

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده صنعتی شاهرود

رشته عمران گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه

ارزیابی لرزه‌ای عملکردی ساختمان‌های فولادی دارای نامنظمی پیچشی زیاد در پلان تحت اثر توالی زلزله و

پس لرزه توسط منحنی‌های شکنندگی

نگارنده: محمدحسین رزمخواه

اساتید راهنما:

دکتر محمد شامخی امیری

دکتر حسین پهلوان

شهریور ۱۳۹۷

در این صفحه صورت جلسه دفاع را قرار دهید. لازم است پس از صحافی این صفحه مجدداً توسط دانشکده مهر گردد و استاد راهنما با امضای خود اصلاحات پایان نامه را تائید کند.

تقدیم به

پدر و مادر مهربانم که نفس خیرشان و دعای روح پرورشان بدرقه راهم بود

سپاس گزارم از

استادان ارجمندم جناب آقای دکتر شامخی امیری و جناب آقای دکتر پهلوان

که بی دریغ مراد مسیر رسیدن به هدف هایم و انجام این پژوهش پشتیبانی کردند.

تعمیرنامه

این جانب محمدحسین رزمخواه دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه " ارزیابی لرزه ای عملکردی ساختمان های فولادی دارای نامنظمی پیچشی تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه توسط منحنی های شکنندگی " تحت راهنمایی دکتر محمد شامخی امیری و دکتر حسین پهلوان متعهد می شوم

- تحقیقات در این پایان نامه توسط این جانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورداستفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج بانام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آن ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

حکیده

نظم در سازه یکی از مهم‌ترین پارامترهای مؤثر بر رفتار لرزه‌ای می‌باشد که باید با تعامل مناسب بین مهندسين معمار و سازه در ساختمان ایجاد گردد. بامطالعه بر روی رفتار سازه‌ها در زلزله‌های گذشته، مشاهده می‌شود که وجود نظم و تناسب هندسی در شکل، معماری و سیستم باربر جانبی سازه، به شدت بر روی رفتار لرزه‌ای سازه اثرگذار بوده است. این مشاهدات نشان می‌دهد سازه‌هایی که دارای سیستم باربر جانبی نامتقارن بوده‌اند و یا به واسطه معماری خاص خود شکل هندسی آن‌ها نامتناسب و نامتقارن است، در اثر زلزله آسیب زیادی می‌بینند، حال اگر پس‌لرزه نیز علاوه بر زلزله اصلی اتفاق بیافتد مزید بر علت شده و ممکن است عملکرد سازه را به شدت تحت تأثیر قرار داده و مختل نماید. در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط به صورت ۳ بعدی تحت رکوردهای زلزله حوزه نزدیک که دارای پس‌لرزه قابل توجه بوده، توسط منحنی‌های شکنندگی مورد ارزیابی احتمالاتی قرار گرفته است.

برای بررسی این موضوع، سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط یک‌بار به صورت منظم بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران طراحی گردیده و بار دیگر با تغییر محل محور قاب‌ها و همچنین ثابت نگاه‌داشتن مساحت پلان، سازه‌های منظم به نامنظم زیاد پیچشی در پلان تبدیل گردیده و مجدداً مطابق آیین‌نامه فولاد ایران طراحی و مقاطع تعیین گشته سپس با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES به صورت ۳ بعدی تمام ساختمان‌ها اعم از منظم و نامنظم مدل‌سازی شده و تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) قرار گرفته است.

