

Performance Seismic Assessment of Steel Frame Structures Having Torsional Irregularity Subjected to Mainshock-Aftershock

Mohammad Hossein Rzamkhan¹, Mohammad Shamekhi Amiri^{2*}, Hossein Pahlavan²

1- Master Student of Structural Engineering, Shahrood University of Technology, Sharood, Iran

2 -Assistant Professor, School of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

ABSTRACT

The earthquake is a phenomenon that is likely to occur all over the world and so far it has caused a lot of human and financial losses. During earthquake events, it is not uncommon to observe after-shocks following a mainshock, aftershocks have the potential to cause severe damage to buildings and threaten life safety even when only minor damage is present from the mainshock, but in the current regulations, the effect of aftershocks is not considered. Another factor affecting the behavior of the building during the earthquake is a torsional irregularity that may be due to architectural constraints in the building and, if accompanied by aftershock, results in further damage to the structure. In this article, for assessing the effects of torsional irregularity and also the aftershocks, 3,5 and 8 story models with steel moment frame seismic system, first regular in plan and then with torsional irregularity are carried out according to the Iranian seismic code and then 3-dimensional analytical models analyzed based on Incremental Dynamic Analysis (IDA) in OpenSees. The maximum inter-story drift ratio is obtained for 20 sets of ground motion records with aftershocks compatible with the conditions of the region and the capacity is determined according to HAZUS-MH limit states and finally, the corresponding fragility curves for seismic performance levels of slight, moderate, extensive and complete are developed. The resulting seismic fragility curves revealed the destructive effect of torsional irregularity in 5 and 8 story is more than 3 story and the aftershock outputs illustrated that the effect of aftershock on the damage level increase when building have torsional irregularity.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 April 2019

Revise Date: 16 September 2020

Accept Date: 04 October 2020

Keywords:

After Shock

Torsional Irregularity

Fragility curve

OpenSees

Incremental dynamic analysis (IDA)

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.183112.1842>

*Corresponding author: Mohammad Shamekhi Amiri
Email address: Shamekhi@shahroodut.ac.ir

ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی دارای نامنظمی پیچشی زیاد در پلان تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه

محمدحسین رزمخواه^۱، محمد شامخی امیری^{۲*}، حسین پهلوان^۲

۱- دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- استادیار گروه سازه و زلزله دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

چکیده

زمین‌لرزه پدیده‌ای است که همواره احتمال وقوع آن در نقاط مختلف دنیا وجود دارد و تاکنون موجب خسارات جانی و مالی فراوانی شده است. وقوع پس‌لرزه‌ها پس از زلزله‌های متوسط و بزرگ امری طبیعی است که با توجه به اهمیت آن باید بیشتر مورد مطالعه قرار گیرد و اثر آن‌ها بر روی سازه‌های مختلف ارزیابی گردد، اما در آیین‌نامه‌های کنونی اثر پس‌لرزه در محاسبات لحاظ نگردیده است. از دیگر عوامل مؤثر بر رفتار ساختمان در هنگام وقوع زلزله، وجود نامنظمی پیچشی بوده که ممکن است به علت محدودیت‌های معماری در پلان سازه ایجاد و به خسارات بیشتر در هنگام زلزله منتهی گردد. در این مقاله به این منظور بررسی اثر هم‌زمان نامنظمی پیچشی و پس‌لرزه در سازه‌های فولادی قاب خمشی تحت زلزله حوزه نزدیک از مدل‌های سه، پنج و هشت طبقه منظم در پلان و نامنظم پیچشی زیاد در پلان توسط منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است. این مدل‌ها ابتدا با استفاده از آیین‌نامه‌های ایران طراحی و پس از طرح مقاطع در نرم‌افزار *OpenSees* به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی گردیده‌اند، سپس با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مناسب و سازگار با شرایط منطقه، سازه‌ها تحت تحلیل دینامیکی افزایشی *IDA* قرار گرفته و بیشترین دررفت طبقات به عنوان پارامتر تقاضا تعیین گردید. همچنین با انتخاب ظرفیت تغییر مکان نسبی بر اساس آیین‌نامه *Hazus* آمریکا برای چهار سطح عملکرد لرزه‌ای آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل و با استفاده از روابط مربوط به قابلیت اعتماد سازه‌ها، منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مورد نظر ترسیم شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد در اثر وقوع زلزله نامنظمی پیچشی تأثیر بیشتری را بر روی مدل‌های پنج و هشت طبقه به نسبت سه‌طبقه در افزایش آسیب‌پذیری دارد. ضمناً بررسی مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای در مدل‌های مورد بررسی گویای افزایش قابل توجه میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای به واسطه وقوع پس‌لرزه در سازه‌های با سیستم قاب خمشی فلزی دارای نامنظمی پیچشی در پلان است.

کلمات کلیدی: پس‌لرزه، نامنظمی پیچشی در پلان، منحنی شکنندگی، نرم‌افزار *OpenSees*، تحلیل دینامیکی افزایشی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.183112.1842	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.183112.1842	۱۴۰۰/۰۸/۳۰	۱۳۹۹/۰۷/۱۳	۱۳۹۹/۰۷/۱۳	۱۳۹۹/۰۶/۲۶	۱۳۹۸/۰۲/۰۵
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				محمد شامخی امیری		
				Shamekhi@shahroodut.ac.ir		

۱- مقدمه

خطر زلزله و لزوم توجه خاص به این مقوله در کشوری مانند ایران که در میان حدود ۵۰۰ شهر آن تنها ۱۵ شهر در منطقه با خطر لرزه‌خیزی کم هستند و مابقی آسیب‌پذیری زیادی نسبت به زلزله دارند از اهمیتی دوچندان برخوردار است و باید به‌طور خیلی جدی‌تر در راستای جلوگیری از خسارت‌های احتمالی ناشی از زلزله گام برداشت.

از طرفی احتمال وقوع پس‌لرزه پس از اتفاق افتادن لرزه اصلی دور از انتظار نیست به‌گونه‌ای که در برخی زلزله‌ها، پس‌لرزه‌هایی وجود دارد که پتانسیل ایجاد صدمه شدید به ساختمان‌ها و تهدید ایمنی زندگی ساکنین را دارا می‌باشند، حتی اگر سازه در زمان لرزه اصلی آسیب جزئی دیده باشد هم از این قاعده مستثنا نیست [۱]. به‌عنوان نمونه بر اساس اطلاعات سایت مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی در زلزله کرمانشاه در تاریخ ۲۱ آبان ۱۳۹۶ زلزله‌ای به بزرگی ۷/۳ در استان کرمانشاه در نزدیکی مرز ایران و عراق اتفاق افتاد که حدود ۷۶۷ پس‌لرزه داشته که بزرگای آن‌ها بین ۱/۳ تا ۴/۷ بود و از بین آن‌ها ۳۵ پس‌لرزه دارای بزرگی بین ۴/۰ تا ۴/۷ بوده است.

از سوی دیگر بسیاری از ساختمان‌ها به دلیل محدودیت ناشی از معماری، یا نوع کاربری خاصی که برای سازه تعریف شده، با ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی، دچار نامنظمی پیچشی در پلان شده که به افزایش آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها در زمان وقوع زلزله منتهی می‌گردد. جهت ارزیابی آسیب‌پذیری و ارائه طرح‌های بهسازی برای سازه‌های دارای نامنظمی پیچشی، ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری دارای اهمیت بسیاری بوده و به‌عنوان اولین گام در شناسایی میزان آسیب و اولویت‌بندی برای بهسازی این‌گونه سازه‌ها مطرح می‌باشد. تاکنون تحقیقات زیادی در مورد ارزیابی احتمالاتی سازه‌های فولادی صورت گرفته است که در ادامه به ذکر برخی از این پژوهش‌ها پرداخته می‌شود.

در سال ۲۰۰۵ یئو و کرنل^۳ یک چارچوب تحلیلی مفهومی را برای وارد کردن پس‌لرزه در مهندسی بر مبنای عملکرد^۴ پیشنهاد دادند [۲]. مهندسی مبتنی بر عملکرد به‌عنوان یک رویکرد مهندسی لرزه‌ای می‌باشد که بر اساس اهداف عملکردی خاص و ایمنی ساکنان ساختمان تعریف شده است و به ارزیابی احتمالاتی یا قطعی خطر زمین‌لرزه می‌پردازد. مطالعات گذشته توسط کالیبراسیون جزء یا زیرمجموعه سطح هیستریزیس انجام شده و سپس فرض بر این بوده که رفتار اجزاء می‌تواند برای پیش‌بینی رفتار سیستم ترکیب شود. این موضوع برای بسیاری از مدل‌ها در سطوح تغییر شکل پایین که در آن‌ها رفتار غیرخطی مواد محدود است صادق است اما زمانی که تغییرات غیرخطی هندسی وجود دارد این مدل‌ها، پیش‌بینی دقیقی ارائه نمی‌دهند.

