثر شکل طیفی (Spectral Shape) ناشی از رکوردها نیز در آن دیده شود [۲۹]. برای این منظور بایستی ضریب اصلاحی (SSF) برای هر حالت استخراج و در مقادیر CMR ضرب گردد تا نسبت مرزی فروریزش اصلاح شده (ACMR) محاسبه گردد. در مطالعات متداول می توان از جداولی که در FEMA P-695 ارائه گردیده است استفاده نمود، اما بنا بر توصیه این دستورالعمل و با توجه به اینکه مجموعه رکوردهای انتخابی و همچنین شرایط ساختگاهی برای این تحقیق با مقادیر پیشنهادی FEMA متفاوت است، بهتر است از روابط پایه ۲ تا ۵ برای محاسبه ضریب اصلاحی (SSF) کمک گرفته شود.

$$Adjusted\ CMR = SSF \times CMR \quad (2)$$

$$SSF = \exp \left[\left(\beta_1 \times \bar{\varepsilon}_0(T) \right) - \bar{\varepsilon}_0(T)_{Records,NF} \right] \quad (3)$$

$$\beta_1 = 0.14(\mu_T - 1)^{0.42} \quad (4)$$

$$0 \leq \bar{\varepsilon}_0(T)_{Records,NF} = 0.2(T - 1.5) \leq 0.2 \quad (5)$$

در روابط فوق پارامتر T بیانگر دوره تناوب ارتعاشی اصلی سازه بر مبنای تحلیل مقادیر ویژه، β_1 پارامتری وابسته به ظرفیت تغییرشکل پلاستیک سازه، ε بیانگر تعداد انحراف معیار بین مقادیر طیفی مشاهده شده و مقادیر طیفی تخمین زده شده بر مبنای روابط کاهندگی استفاده شده، μ_T بیانگر ضریب شکل پذیری بر مبنای دوره تناوب و $T_{Records}$ مقدار دوره تناوب اصلی محاسبه شده برای سازه مورد مطالعه بر مبنای روابط تقریبی آیین نامه می باشد.

با توجه به توصیه FEMA P-695، مقادیر دوره تناوب در روابط بالا بر مبنای روابط آیین نامه ای بایستی جایگذاری شود. در جدول ۶ مقادیر ACMR برای سازه های مورد مطالعه محاسبه گردیده است. با توجه به دستور العمل فوق مقدار ACMR محاسباتی برای هر سازه بایستی با 20% ACMR و حد میانه هر گروه عملکردی بایستی با 10% ACMR مقایسه گردد، تا عملکرد سازه یا سازه های مورد مطالعه در گروه مورد نظر ارزیابی گردد. همانطور که مشاهده می گردد سازه غیر شکل پذیر در هر دو حالت تحریک افقی و چندمولفه ای غیرایمن ارزیابی گردیده و فاصله ACMR محاسباتی تا ACMR قابل قبول نیز زیاد است. در سازه های با سیستم جداساز لرزه ای، نتایج بیانگر ایمن بودن سازه ها بر مبنای رویکرد FEMA P-695 می باشند.

جدول ۶: مقادیر ACMR و کنترل عملکرد سازه های مورد مطالعه

سیستم لرزه ای	حوزه زلزله	CMR	SSF	ACMR	Acceptable ACMR	ارزیابی عملکرد
غیر شکل پذیر بدون جداساز	دور	1.40	1.44	2.00	1.34	Pass
	نزدیک	0.90	1.44	1.30	1.34	Fail
غیر شکل پذیر با جداساز LRB	دور	2.00	1.21	2.42	1.52	Pass
	نزدیک	1.49	1.21	1.80	1.52	Pass
غیر شکل پذیر با جداساز FP	دور	2.80	1.21	3.39	1.52	Pass
	نزدیک	1.86	1.21	2.25	1.52	Pass

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه سازه های غیرشکل پذیر بتن مسلح که حجم قابل توجهی از سازه های موجود در مناطق شهری را تشکیل می دهند مدنظر قرار گرفته است. بدین منظور سازه های مورد نظر در یک محیط غیرخطی پیاده سازی گردیده و تاثیر زلزله های حوزه نزدیک و دور از گسل با رویکرد احتمالاتی و با کمک تحلیل های دینامیکی بارفزاینده مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین جهت بهبود عملکرد این سازه ها، از دو سیستم جداساز لرزه ای متداول استفاده گردید. در انتها عملکرد سیستم های جداساز لرزه ای نیز با رویکرد احتمالاتی و به کمک منحنی های شکنندگی لرزه ای بر روی یک سازه بتن مسلح غیر شکل پذیر معرفی شده در مرجع [۲۷] ارزیابی گردید. خلاصه نتایج این پژوهش در ادامه ارائه گردیده است:

- در نواحی نزدیک گسل، عملکرد سازه ها به ویژه سازه های غیرشکل پذیر بسیار بحرانی تر از نواحی دور از گسل می باشد، به طوری که نتایج بیانگر فروریزش قطعی این سازه ها در حوزه نزدیک گسل می باشد.
- در تولید منحنی های شکنندگی لرزه ای، سازه غیرشکل پذیر مورد مطالعه با ۱۷٪ اختلاف بین حد میانه و حاشیه اطمینان بیشترین تاثیر را از عدم قطعیت های ذاتی پذیرفته است. این مطلب بیانگر عدم یکنواختی رفتار این نوع سازه ها تحت تحریکات مختلف زلزله را دارد.
- در سیستم های جداساز لرزه ای مورد استفاده، هر دو سیستم LRB و FP عملکرد مطلوبی در نواحی دور از گسل از خود نشان داده اند، هر چند در نواحی نزدیک گسل عملکرد سیستم پاندول اصطکاکی به مراتب بهتر بوده است. نتایج بیانگر اختلاف ۲۵٪ و ۳۴٪ میان نسبت مرزی فروریزش در حالت دور و نزدیک از گسل برای دو سیستم لاستیکی-سربی و پاندول اصطکاکی دارد.
- مقایسه نسبت مرزی فروریزش سازه های مورد مطالعه نشان داده است که سیستم پاندول اصطکاکی حاشیه اطمینان بیشتری بر مبنای دستورالعمل FEMA P-695 تامین نموده است. اختلاف میان نسبت مرزی فروریزش تامین شده در سیستم پاندول اصطکاکی حدود (۲۰-۳۰)٪ در حوزه دور و نزدیک گسل نسبت به سیستم سربی-لاستیکی بیشتر بوده است.

سیاسگزاری

این پژوهش در قالب طرح پژوهشی شماره ۷/ص/۹۸/۲۴۶ با استفاده از اعتبارات پژوهشی پژوهشگاه علوم و تکنولوژی پیشرفته و علوم محیطی، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران انجام شده است.

مراجع

- [1] VÉR, I. L., & BERANEK, L. L. (Eds.). (2005). *Noise and vibration control engineering: principles and applications*. John Wiley & Sons.
- [2] El-Khoury, O., & Adeli, H. (2013). Recent advances on vibration control of structures under dynamic loading. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 20(4), 353-360
- [3] Preumont, A. (2018). *Vibration control of active structures: an introduction* (Vol. 246). Springer.
- [4] Deb, S. K. (2004). Seismic base isolation—An overview. *Current Science*, 1426-1430.
- [5] Ramallo, J. C., Johnson, E. A., & Spencer Jr, B. F. (2002). “Smart” base isolation systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(10), 1088-1099.
- [6] Wang, Y. P. (2002). Fundamentals of seismic base isolation. *International training programs for seismic design of building structures hosted by National Center of Research on Earthquake Engineering, Taiwan*.
- [7] Kelly, J. M. (1990). Base isolation: linear theory and design. *Earthquake spectra*, 6(2), 223-244.
- [8] Troy, A. (2015). Morgan, Code-Based Design: Seismic Isolation of Buildings, *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer-Berlin, 10, 978-3.
- [9] Shoaee, P., Orimi, H. T., & Zahrai, S. M. (2018). Seismic reliability-based design of inelastic base-isolated structures with lead-rubber bearing systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 589-605.
- [10] Tafheem, Z., Arafat, T. A., Chowdhury, A., & Iqbal, A. (2015, December). Seismic Isolation Systems in Structures-the State of Art Review. In *Proceedings of 11th Global Engineering, Science and Technology Conference* (pp. 18-19).
- [11] Castaldo, P., Palazzo, B., & Della Vecchia, P. (2015). Seismic reliability of base-isolated structures with friction pendulum bearings. *Engineering Structures*, 95, 80-93.
- [12] Warn, G. P., & Ryan, K. L. (2012). A review of seismic isolation for buildings: historical development and research needs. *Buildings*, 2(3), 300-325.
- [13] De Luca, A., Mele, E., Molina, J., Verzeletti, G., & Pinto, A. V. (2001). Base isolation for retrofitting historic buildings: Evaluation of seismic performance through experimental investigation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30(8), 1125-1145.
- [14] Rezaei Rad, A., & Banazadeh, M. (2018). Probabilistic risk-based performance evaluation of seismically base-isolated steel structures subjected to far-field earthquakes. *Buildings*, 8(9), 128.
- [15] Al-Kutti, W. A., & Islam, A. B. M. (2019). Potential design of seismic vulnerable buildings incorporating lead rubber bearing. *Buildings*, 9(2), 37.
- [16] Jeong, Y. H., Song, J. K., & Shin, S. (2019). Evaluation of Seismic Response Considering the Ageing Effect of Rubber and Lead-Rubber Bearings Applied to PSC Box Bridge. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 23(6), 311-319.
- [17] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005). “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 1489-1511.
- [18] Scott, M.H. and Fences, G.L. (2006) Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 2, 244–252.
- [19] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [20] Menegotto M., Pinto P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *Proceedings. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well- Defined Repeated Loads*, Final Report, Lisbon, Portugal.
- [21] ASCE 41. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- [22] Elwood, K. J., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., ... & Moehle, J. P. (2007). Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions. *Earthquake Spectra*, 23(3), 493-523.

- [23] Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., & Mander, J. B. (1992). Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads: Part III—Experimental performance and analytical study of a structural model. *Technical Rep. No. NCEER-92*, 29.
- [24] FEMA, P695 (2009). Quantification of building seismic performance factors.
- [25] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu>.
- [26] McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58-66.
- [27] Liel, A. B. (2008). Assessing the collapse risk of California's existing reinforced concrete frame structures: Metrics for seismic safety decisions (Doctoral dissertation, Stanford University).
- [28] ASCE/SEI 7. (2016). Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers.
- [29] Baker, J. W., & Allin Cornell, C. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(9), 1077-1095.