در انتها با رسم منحنی‌های شکنندگی سیستم قاب خمشی فولادی متوسط و با مقایسه‌ی مقادیر میانه‌ی شکنندگی برای سازه منظم و نامنظم یک‌بار تحت زلزله اصلی و بار دیگر تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه مشاهده گردید؛ احتمال شکست سازه ۳ طبقه منظم و نامنظم تحت زلزله اصلی تقریباً مشابه هم می‌باشد اما تحت زلزله و پس‌لرزه در بیشترین حالت در سطح خرابی زیاد حدود ۲۰ درصد افزایش در میزان خسارت هردو سازه منظم و نامنظم دیده می‌شود. در سازه ۵ طبقه احتمال شکست برای سازه نامنظم تحت زلزله اصلی بیشتر از سازه منظم است و بیشترین افزایش مربوط به سطح خسارت زیاد بوده که ۱۲ درصد افزایش پیدا کرده است و گویای اثر مخرب نامنظمی در سازه

پنج طبقه می‌باشد، با اضافه شدن پس‌لرزه به زلزله اصلی میزان خرابی در هر دو سازه پنج طبقه منظم و نامنظم افزایش می‌یابد و در بیشترین حالت که مربوط به سطح خرابی کامل است با افزایش ۲۰ درصد همراه است. در سازه ۸ طبقه نیز تحت زلزله اصلی احتمال خرابی سازه برای سازه نامنظم بیشتر از سازه منظم می‌باشد به صورتی که بیشترین میزان افزایش آسیب مربوط به سطح خرابی متوسط است که حدود ۱۲ درصد بیشتر شده است، با وقوع پس‌لرزه میزان آسیب در اینجا نیز در هر دو سازه هشت طبقه منظم و نامنظم افزایش یافته است و بیشترین افزایش مربوط به سطح خرابی کامل می‌باشد که ۲۰ درصد زیاد گردیده است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی متوسط، عملکرد لرزه‌ای، منحنی شکنندگی، منظم و نامنظم، نرم‌افزار OpenSEES

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

- ۱- شامخی امیری م، پهلوان ح، رزمخواه م.ح، (۱۳۹۷) "ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی دارای نامنظمی پیچشی در پلان تحت اثر زلزله به کمک منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای" یازدهمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

فهرست مطالب

۱- فصل اول : مقدمه	۱
۱-۱ مقدمه.....	۲
۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش	۶
۳-۱ هدف پژوهش	۶
۴-۱ روش پژوهش	۶
۵-۱ معرفی فصل‌های پایان‌نامه	۷
۲- فصل دوم : ادبیات فنی و پیشینه پژوهش	۹
۱-۲ مقدمه	۱۰
۲-۲ سیستم سازه‌ای قاب خمشی	۱۰
۳-۲ اتصالات سیستم قاب خمشی	۱۱
۴-۲ مزایا و معایب سیستم قاب خمشی	۱۲
۵-۲ نامنظمی در پلان	۱۲
۱-۵-۲ نامنظمی هندسی	۱۳
۲-۵-۲ نامنظمی در پلان	۱۴
۳-۵-۲ نامنظمی در دیافراگم	۱۴
۴-۵-۲ نامنظمی خارج از صفحه	۱۵
۵-۵-۲ نامنظمی سیستم‌های غیر موازی	۱۶
۶-۲ منحنی شکنندگی	۱۶
۱-۶-۲ تعریف	۱۶
۲-۶-۲ روش‌های تولید منحنی‌های شکنندگی	۱۸
۱-۲-۶-۲ روش تجربی	۱۹
۲-۲-۶-۲ روش تحلیلی	۲۰
۳-۲-۶-۲ روش قضاوت مهندسی	۲۱
۴-۲-۶-۲ روش ترکیبی	۲۲
۳-۶-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی	۲۲
۴-۶-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی	۲۳