ایبارا و کراوینگر^۵ در سال ۲۰۰۵ با اشاره به این موضوع که برخی مدل‌های رفت و برگشتی یا همان هیستریزیس^۶ که به‌عنوان مدل‌های آسیب کالیبره شده‌اند، اجزای پایه‌ای می‌باشند اما کالیبره کردن مدل‌های سیستم نیاز به بیان دقیق عملکرد دستگاه گلوبال یا سراسری دارد، در حالی که مطالعات بسیار کمی در زمینه زوال مقاومت و سختی در محدوده غیرخطی انجام شده است [۳]. لی و الینگوود^۷ پاسخ سازه‌های قاب‌های فولادی تحت توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه را در تاریخ ۲۰۰۷ تعیین کردند [۴]. ون د لیدنت^۸ پاسخ و عملکرد قاب چوبی که قبلاً دچار لرزه اصلی شده را در سال ۲۰۰۸ تحت پس‌لرزه به‌طور تجربی نشان داد [۵]. لی و یین در سال ۲۰۱۰ نقصان لرزه‌ای ساختمان‌های قاب چوبی را تحت لرزه اصلی و پس‌لرزه تعیین کردند [۶].

تحقیقاتی که توسط کرنل^۹ صورت پذیرفت نشان‌دهنده آن بود که توزیع بزرگی پس‌لرزه‌ها به مدت سپری شده بعد از لرزه اصلی بستگی ندارد، به این معنا که پس‌لرزه‌های بزرگ ممکن است چند ماه بعد رخ دهد، همان‌طور که در زلزله ونچوان و کریست چرچ^{۱۰} مشاهده گردید. همچنین میزان بزرگی پس‌لرزه ارتباط بسیار زیادی با بزرگی زلزله اصلی دارد [۲، ۷] و همچنین بر اساس پژوهش‌های پی و

³ Yeo and Cornell

⁴ PBE(Performance Based Engineering)

⁵ Ibarra and Krawinkler

⁶ hysteretic model

⁷ Li and Ellingwood

⁸ Van de Lindt

⁹ Cornell

¹⁰ Wenchuan and Christchurch

لینت^{۱۱} که در سال ۲۰۰۹ صورت گرفت، زمانی که ساختمان تحت اثر زلزله‌های متعدد می‌باشد، برای مدل آسیب سازه که از اولین زلزله (لرزه اصلی) پیروی می‌کند، باید آنالیزهای ثانویه مورد استفاده قرار گیرد و آسیب‌های تجمعی ناشی از لرزه اصلی در آنالیزهای ثانویه لحاظ شود [۸].

در سال ۱۳۹۶ ناصری و همکاران منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های سه، پنج و هشت طبقه برای سیستم قاب خمشی ساخته شده در شمال ایران بر اساس آیین‌نامه‌های ایران تحت رکورد دور از گسل ترسیم نمودند و نشان دادند با زیاد شدن ارتفاع سازه میزان آسیب‌پذیری در سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل افزایش می‌یابد ولی روند افزایش میزان احتمال خرابی برای سطح خرابی بیشتر، کمتر می‌باشد به گونه‌ای که در سطح خرابی کامل که معرف فروپاشی کامل سازه است میزان افزایش نزدیک به صفر است و در نتیجه با هدف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برای ساختمان‌های متعارف حفظ ایمنی جانی و به حداقل رساندن تلفات جانی است، مطابقت دارد [۹].

به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی طراحی شده تحت اثر توالی لرزه و پس‌لرزه با میراگر ویسکو سوپر الاستیک در سال ۲۰۱۸ سیلوال^{۱۲} و همکارانش، به مقایسه سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با میراگر ویسکوز و بدون میراگر ویسکوز پرداختند و مشاهده نمودند که در سطح خرابی کامل تحت زلزله اصلی سازه مجهز به میراگر ویسکوز ۸۶ درصد آسیب کمتری را نسبت به سازه بدون میراگر نشان می‌دهد اما هنگام وقوع زلزله اصلی همراه با پس‌لرزه در سطح خرابی کامل فقط یک درصد کاهش داشته است [۱۰].

با توجه به بیشینه پژوهش‌های صورت گرفته مشاهده می‌گردد که اثر پس‌لرزه به عنوان یکی از پدیده‌های مخرب که پس از زلزله ممکن است رخ دهد به وفور بررسی گردیده است اما تاکنون اثر پس‌لرزه توأمان با اثر نامنظمی پیچشی در پلان برای سازه‌های قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرار نگرفته است. هدف از انجام این پژوهش، بررسی دو موضوع تأثیر وجود نامنظمی پیچشی در پلان سازه قاب خمشی فولادی متوسط و همچنین اثر وجود پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی بروی سطوح آسیب‌پذیری چهارگانه معرفی شده در آیین‌نامه HAZUS-MH MR-5 می‌باشد که تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است، به صورتی که با رسم منحنی‌های شکنندگی برای هر یک از سطوح‌های خرابی، تأثیر وجود نامنظمی پیچشی و پس‌لرزه بر روی مدل‌های سه، پنج و هشت طبقه قاب خمشی فولادی بررسی گردیده است.

۲- معرفی مدل‌های مورد بررسی

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 [۱۱]، ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند تقسیم می‌کند که بر اساس این دستورالعمل ساختمان‌های ۱ تا ۳ طبقه جز سازه‌های کوتاه، ساختمان‌های بین ۳ تا ۷ طبقه جز سازه‌های متوسط و ساختمان‌های با تعداد طبقات بیش‌تر از ۸ جز سازه‌های بلندمرتبه محسوب می‌گردد. در این پژوهش ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه برای مدل‌سازی و تحلیل انتخاب شدند تا از هر بازه‌ی کوتاه، متوسط و بلند یک نمونه وجود داشته باشد.

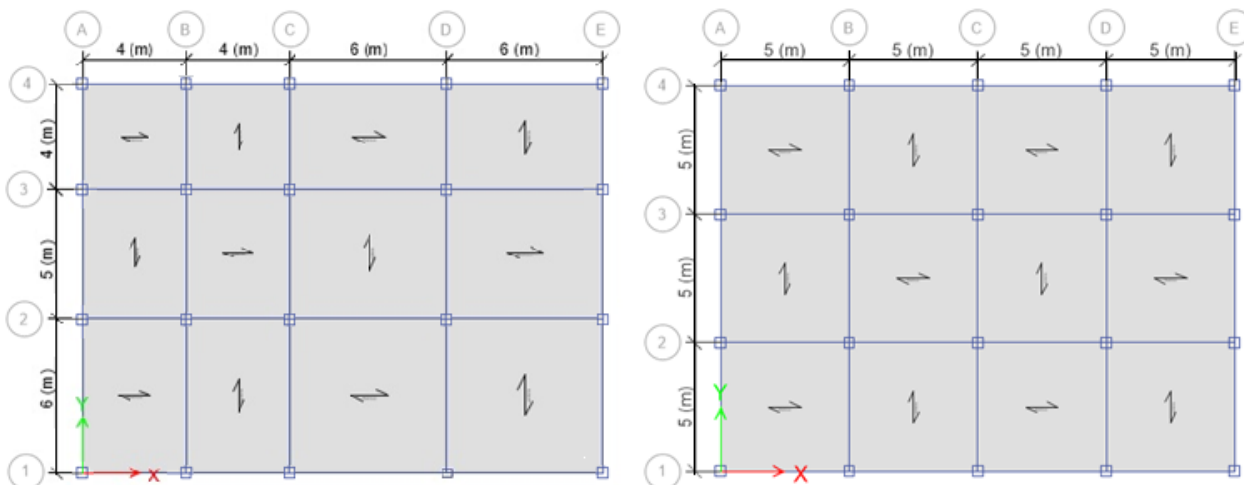
سازه‌ها در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد و نوع خاک ۳ است با ارتفاع طبقه اول ۲/۸ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۲ متر و سقف تیرچه‌بلوک با دیافراگم صلب فرض گردیده است و تنش تسلیم فولاد 2400 kgf/cm^2 و تنش نهایی فولاد 3700 kgf/cm^2 در نظر گرفته شده است. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۱۳۹۲)، صورت پذیرفته و اعضای فولادی طبق مبحث دهم مقررات ملی ایران (ویرایش ۱۳۹۲) طراحی شدند. محاسبه‌ی برش پایه‌ی زلزله و اعمال ضوابط لرزه‌ای بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده و ضریب رفتار (R_u) سازه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط برابر ۵ در نظر گرفته شد.

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در یک سازه چنانچه حداکثر تغییر مکان نسبی یک انتهای ساختمان در هر طبقه با احتساب پیچش تصادفی از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان دو انتهای ساختمان بزرگ‌تر باشد سازه نامنظم زیاد پیچشی و چنان چه بیشتر از

¹¹ Pei and Lindt

¹² Silwal

۴۰ درصد باشد نامنظم شدید پیچشی محسوب می‌شود. جهت بررسی اثر نامنظمی پیچشی زیاد در پلان سازه‌ها یک‌بار به صورت منظم در پلان طراحی گردیده و بار دیگر با تغییر محل محور قاب‌ها و همچنین ثابت نگاه داشتن مساحت پلان مطابق شکل ۱، سازه منظم به نامنظم تبدیل گردیده و سعی بر این بوده است که این اختلاف در تمام طبقات سازه‌ها در حدود ۲۰ درصد باشد (جدول ۱). پس از تعیین مقاطع، هر دو سازه‌های منظم و نامنظم توسط نرم‌افزار OpenSEES تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^{۱۳} برای ۲۰ رکورد زلزله نزدیک گسل قرار گرفته است.



شکل ۱: پلان طبقات ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم (راست) و نامنظم (چپ)

جدول ۱: اختلاف حداکثر تغییر مکان نسبی با متوسط تغییر مکان نسبی

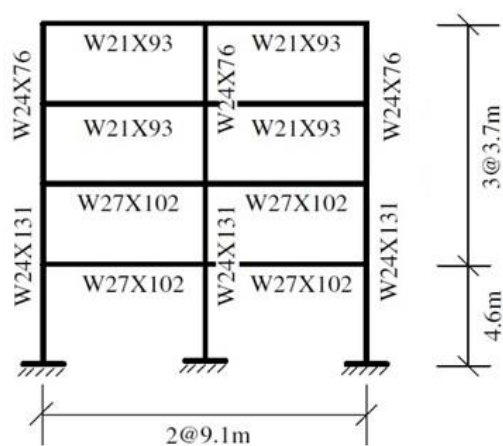
شماره طبقه	سازه سه طبقه	سازه پنج طبقه	سازه هشت طبقه
۱	٪۲۰	٪۲۲	٪۲۲
۲	٪۲۰	٪۲۲	٪۲۳
۳	٪۲۴	٪۲۳	٪۲۱
۴		٪۲۳	٪۱۹
۵		٪۲۵	٪۲۱
۶			٪۲۰
۷			٪۲۰
۸			٪۱۸

۳- صحت سنجی

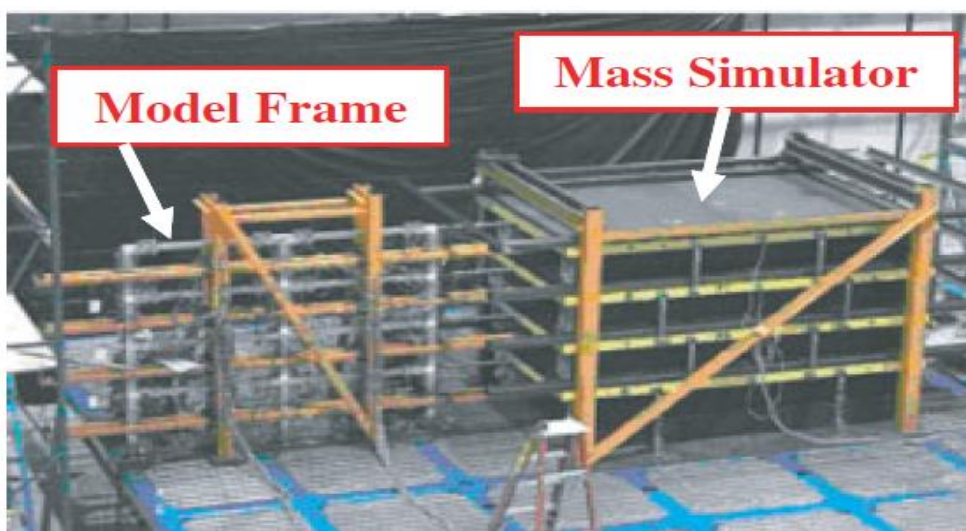
نخستین گام در مدل‌سازی هر نرم‌افزاری صحت سنجی نتایج نرم‌افزار با رفتار واقعی سازه می‌باشد. در ادامه به بررسی نتایج یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر حاصل از نرم‌افزار اپنسیس پرداخته شد که مربوط به یک قاب از سازه واقعی قاب خمشی فولادی ساختمانی چهار طبقه با کاربری اداری در شهر لس‌آنجلس در کشور ایالات متحده آمریکا می‌باشد، مقاطع ستون‌ها و تیرها بر روی شکل ۲ مشخص شده است. نمونه با مقیاس ۱:۸ با رعایت تمام جزئیات در آزمایشگاه دانشگاه بوفالو واقع در نیویورک ساخته شده و رکورد زلزله‌ی ثبت شده نورتریج ایستگاه کانوگا پارک^{۱۴} در تاریخ ۱۹۹۴ میلادی به آن وارد شده (شکل ۳) و سپس ماکزیمم دیریفیت بام برای PGA های مختلف به دست آمده است [۱۲، ۱۳]. جهت صحت سنجی همین قاب با مشخصات ذکر شده در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده و تحت همان رکورد زلزله قرار گرفته و در اینجا نیز ماکزیمم دیریفیت بام برای PGA های مختلف محاسبه و در شکل ۴ نشان داده شده است.

¹³ Incremental Dynamic Analysis

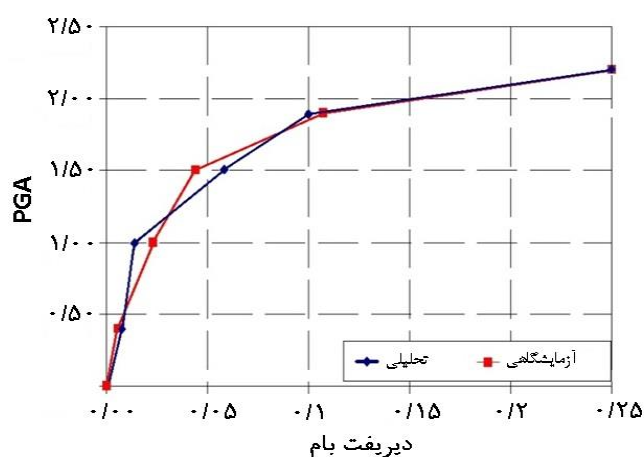
¹⁴ Canoga Park



شکل ۲: نمونه قاب خمشی فولادی جهت صحت سنجی [۱۲]



شکل ۳: مدل سازی نمونه به مقیاس ۱:۸ در آزمایشگاه دانشگاه بوفالو لس آنجلس [۱۳]



شکل ۴: نمودار دریافت در برابر PGA

با توجه به شکل ۴ می توان مشاهده کرد که نتایج حاصل از نرم افزار (تحلیلی) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بوده و از دقت خوبی برخوردار می باشد.

۴- مشخصات شتاب‌نگاشتها

تعیین رکورد زلزله‌ها از مهم‌ترین گام‌ها در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد؛ زیرا نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده به نوع رکورد بستگی دارد. رکوردها باید به گونه‌ای انتخاب شوند که همه حالات رفتاری سازه را در برگیرند. بر این اساس در این پژوهش از ۲۰ رکورد زلزله با ماکزیمم شتاب زمین^{۱۵} (PGA) بیشتر از ۰/۴ شتاب ثقل زمین استفاده شده که با توجه به نوع خاک فرض شده که تیپ ۳ می‌باشد رکوردها سرعت برشی بین ۱۷۵m/s تا ۳۷۵ m/s را دارا بوده و همچنین هرکدام از رکوردها دارای پس‌لرزه‌ای به بزرگای بیشتر از ۵ ریشتر هستند [۱۲].

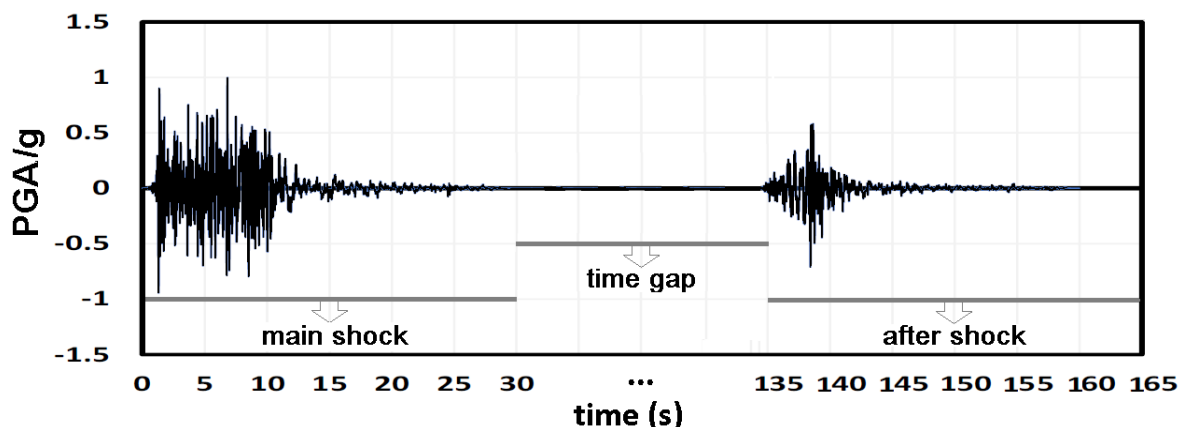
رکوردهای انتخابی در جدول ۲ قابل مشاهده می‌باشد. در حالت واقعی بین زلزله و پس‌لرزه فاصله زمانی وجود دارد و پس‌لرزه معمولاً بلافاصله پی از زلزله اصلی اتفاق نمی‌افتد بر این مبنای آقای لی^{۱۶} پیشنهاد داده است که یک‌فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه‌ای^{۱۷} بین زلزله اصلی و پس‌لرزه مربوط به آن در نظر گرفته شود [۱۲]. درواقع این فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه‌ای مدت‌زمانی را برای سازه فراهم می‌نماید تا بتواند ارتعاش آزاد خود را انجام دهد و هنگام وارد شدن پس‌لرزه سازه تحت زلزله اصلی قرار نگرفته باشد.