۲۳ توزیع یکنواخت ۱-۴-۶-۲
۲۴ توزیع نرمال ۲-۴-۶-۲
۲۶ توزیع لوگ نرمال ۳-۴-۶-۲
۲۷ توزیع گاما ۴-۴-۶-۲
۲۸ توزیع بتا ۵-۴-۶-۲
۲۹ ترسیم منحنی شکنندگی ۵-۶-۲
۳۰ ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی ۱-۵-۶-۲
۳۰ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی ۶-۶-۲
۳۱ ماتریس خرابی ۷-۶-۲
۳۲ دقت منحنی‌های شکنندگی ۸-۶-۲
۳۳ مروری بر ادبیات موضوع و کارهای انجام شده ۷-۲
۳۵ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه ۱-۷-۲
۳۶ انتخاب رکوردهای زلزله ۲-۷-۲
۳۸ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی ۳-۷-۲
۴۱ هدف و کاربرد نتایج حاصل از این مطالعه ۸-۲
۴۲ روش تحقیق ۹-۲
۴۳ نرم‌افزار اپنسیس ۱۰-۲
۴۳ معرفی ۱-۱۰-۲
۴۴ ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس ۲-۱۰-۲
۴۵ معایب نرم‌افزار اپنسیس ۳-۱۰-۲
۴۵ مروری بر تحلیل دینامیکی افزایشی ۱۱-۲
۴۵ مقدمه ۱-۱۱-۲
۴۷ معرفی ۲-۱۱-۲
۴۷ تاریخچه روش IDA ۳-۱۱-۲
۴۹ مفاهیم پایه آنالیز دینامیکی افزایشی ۴-۱۱-۲
۴۹ ضریب مقیاس SF ۵-۱۱-۲
۵۰ شاخص شدت IM ۶-۱۱-۲
۵۱ شاخص خسارت DM ۷-۱۱-۲

۵۱.....	۲-۱۱-۸ معایب روش IDA
۵۳.....	۳- فصل سوم : روش تحقیق
۵۴.....	۳-۱ مقدمه
۵۴.....	۳-۲ صحت سنجی
۵۷.....	۳-۳ تعریف مدل
۶۱.....	۳-۳-۱ سازه منظم
۶۳.....	۳-۳-۱-۱ سازه سه طبقه منظم
۶۵.....	۳-۳-۲ سازه نامنظم
۶۷.....	۳-۳-۲-۱ سازه سه طبقه نامنظم
۷۲.....	۳-۳-۳ مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه ها
۷۷.....	۳-۳-۴ مدل سازی در اپنسیس
۷۸.....	۳-۴ مشخصات شتاب نگاشت ها
۷۹.....	۳-۵ سطوح خرابی
۸۰.....	۳-۶ تحلیل دینامیکی فزاینده IDA
۸۱.....	۳-۶-۱ منحنی IDA سازه ها تحت زلزله اصلی
۸۵.....	۳-۶-۲ منحنی IDA سازه ها تحت زلزله اصلی و پس لرزه
۸۸.....	۳-۷ ترسیم منحنی های شکنندگی
۸۹.....	۳-۷-۱ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی
۹۲.....	۳-۷-۲ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی و پس لرزه
۹۵.....	۳-۷-۳ آنالیز حساسیت
۹۷.....	۴- فصل چهارم : تجزیه و تحلیل نتایج
۹۸.....	۴-۱ مقدمه
۹۸.....	۴-۲ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی
۱۰۱.....	۴-۳ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی و پس لرزه
۱۰۳.....	۴-۴ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی با زلزله اصلی و پس لرزه
۱۰۷.....	۴-۵ تفسیر منحنی های شکنندگی

۱۰۹.....	۴-۵-۱ نتایج.....
۱۱۳.....	۵- فصل پنجم : جمع‌بندی نتایج و ارائه پیشنهادها.....
۱۱۴.....	۵-۱ مقدمه.....
۱۱۵.....	۵-۲ جمع‌بندی.....
۱۱۷.....	۵-۳ پیشنهادهایی برای کارهای آینده.....
۱۱۹.....	مراجع.....
۱۲۳.....	پیوست.....
۱۲۴.....	۶-۱ شماره‌گذاری مقاطع سازه‌ها.....
۱۲۴.....	۶-۱-۱ سازه پنج طبقه منظم.....
۱۲۷.....	۶-۱-۲ سازه هشت طبقه منظم.....
۱۳۱.....	۶-۱-۳ سازه پنج طبقه نامنظم.....
۱۳۴.....	۶-۱-۴ سازه هشت طبقه نامنظم.....

فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۱	زلزله‌های به وقوع پیوسته در ۵۰ سال اخیر در ایران ۵
جدول ۱-۳	تیب بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS ۵۷
جدول ۲-۳	مشخصات مقاطع ستون‌ها ۵۹
جدول ۳-۳	مشخصات مقاطع تیرها ۶۰
جدول ۴-۳	مقادیر مختصات مرکز جرم و سختی ۶۹
جدول ۵-۳	مقادیر فاصله مرکز جرم و سختی نسبت به بعد ساختمان و حداکثر تغییر مکان نسبی به تغییر مکان نسبی متوسط ۷۰
جدول ۶-۳	مقادیر برش پایه سازه ها ۷۴
جدول ۷-۳	مقادیر محاسبه شده تغییر مکان هدف برای سازه ها ۷۴
جدول ۸-۳	پارامترهای مدل سازی در روش غیر خطی ۷۵
جدول ۹-۳	تعداد مفاصل ایجاد شده در سازه ها ۷۷
جدول ۱۰-۳	مقادیر دوره تناوب سازه‌های مختلف ۷۷
جدول ۱۱-۳	مشخصات رکوردهای زلزله ۷۹
جدول ۱۲-۳	مشخصات دریافت برای سطوح خرابی مختلف ۸۰

فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۱) تصویری از آثاری به‌جای مانده از زلزله ۷/۳ ریشتری کرمانشاه سال ۱۳۹۶..... ۴
- شکل (۱-۲) نمونه‌ای از سازه دارای قاب خمشی فولادی ۱۱
- شکل (۲-۲) نامنظمی هندسی ۱۳
- شکل (۳-۲) نامنظمی در پلان ۱۴
- شکل (۴-۲) نامنظمی در دیافراگم ۱۵
- شکل (۶-۲) نامنظمی سیستم‌های غیر موازی ۱۶
- شکل (۷-۲) نمودار توزیع نرمال ۲۴
- شکل (۸-۲) احتمال خرابی توزیع نرمال ۲۵
- شکل (۹-۲) نمودار توزیع لوگ نرمال ۲۶
- شکل (۱۰-۲) منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال ۲۹
- شکل (۱-۳) قاب فولادی سازه مورد صحت‌سنجی ۵۶
- شکل (۲-۳) نمونه ساخته شده در آزمایشگاه دانشگاه بوفالو ۵۶
- شکل (۳-۳) نمودار دریافت در برابر ضرایب مختلف PGA ۵۷
- شکل (۴-۳) مقطع مورد استفاده در تیرها ۵۹
- شکل (۵-۳) مقطع مورد استفاده در ستون‌ها ۵۹
- شکل (۶-۳) پلان تیپ ساختمان‌های منظم ۶۱
- شکل (۷-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۳ طبقه منظم ۶۱
- شکل (۸-۳) سه‌بعدی ساختمان ۵ طبقه منظم ۶۲
- شکل (۹-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۸ طبقه منظم ۶۲
- شکل (۱۰-۳) نمای ساختمان سه‌طبقه منظم ۶۳
- شکل (۱۱-۳) پلان ساختمان سه‌طبقه منظم ۶۵
- شکل (۱۲-۳) پلان تیپ ساختمان‌های نامنظم ۶۵
- شکل (۱۳-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۳ طبقه نامنظم ۶۵
- شکل (۱۴-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۵ طبقه نامنظم ۶۶
- شکل (۱۵-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۸ طبقه نامنظم ۶۶
- شکل (۱۶-۳) نمای ساختمان سه‌طبقه نامنظم ۶۷