جدول ۲: مشخصات رکوردهای زلزله

Record number	Record name	Station name	Soil type	Magnitude	PGA(g)	Rjb(km)
1	Chalfant valley	Zack Brothers Ranch	III	6.19	0.447	7.58
2	Coalinga	Oil-City	III	5.77	0.398	8.46
3	Northridge	Sun Valley - Roscoe Blvd	III	6.69	0.604	10.05
4	Imperial Valey	El Centro Array #11	III	6.53	0.37	12.56
5	Coalinga	14Th & Elm (Old CHP)	III	5.77	0.84	10.78
6	Imperial Valey	Bonds Corner	III	6.53	0.776	2.66
7	Mammoth lakes	Convict Creek	III	6.06	0.444	6.63
8	Mammoth lakes	Fish & Game (FIS)	III	5.94	0.376	12.39
9	Mammoth lakes	Mammoth Lakes H. S	III	5.69	0.44	9.12
10	Managua-Nicaragua	Managua-Esso	III	6.24	0.371	4.06
11	Northridge	Northridge - 17645 Saticoy St	III	6.69	0.459	12.09
12	Northridge	Canoga Park - Topanga Can	III	6.69	0.392	14.7
13	Northridge	Jensen Filter Plant Administrative Building	III	6.69	0.617	5.43
14	Northridge	La - Sepulveda Va Hospital	III	6.69	0.93	8.44
15	Northridge	Newhall - Fire Sta	III	6.69	0.59	5.92
16	Northridge	Rinaldi Receiving Sta	III	6.69	0.87	6.5
17	Imperial Valey	El Centro Array #4	III	6.53	0.48	7.05
18	Imperial Valey	El Centro Array #5	III	6.53	0.53	3.95
19	Imperial Valey	El Centro Array #7	III	6.53	0.57	0.56
20	Imperial Valey	El Centro Array #8	III	6.53	0.61	3.86

¹⁵ Peak Ground Acceleration¹⁶ Li¹⁷ Time gap

برای رسم منحنی‌های شکنندگی و مقایسه آسیب وارده بر سازه تمام رکوردهای زلزله اصلی به $1g$ مقیاس شده‌اند و همچنین برای وارد کردن رکورد زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه پس از مقیاس شدن زلزله اصلی، پس‌لرزه مربوط به آن رکورد به نسبت ضریب مورد نیاز جهت رسیدن زلزله اصلی به مقیاس $1g$ ضرب می‌گردد. شکل ۵ نمونه‌ای از ادغام زلزله اصلی و پس‌لرزه یکی از رکوردها زلزله می‌باشد.



شکل ۵: شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه مقیاس شده رکورد Mammoth Lakes-Convict Creek

۵- تعریف سطوح خرابی

برای مشخص کردن میزان آسیب وارده به سازه آیین‌نامه HAZUS-MHMR-5 چهار سطح خرابی را بر اساس میزان تغییر مکان نسبی معرفی کرده است که شامل سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل می‌شود. این آیین‌نامه نقطه‌ای را که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل می‌کند و به عبارتی دارای کمترین میزان آسیب در میان سایر نقاط است را به‌عنوان پارامتر تقاضا معرفی می‌نماید. در جدول ۳ میزان تغییر مکان نسبی بین طبقات یا همان دیررفت را برای سطوح مختلف خرابی نشان می‌دهد.

جدول ۳: میزان دیررفت برای سطوح مختلف خرابی بر اساس آیین‌نامه [11] HAZUS-MHMR-5

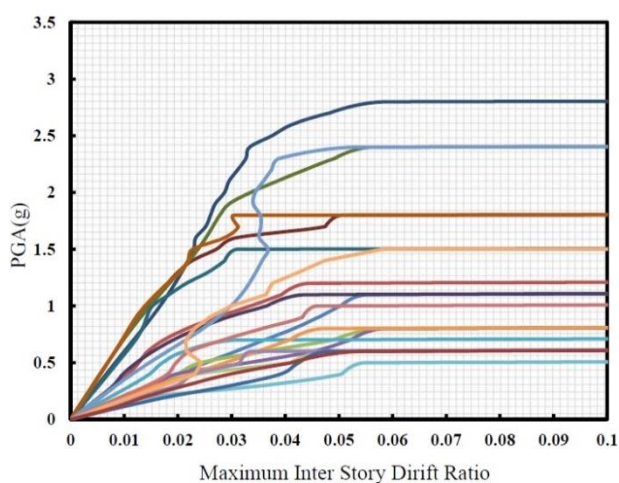
دیررفت در آستانه حالت خرابی				نوع سازه
خرابی کامل	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی ناچیز	
۰/۰۶	۰/۰۲۳۵	۰/۰۱۰۴	۰/۰۰۶	کوتاه
۰/۰۴	۰/۰۱۵۷	۰/۰۰۶۹	۰/۰۰۴	متوسط
۰/۰۳	۰/۰۱۸	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۳	بلند

۶- منحنی IDA سازه‌ها تحت زلزله اصلی

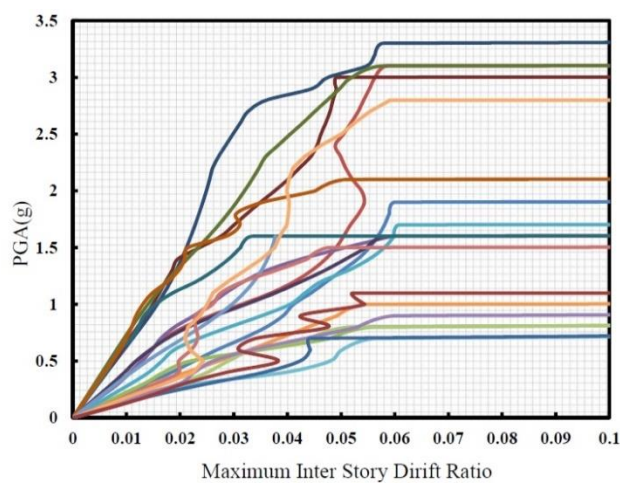
تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) یک روش تحلیل لرزه‌ای بر مبنای عملکرد سازه بوده و می‌تواند رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف توصیف کند، با استفاده از تحلیل IDA می‌توان احتمال فروپاشی و درصد گذر از یک حد خاص آسیب را شناسایی نمود و این در حالی می‌باشد که تحلیل پوش آور در موارد بیان شده ضعیف عمل می‌نماید. از جمله دیگر قابلیت‌های تحلیل IDA می‌توان به معرفی مصالح با رفتار غیرخطی و انجام تحلیل به صورت دینامیکی اشاره نمود که منتهی به دقت بیشتر نسبت به تحلیل پوش آور می‌شود [۱۴].

جهت انجام تحلیل IDA، حداکثر شتاب زلزله (PGA) وارده به سازه تا مرحله خرابی کامل با گام‌هایی به مقیاس $0.1g$ افزایش داده می‌شوند، سپس با استفاده از تحلیل دینامیکی برای هر گام منحنی IDA ترسیم می‌گردد. منحنی‌های IDA سازه‌های سه طبقه، پنج

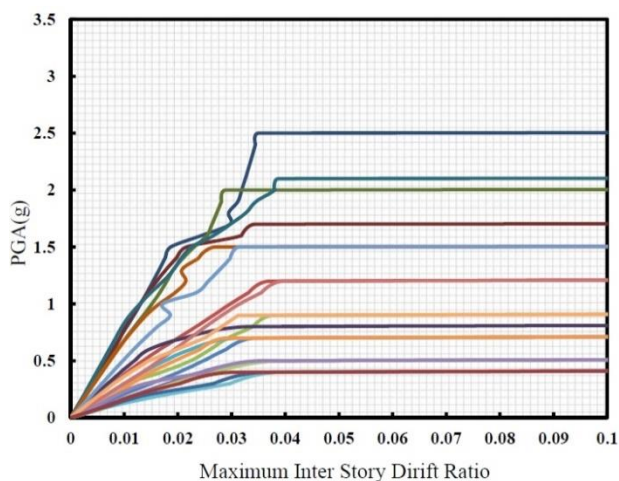
طبقه و هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و نامنظم پیچشی تحت زلزله اصلی و پس لرزه برای ۲۰ شتاب‌نگاشت در شکل‌های ۶ تا ۱۱ ترسیم گردیده است.