- شکل (۱۷-۳) پلان ساختمان سه طبقه نامنظم..... ۶۸
- شکل (۱۸-۳) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه سه طبقه ۷۵
- شکل (۱۹-۳) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه پنج طبقه ۷۶
- شکل (۲۰-۳) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه هشت طبقه..... ۷۶
- شکل (۲۱-۳) شماره گذاری رکوردهای زلزله ۸۱
- شکل (۲۲-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۸۲
- شکل (۲۳-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۸۲
- شکل (۲۴-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۸۳
- شکل (۲۵-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۸۳
- شکل (۲۶-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۸۴
- شکل (۲۷-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۸۴
- شکل (۲۸-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۵
- شکل (۲۹-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۵
- شکل (۳۰-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۶
- شکل (۳۱-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۶
- شکل (۳۲-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۷
- شکل (۳۳-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۸۷
- شکل (۳۴-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۸۹
- شکل (۳۵-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۸۹
- شکل (۳۶-۳) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۹۰
- شکل (۳۷-۳) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۹۰
- شکل (۳۸-۳) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی..... ۹۱
- شکل (۳۹-۳) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی..... ۹۱
- شکل (۴۰-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۹۲
- شکل (۴۱-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۹۲
- شکل (۴۲-۳) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۹۳
- شکل (۴۳-۳) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۹۳
- شکل (۴۴-۳) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۹۴

- شکل (۳-۴۵) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه.....۹۴
- شکل (۳-۴۶) نمودار توزیع نرمال و لوگ نرمال سازه هشت طبقه.....۹۵
- شکل (۴-۱) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کم تحت زلزله اصلی.....۹۹
- شکل (۴-۲) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی متوسط تحت زلزله اصلی.....۹۹
- شکل (۴-۳) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی زیاد تحت زلزله اصلی.....۱۰۰
- شکل (۴-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کامل تحت زلزله اصلی.....۱۰۰
- شکل (۴-۵) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کم تحت زلزله و پس‌لرزه.....۱۰۱
- شکل (۴-۶) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی متوسط تحت زلزله و پس‌لرزه.....۱۰۲
- شکل (۴-۷) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی زیاد تحت زلزله و پس‌لرزه.....۱۰۲
- شکل (۴-۸) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کامل تحت زلزله و پس‌لرزه.....۱۰۳
- شکل (۴-۹) منحنی شکنندگی ساختمان سه‌طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه.....۱۰۴
- شکل (۴-۱۰) منحنی شکنندگی ساختمان سه‌طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه.....۱۰۴
- شکل (۴-۱۱) منحنی شکنندگی ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه.....۱۰۵
- شکل (۴-۱۲) منحنی شکنندگی ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه.....۱۰۵
- شکل (۴-۱۳) منحنی شکنندگی ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه.....۱۰۶

- شکل (۴-۱۴) منحنی شکنندگی ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه..... ۱۰۶
- شکل (۴-۱۵) نمودار میانه شکنندگی برای سازه سه طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه..... ۱۰۸
- شکل (۴-۱۶) نمودار میانه شکنندگی برای سازه پنج طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه..... ۱۰۸
- شکل (۴-۱۷) نمودار میانه شکنندگی برای سازه هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه..... ۱۰۹
- شکل (۵-۱) نمایش شماتیک مربوط به بیشترین و کمترین تأثیر نامنظمی پیچشی در پلان در بین ساختمان‌های سه ، پنج و هشت طبقه تحت زلزله اصلی..... ۱۱۶
- شکل (۵-۲) نمایش شماتیک مربوط به بیشترین تأثیر نامنظمی پیچشی در پلان همراه با پس لرزه در بین ساختمان‌های سه ، پنج و هشت طبقه تحت زلزله اصلی و پس لرزه..... ۱۱۷
- شکل (۶-۱) نمای ساختمان پنج طبقه منظم..... ۱۲۴
- شکل (۶-۲) پلان ساختمان پنج طبقه منظم..... ۱۲۶
- شکل (۶-۳) نمای ساختمان هشت طبقه منظم..... ۱۲۷
- شکل (۶-۴) پلان ساختمان هشت طبقه منظم..... ۱۲۹
- شکل (۶-۵) نمای ساختمان پنج طبقه نامنظم..... ۱۳۱
- شکل (۶-۶) پلان ساختمان پنج طبقه نامنظم..... ۱۳۲
- شکل (۶-۷) نمای ساختمان هشت طبقه نامنظم..... ۱۳۴
- شکل (۶-۸) پلان ساختمان هشت طبقه نامنظم..... ۱۳۶

فصل اول

مقدمه

۱-۱ مقدمه

زمین لرزه پدیده‌ای است که در سراسر جهان همواره احتمال وقوع آن وجود دارد و موجب خسارات جانی و مالی فراوان می‌گردد. نمی‌توان از وقوع زلزله جلوگیری و یا زمان وقوع آن را پیش‌بینی کرد، اما می‌توان با طراحی و ساخت سازه‌های ایمن و همچنین شناسایی و بهسازی بناهای نایمن تلفات جانی ناشی از زلزله را به حداقل رساند.

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^۱ 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.

پیش از وقوع زمین‌لرزه اصلی معمولاً زلزله‌های نسبتاً خفیف‌تری در منطقه رخ می‌دهد که به پیش‌لرزه معروف‌اند. به لرزش‌های بعدی پس از لرزه اصلی نیز پس‌لرزه گفته می‌شود که با بزرگی کمتر و فاصله زمانی گوناگون میان چند دقیقه تا چند ماه و گاهی چند سال رخ می‌دهند.

از طرفی احتمال وقوع پس‌لرزه پس از اتفاق افتادن لرزه اصلی دور از انتظار نیست به‌گونه‌ای که در حوادث مربوط به زلزله^۲، پس‌لرزه‌هایی^۳ وجود دارد که پتانسیل ایجاد صدمه شدید به ساختمان‌ها و تهدید ایمنی زندگی ساکنین را دارا می‌باشند، حتی اگر سازه در زمان لرزه اصلی^۴ آسیب جزئی دیده باشد هم از این قاعده مستثنا نیست [۱]. پس‌لرزه‌ها به‌طور معمول تا حدی از نظر بزرگی زلزله^۵ کوچک هستند، درحالی‌که شدت حرکت زمینی^۶ آن‌ها همواره کوچک نمی‌باشد.

^۱ مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی

^۲ earthquake

^۳ aftershock

^۴ mainshock

^۵ magnitude

^۶ ground motion intensity

طول مدت اتفاق افتادن پس‌لرزه‌ها ممکن است بیش‌تر از مدت زمان زلزله اصلی باشد و ظرفیت انرژی‌شان به‌صورت قابل‌توجهی افزایش یابد. مشخص‌شده است که ظرفیت شکست سازه می‌تواند به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای زمانی که سازه تحت تأثیر یک لرزه اصلی با شدت بالا قرار گرفته کاهش یابد، به‌صورتی که احتمال فروپاشی سازه حتی اگر تحت یک پس‌لرزه کوچک که در پی لرزه اصلی رخ می‌دهد قرار گرفته باشد، به‌شدت افزایش می‌یابد خصوصاً اگر سازه دارای طراحی و اجرای مناسبی نباشد [۲].

به‌طور متوسط در جهان، هر سال ۲۰ زمین‌لرزه با بزرگی بالای ۷,۰، ۲۰۰ زلزله با بزرگی ۶,۰ تا ۷,۰ و ۲۰۰۰ زمین‌لرزه با بزرگی بین ۵,۰ تا ۶,۰ روی می‌دهد. در کشور ایران این آمار بدین‌صورت می‌باشد که هر ۱۰ سال زلزله با بزرگی بیشتر از ۷,۰ و هر ۱,۳ سال زمین‌لرزه با بزرگی بین ۶,۰ تا ۷,۰ روی‌داده است که نشان از لرزه‌خیز بودن کشور ایران دارد، همان‌گونه که هم‌زمان با نگارش این تحقیق، در تاریخ ۲۱ آبان ۱۳۹۶ زلزله‌ای به بزرگی ۷,۳ در استان کرمانشاه در نزدیکی مرز ایران و عراق اتفاق افتاد که متأسفانه باعث کشته شدن حدود ۵۰۰ نفر و همچنین زخمی شدن ۹۳۸۸ نفر و بی‌خانمان شدن ۷۰۰۰۰ نفر گردید. قابل‌ذکر می‌باشد که این زلزله 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، که مشخصات دقیق آن در سایت مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی موجود می‌باشد.