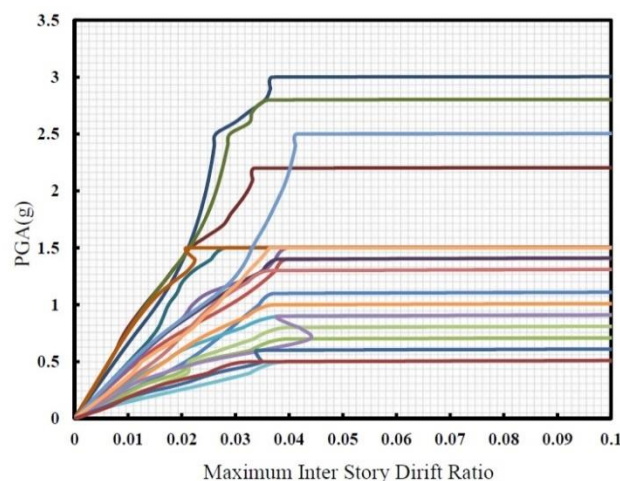
شکل ۷: منحنی IDA مدل سه طبقه نامنظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی به همراه پس لرزه



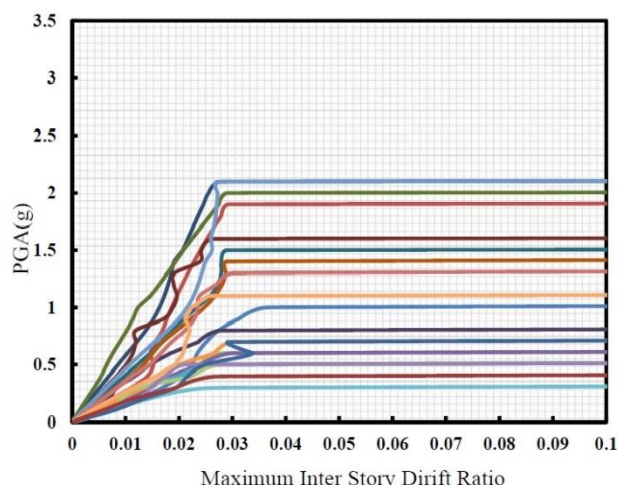
شکل ۶: منحنی IDA مدل سه طبقه منظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی



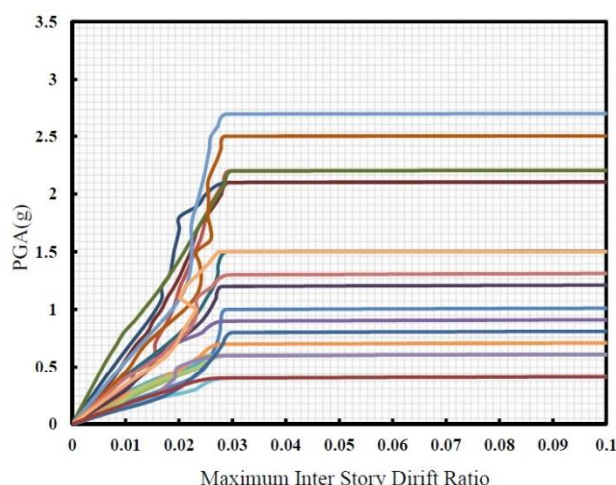
شکل ۹: منحنی IDA مدل پنج طبقه نامنظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی به همراه پس لرزه



شکل ۸: منحنی IDA مدل پنج طبقه منظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی



شکل ۱۱: منحنی IDA مدل هشت طبقه نامنظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه



شکل ۱۰: منحنی IDA مدل هشت طبقه منظم تحت اثر ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی

از منحنی‌های IDA چنین استنباط می‌گردد که به علت وجود نامنظمی پیچشی در پلان و همچنین در اثر پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی سازه در مقدار PGA کوچک‌تری به مقدار دیررفت متناظر باحالتی که سازه منظم بوده و فقط تحت زلزله اصلی است می‌رسد، به عبارت دیگر مقدار شتاب موردنیاز ناشی از زلزله برای آن که تغییر مکان مشخصی که به عنوان شاخص خرابی مطرح می‌باشد را ایجاد کند، کمتر بوده و سازه نسبت به منظم در حالت بحرانی‌تری می‌باشد.

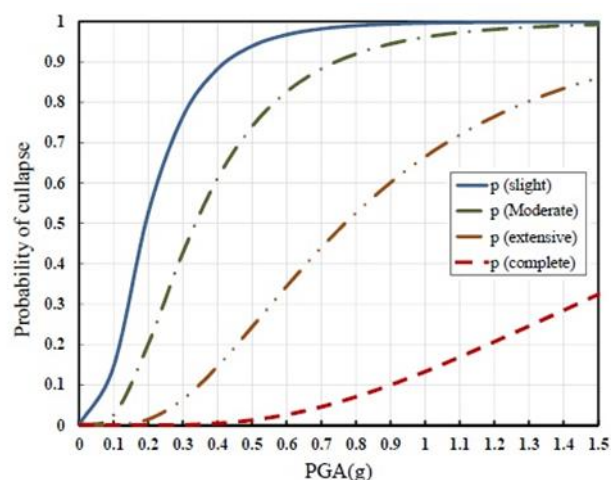
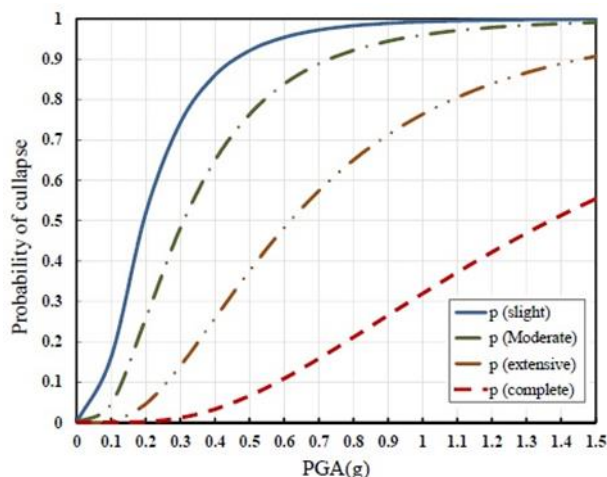
۷- ترسیم منحنی شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی احتمال فرا گذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه‌خیزی سازه تعیین می‌نمایند که به عنوان یکی از ابزارهای مفید جهت ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه‌ها به شمار می‌رود. برای تولید منحنی شکنندگی از یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل IDA به دست می‌آید استفاده می‌شود و در این پژوهش از توزیع لوگ نرمال استفاده شده است.

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی در این پژوهش، سازه‌ها یک بار تحت ۲۰ رکورد زلزله با مقیاس ۰/۱g تا ۱/۵g و بار دیگر تحت ۲۰ رکورد زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه با همان مقیاس ۰/۱g تا ۱/۵g به کمک نرم‌افزار opensees مورد تحلیلی قرار گرفت و خروجی نرم‌افزار که تغییر مکان جانبی نسبی یا همان دیررفت بود به دست آمد، سپس به کمک قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد، زمانی ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو پارامتری باشند که از توزیع نرمال پیروی کنند، عملکرد مرکب حاصل شده دارای توزیع لگاریتمی نرمال خواهد بود؛ بنابراین منحنی‌های شکنندگی را می‌توان مطابق رابطه ۱ بیان نمود:

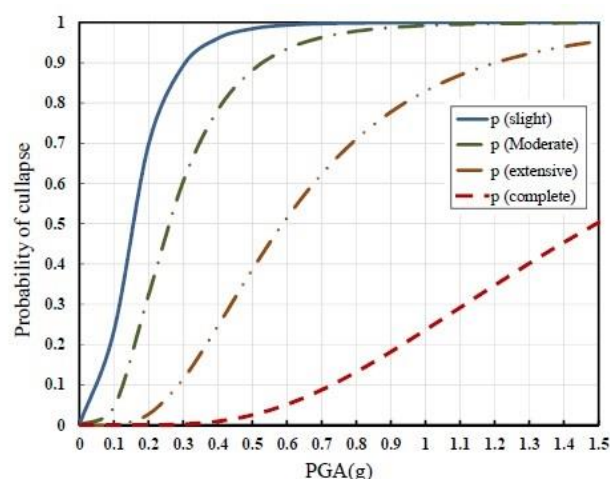
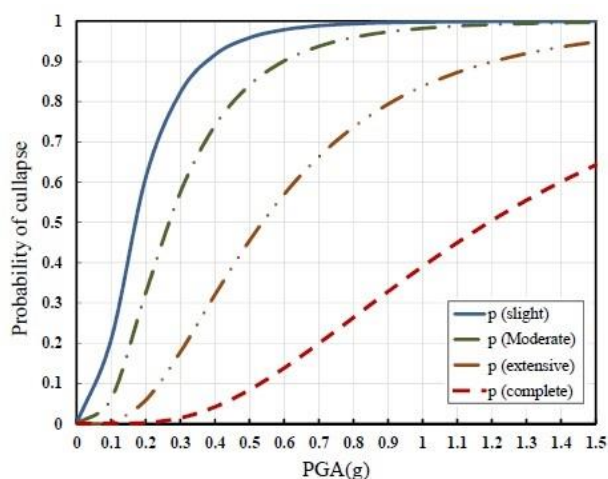
$$P(\leq D) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right)}{\beta_{sd}} \right] \quad (1)$$

در رابطه فوق P احتمال فرا گذشت از حالت خرابی D (حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای یا همان دیررفت)، β_{sd} انحراف معیار لگاریتم نرمال، S_c مقدار متوسط حالت حدی مجاز و S_d متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای می‌باشد. جهت مشخص شدن تأثیر پس‌لرزه در سازه، منحنی‌های شکنندگی سازه‌های منظم تحت زلزله اصلی و زلزله با پس‌لرزه در شکل‌های ۱۲ الی ۱۷ رسم گردیده است.



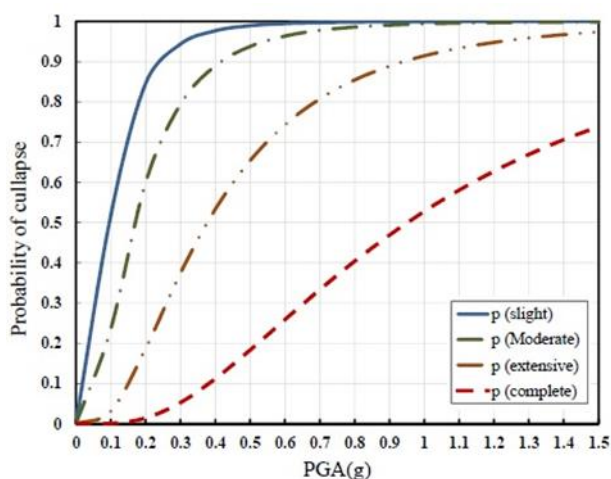
شکل ۱۳: منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله و پس‌لرزه

شکل ۱۲: منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی

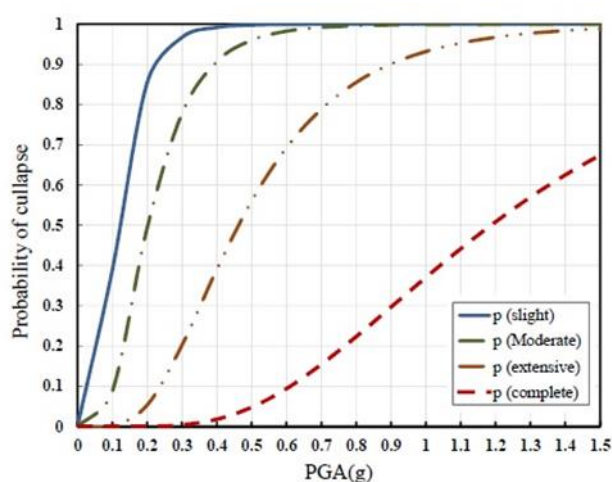


شکل ۱۴: منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله و پس‌لرزه

شکل ۱۵: منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی

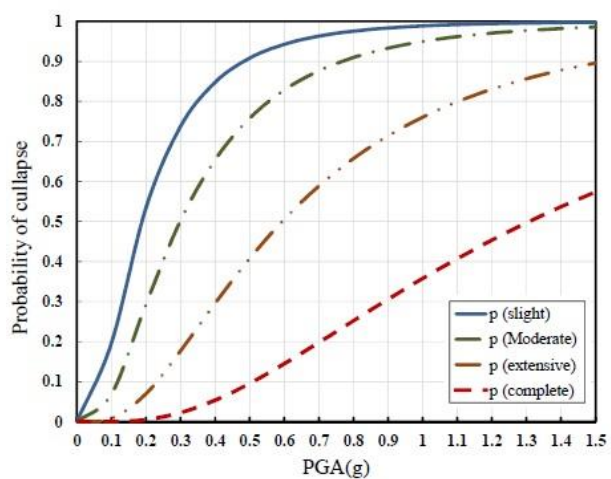


شکل ۱۷: منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله و پس لرزه

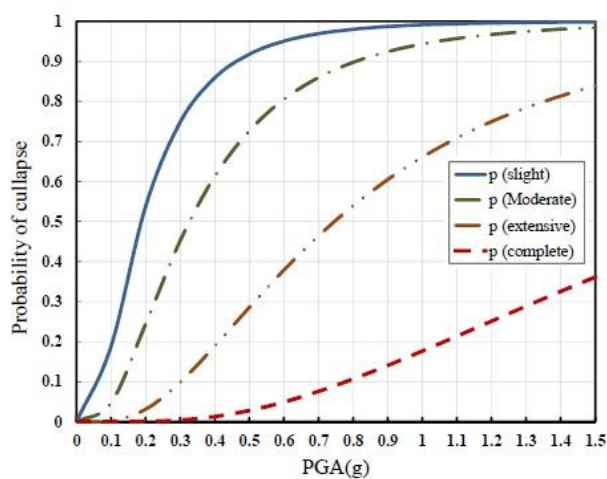


شکل ۱۶: منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی

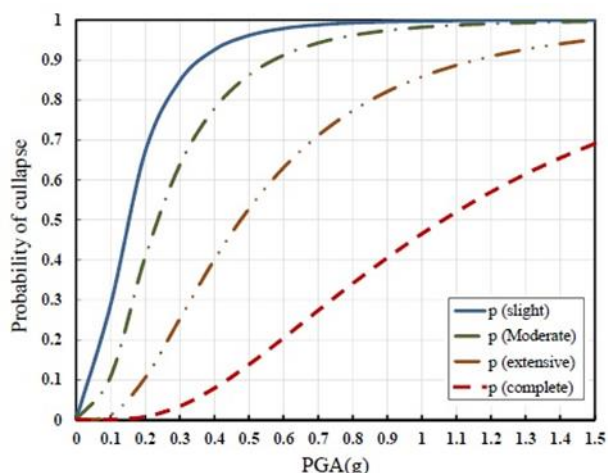
در ادامه در شکل‌های ۱۸ تا ۲۳ منحنی‌های شکنندگی مربوط به سازه نامنظم پیچشی در پلان تحت اثر زلزله اصلی به تنهایی و همچنین زلزله اصلی و پس لرزه ترسیم گردیده است.



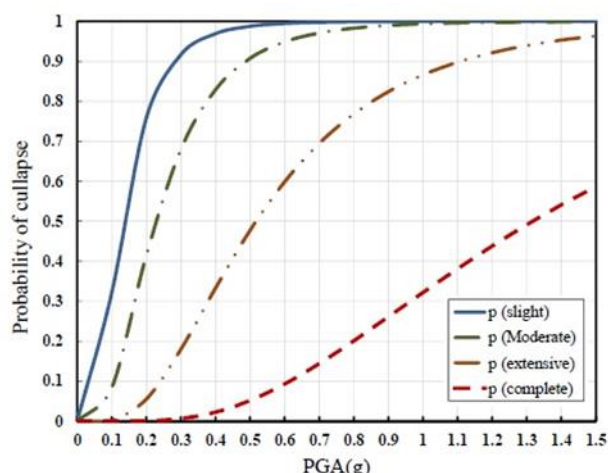
شکل ۱۹: منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله و پس لرزه



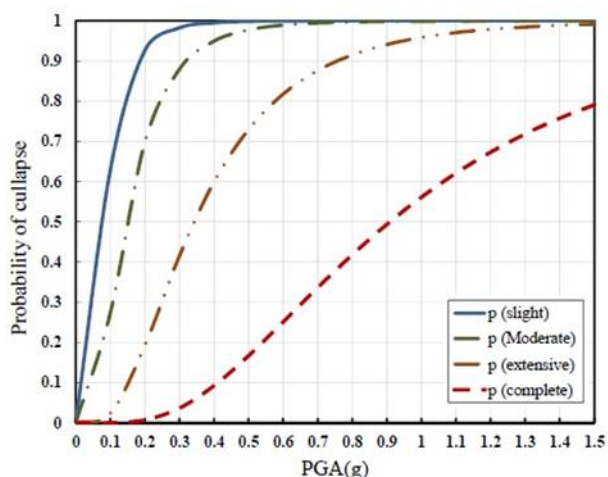
شکل ۱۸: منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی



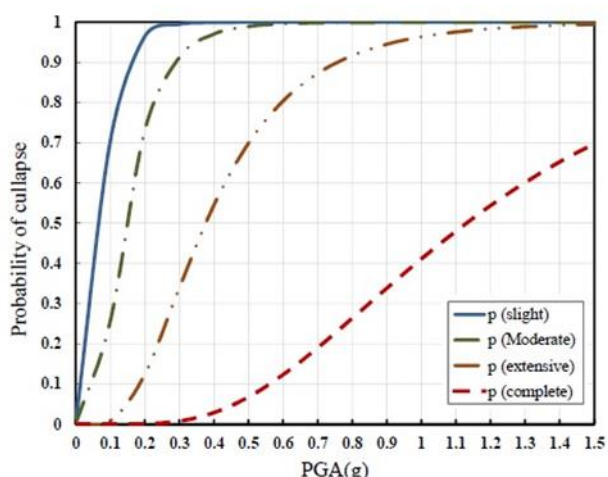
شکل ۲۱: منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله و پس لرزه



شکل ۲۰: منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی



شکل ۲۳: منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله و پس لرزه



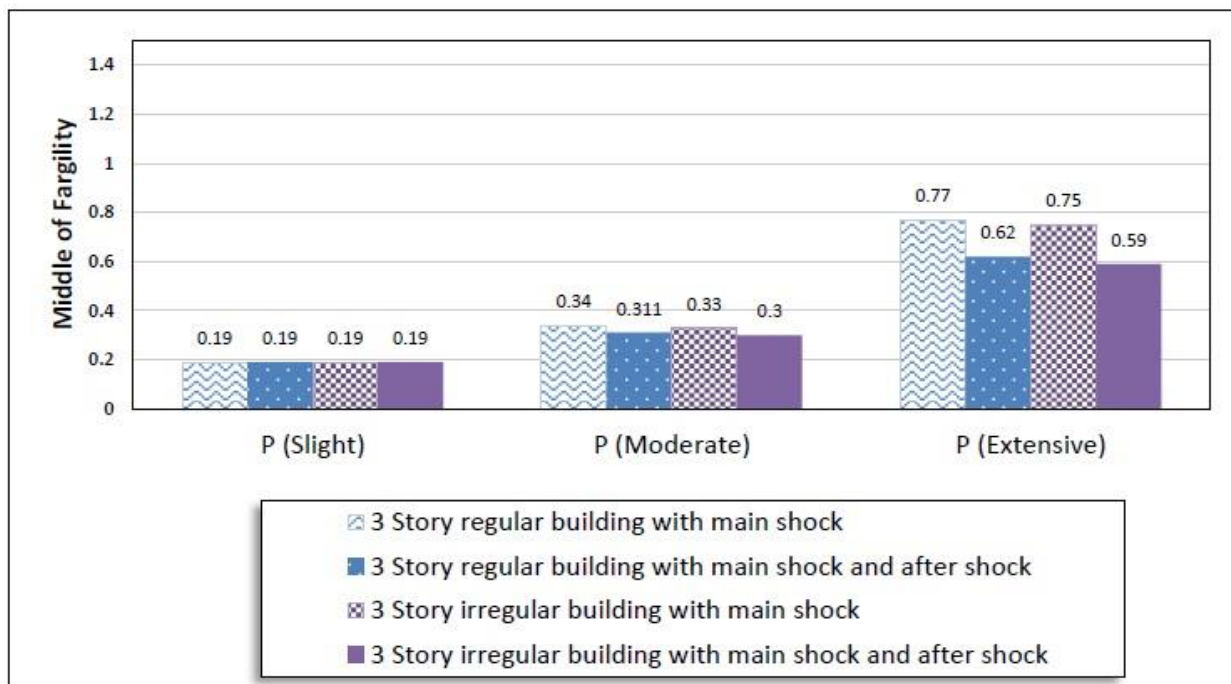
شکل ۲۲: منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی

۸- تفسیر منحنی های شکنندگی

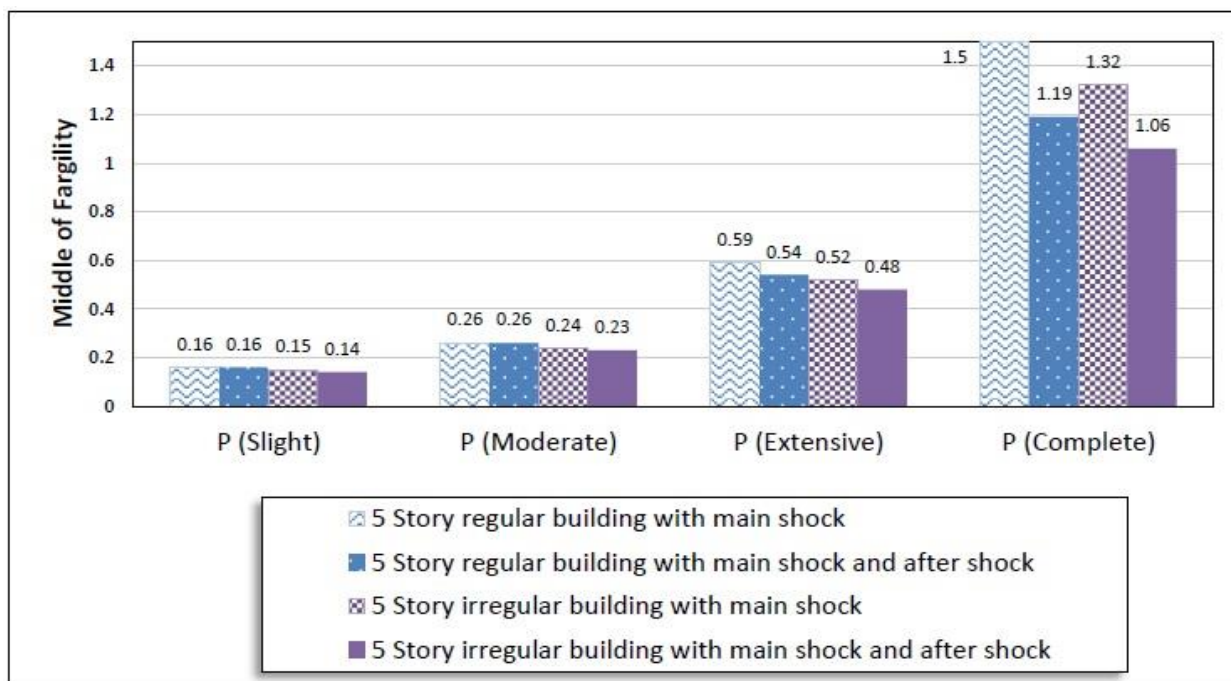
جهت تفسیر عملکرد ساختمان های منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه از مقادیر میانه شکنندگی این سازه ها در سطوح مختلف خرابی استفاده می شود. میانه شکنندگی، معرف میزان شدت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فرا گذشت ۵۰٪ برای هر یک از سطوح خرابی می باشد.

جهت به دست آوردن مقادیر میانه شکنندگی خطی افقی از نقطه ای احتمال فرا گذشت ۵۰٪ روی محور قائم نمودار منحنی های شکنندگی رسم می شود تا هر یک از منحنی ها را قطع نماید، سپس از محور افقی عدد متناظر با محل تقاطع خط رسم شده با منحنی شکنندگی قرائت می گردد که این عدد، شدت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال ۵۰٪ برای سطح خرابی مورد نظر را نشان می دهد.

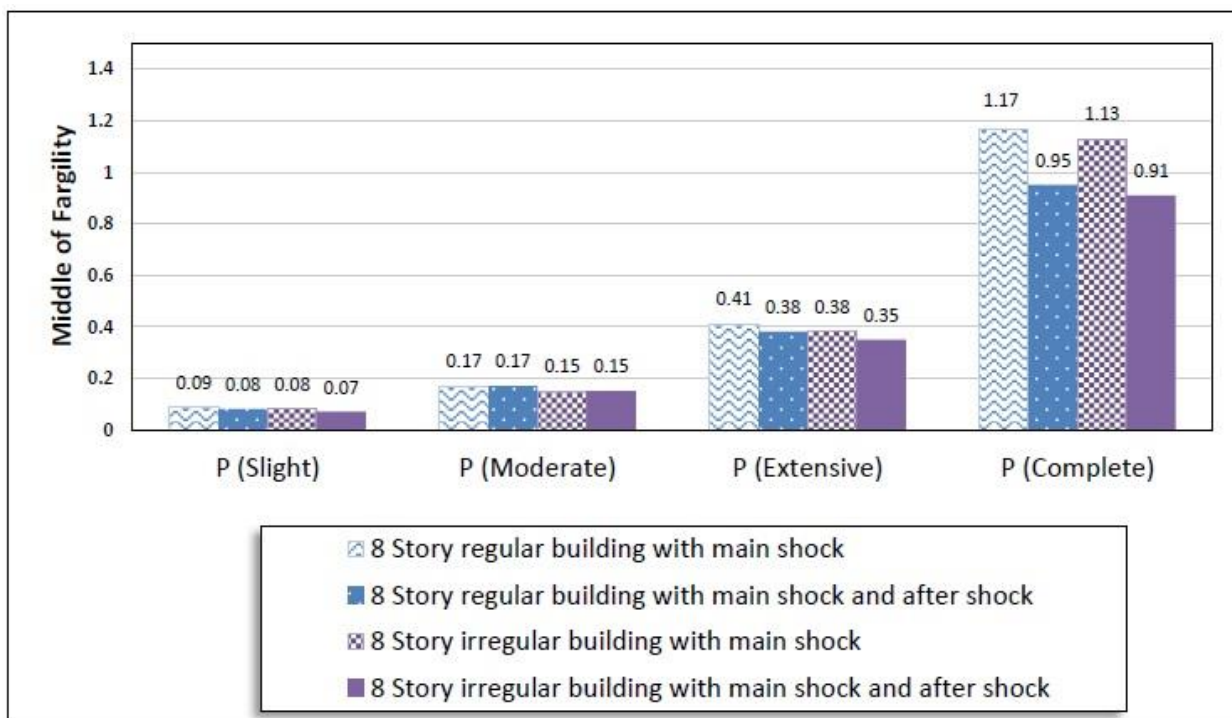
این ارقام برای سازه های دارای سیستم قاب خمشی منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله به همراه پس لرزه در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، برای هر یک از ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه به طور جداگانه مطابق شکل های ۲۴ الی ۲۶ در قالب نمودار میله ای نمایش داده شده است تا بتوان به راحتی میزان شکنندگی هر یک را مقایسه نمود.



شکل ۲۴: نمودار میانه شکنندگی برای سازه طبقه سه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه



شکل ۲۵: نمودار میانه شکنندگی برای سازه پنج طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه



شکل ۲۶: نمودار میانه شکنندگی برای سازه هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته برای سازه‌های سه، پنج و هشت طبقه قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی، نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در سازه‌های سه طبقه نامنظمی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی سطوح خرابی ندارد و در سازه پنج طبقه وجود نامنظمی پیچشی در پلان در سطوح خرابی بالاتر تأثیری بیشتری دارد اما در سازه هشت طبقه تأثیر نامنظمی در سطوح خرابی کمتر بیشتر مشهود می‌باشد. نتایج عددی حاصل از تحلیل به شرح زیر است:

در سازه سه طبقه در سطح آسیب‌پذیری کم تفاوتی ناشی از وجود نامنظمی پیچشی مشاهده نمی‌گردد، اما در سطح آسیب‌پذیری متوسط و زیاد حدود ۳ درصد افزایش میزان آسیب در سازه نامنظم دیده می‌شود. برای سازه پنج طبقه وجود نامنظمی پیچشی باعث زیاد شدن میزان ۶ درصدی سطح آسیب کم، ۸ درصدی سطح آسیب متوسط، ۱۲ درصدی سطح آسیب زیاد و فروپاشی کامل می‌گردد. در مورد سازه هشت طبقه افزایش ۱۱ درصدی در سطح خرابی کم، ۱۲ درصدی در سطح خرابی متوسط، ۷ درصد در سطح خرابی زیاد و ۳ درصدی در سطح خرابی کامل به دلیل وجود نامنظمی مشاهده می‌گردد.

در صورتی که سازه نامنظم بوده و علاوه بر زلزله اصلی، پس لرزه نیز به آن وارد شود باعث افزایش میزان آسیب وارده بر تمامی سطوح خرابی در سازه سه، پنج و هشت طبقه گردیده است به جز سطح خرابی کم در سازه سه طبقه که با افزایشی همراه نبوده است. نتایج عددی حاصل شده به صورت زیر می‌باشد:

سازه سه طبقه در سطح خرابی کم بدون تغییر و در سطوح خرابی متوسط و زیاد به ترتیب حدود ۱۲ درصد و ۲۴ درصد افزایش میزان آسیب‌پذیری را نشان می‌دهد. سازه پنج طبقه در سطح خرابی کم ۱۳ درصد، سطح آسیب متوسط ۱۲ درصد، سطح آسیب زیاد ۲۰ درصد و کامل ۳۳ درصد با افزایش میزان آسیب‌پذیری همراه است. سازه هشت طبقه نیز افزایش ۳۲ درصدی در سطح خرابی کم، ۱۲ درصدی در سطح خرابی متوسط، ۱۵ درصدی در سطح خرابی زیاد و ۲۳ درصدی در سطح خرابی کامل را نشان می‌دهد.

۹- نتیجه گیری

نتایج این پژوهش از دو منظر می‌تواند بررسی گردد مورد اول مربوط به تأثیر نامنظمی پیچشی در پلان بوده و مورد دوم مربوط به اثر پس لرزه توأمان با نامنظمی پیچشی در پلان سازه می‌باشد که هرکدام به تفکیک مورد به شرح زیر بیان گردیده است.

۱- اثر وجود نامنظمی پیچشی در پلان موجب افزایش میزان آسیب وارده به مدل‌های سه، پنج و هشت طبقه گردید به گونه‌ای که مدل‌های با تعداد طبقات بیش از سه طبقه در صورت وجود نامنظمی پیچشی در پلان، در هنگام وقوع زلزله نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر، دارای آسیب‌پذیری بیشتری بوده‌اند. به‌عنوان مثال به علت وجود نامنظمی پیچشی پلان مدل‌های مورد تحقیق مقدار میانه شکنندگی لرزه‌ای ۱۳ درصد در مدل سازه پنج طبقه در سطح خرابی زیاد و در سازه هشت طبقه در سطح خرابی متوسط ۱۲ درصد کاهش یافته‌اند که مبین افزایش قابل توجه آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها می‌باشند.

۲- از سویی دیگر وقوع پس لرزه نیز در زلزله‌های آینده هیچ‌گاه دور از انتظار نبوده و این پدیده عموماً در حالی رخ می‌دهد که سازه تحت زلزله اصلی دچار آسیب قابل توجه شده است، در نتیجه رخ دادن پس لرزه هرچند با شتاب حداکثر کمتر از زلزله اصلی می‌تواند خسارات بیشتری را به سازه آسیب‌دیده وارد نماید. در صورت رخ دادن پس لرزه توأمان با وجود نامنظمی پیچشی در پلان مدل‌های مورد بررسی با توجه به نتایج به دست آمده از این پژوهش، سطح آسیب لرزه‌ای وارد بر سازه نسبت به حالتی که سازه در پلان منظم بوده و فقط زلزله اصلی به آن وارد می‌گردد با افزایش قابل توجهی همراه است. در بیشترین حالت سازه سه طبقه در سطح خرابی زیاد ۳۳ درصد کاهش میانه شکنندگی، در سازه پنج طبقه در سطح خرابی کامل ۳۳ درصد کاهش میانه شکنندگی و در سازه هشت طبقه در سطح خرابی کم ۳۲ درصد کاهش در میانه شکنندگی لرزه‌ای رخ داده که مبین افزایش سطح آسیب لرزه‌ای می‌باشند. نتایج حاصل شده گویای میزان قابل توجه افزایش آسیب‌پذیری لرزه‌ای به واسطه وقوع پس لرزه در سازه‌های با سیستم قاب خمشی فلزی دارای نامنظمی پیچشی در پلان می‌باشد.

مراجع

- [1] Zhai, C.; Wen, W.; Chen, Z.; Li, S. and Xie, L. (2013), "Damage spectra for the mainshock-aftershock sequence-type ground motions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 45, no. Supplement C, pp. 1-12
- [2] Yeo, G. L. and Cornell, C. A. (2005), "Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performancebased earthquake engineering", Rep. No. TB 149, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA.
- [3] Ibarra, F.; Krawinkler, and Helmut, (2005), "Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations"
- [4] Li, Q. and Ellingwood, B. (2007), "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences", pp. 405-427.
- [5] Lindt, J. (2008), "Experimental Investigation of the Effect of Multiple Earthquakes on Woodframe Structural Integrity".
- [6] Li, Y.; Yin, Y.; Ellingwood, B. and Bulleit, W. (2010), "Uniform hazard versus uniform risk bases for performance-based earthquake engineering of light-frame wood construction", pp. 1199-1217.
- [7] Reasenber, P. A. and Jones, L. M. (1994), "earthquake aftershocks: update", Science, vol. 265, Issue 5176, pp. 1251-1252.
- [8] Pei, S. and Lindt, J. (2009), "Methodology for earthquake-induced loss estimation: An application to woodframe buildings", pp. 31-42.

- [9] Naseri, A.; Pahlavan, H. and Ghodrati Amiri G. (2017), "*Probabilistic seismic assessment of RC frame structures in North of Iran using fragility curves*", Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE).
- [10] Silwal, B. and Ozbulut, O. (2018), "*Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers*", Engineering Structures, vol. 168, pp. 12-22.
- [11] MRI, H. (2003), "*Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model*", Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC.
- [12] Li, Y.; Song, R. and Van De Lindt, W. (2014), "*Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock-Aftershock Sequences*", Journal of Structural Engineering, vol. 140, no. 12, p. 04014095.
- [13] Krawinkler and Whittaker, (2007), "*Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitation*", NEES Inc.
- [14] Jalali, S.; Banazadeh, M.; Abolmaali, A. and Tafakori, E. (2012), "*Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections*", Scientia Iranica, vol. 19, no. 1, pp. 27-40,