شکل (۱-۱) تصویری از آثاری به جای مانده از زلزله ۷/۳ ریشتری کرمانشاه سال ۱۳۹۶

از سوی دیگر ساختمان‌های نامنظم قسمت اعظمی از ساختمان‌های موجود در مناطق شهری را تشکیل می‌دهند. این نوع نامنظمی‌ها ممکن است به دلیل محدودیت ناشی از معماری، یا نوع کاربری ساختمان و یا دلایل اقتصادی اتفاق افتد. ملاحظات خاصی در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران برای به کار بردن روش‌های تحلیل استاتیکی خطی معادل و دینامی کی طیفی ذکر شده است که شامل ضابطه‌هایی برای کنترل ارتفاع و محدودیت‌های نامنظمی در سازه می‌باشند. با توجه به مطالعات انجام‌یافته در این زمینه مشخص شده که اکثر این تحقیقات در زمینه‌های کاربردی و آیین‌نامه‌ای مخصوص هر منطقه انجام‌یافته است. بنابراین ضروری به نظر می‌رسد تا این تحقیقات در مورد ضوابط آیین‌نامه‌های ایران و بر اساس طراحی بر اساس سطح عملکرد نیز انجام شود.

در انتهای این بخش جدول ۱-۱ زلزله‌های مربوط به ۵۰ سال اخیر کشورمان را نشان می‌دهد که از سایت پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله اقتباس شده است. با بررسی این جدول مشخص می‌شود که متأسفانه بیش از ۱۰۰۰۰۰ نفر جان خود را در طی وقوع زلزله در این ۵۰ سال از دست داده‌اند.

جدول ۱-۱ زلزله‌های به وقوع پیوسته در ۵۰ سال اخیر در ایران

ردیف	محل وقوع زلزله	سال	بزرگای (ریشتر)	تعداد جان‌باختگان (نفر)
۱	بوئین‌زهرا	۱۳۴۱	۷/۲	بیش از ۱۲۲۵
۲	دشت بیاض	۱۳۴۷	۷/۴	بین ۷۰۰۰ تا ۱۲۰۰۰
۳	قیر	۱۳۵۱	۶/۹	۵۰۱۰
۴	شمال غربی ایران	۱۳۵۵	۷/۳	۵۰۰۰
۵	خور گو	۱۳۵۶	۷	۱۵۶
۶	ناغان	۱۳۵۶	۶	۳۴۸
۷	طبس	۱۳۵۷	۷/۴	بین ۱۲۰۰۰ تا ۲۵۰۰۰
۸	قائن	۱۳۵۸	۶/۶	۴۲۰
۹	گلباف کرمان	۱۳۶۰	۶/۸	۱۰۷۱
۱۰	سیرچ	۱۳۶۰	۷/۱	۱۳۰۰
۱۱	رودبار و منجیل	۱۳۶۹	۷/۳	۳۵۰۰۰
۱۲	بیرجند	۱۳۷۶	۷/۳	۱۵۶۷
۱۳	آوج	۱۳۸۱	۶/۶	۲۶۱
۱۴	بم	۱۳۸۲	۶/۵	۳۳۰۰۰
۱۵	فیروزآباد فارس	۱۳۸۳	۶/۳	۳۵
۱۶	زرند	۱۳۸۳	۶/۱	۶۵۷
۱۷	بروجرد	۱۳۸۵	۶/۱	۶۶
۱۸	اهر و ورزقان	۱۳۹۱	۶/۲	بیش از ۳۰۰
۱۹	کرمانشاه	۱۳۹۶	۷/۳	۶۰۰
	مجموع کل جان‌باختگان			
				بیش از ۱۰۰۰۰۰

۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش

با توجه به این که پس از وقوع زلزله اصلی، احتمال اتفاق افتادن پس لرزه وجود دارد به صورتی که برخی از این پس لرزه‌ها ممکن است بزرگی قابل توجهی داشته باشند و همچنین امکان ایجاد نامنظمی پیچشی در پلان ساختمان‌ها به علت ملاحظات معماری یا به هر دلیل دیگری وجود دارد، ضرورت بررسی زلزله به همراه پس لرزه بر روی این سازه‌ها و مشخص شدن مقدار کاهش ظرفیت، اهمیت پیدا می‌کند به خصوص آن که کشور ایران دارای پتانسیل لرزه‌خیزی بالایی بوده و هر از چند گاهی زلزله‌های شدیدی در آن به وقوع می‌پیوندد.

۳-۱ هدف پژوهش

هدف از انجام این پژوهش برآورد میزان خسارتی می‌باشد که سازه در طول زلزله متحمل می‌شود، به گونه‌ای که اگر سازه منظم باشد چه اتفاقی روی می‌دهد و اگر دارای نامنظمی زیاد پیچشی در پلان باشد چه اثر سویی در میزان خسارت وارده بر سازه طی زلزله می‌گذارد. همچنین وجود پس لرزه پس از رخ دادن زلزله اصلی آیا تأثیری بر روی آسیب وارده بر سازه می‌گذارد یا خیر. جواب این سؤالات هدف از پژوهش پیش روی می‌باشد به گونه‌ای که با استفاده از این اطلاعات صاحبان منازل و ساختمان‌ها، سرمایه‌گذاران، کاربران و مهم‌تر از همه مقامات دولتی و ... بتوانند خسارت‌های وارد بر ساختمان را پیش از اتفاق افتادن زلزله پیش‌بینی نموده و راهکارهای مناسبی را جهت تقویت و یا بهسازی سازه موردنظر اتخاذ فرمایند.

۴-۱ روش پژوهش

روش پژوهش بر مبنای اطلاعات آماری به‌دست‌آمده از زلزله‌های گذشته می‌باشد که با

مدل‌سازی در نرم‌افزار همراه شده است. به صورت خلاصه‌وار می‌توان بیان نمود، در این پژوهش از سه تیپ ساختمان قاب خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ یک‌بار به صورت منظم و بار دیگر با همان مساحت پلان اما با تغییر محور قاب‌ها که به صورت نامنظم زیاد پیچشی درآمده و مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی گردیده، استفاده شده است و سپس تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله‌های مهم اتفاق افتاده در سطح جهان که دارای پس‌لرزه قابل توجه بوده، در نرم‌افزار اپنسیس قرار گرفته و تحلیل گشته‌اند. در انتها منحنی‌های شکنندگی سازه‌های مذکور به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) یک‌بار تحت زلزله اصلی و بار دیگر تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه مربوطه محاسبه و ترسیم شدند.

۵-۱ معرفی فصل‌های پایان‌نامه

این پژوهش در پنج فصل تنظیم گردیده که به صورت خلاصه‌وار به شرح زیر می‌باشد:

فصل اول همان‌گونه که ملاحظه گردید شامل شرح موضوع پایان‌نامه و اهمیت آن می‌باشد و همچنین ضرورت، هدف و روش انجام دادن پژوهش به صورت خلاصه‌شده در آن بیان گشت.

فصل دوم به تعریف سازه‌های مورد پژوهش، روش‌های تحلیل، نرم‌افزار مورد استفاده اختصاص داده شده است.

فصل سوم مربوط به صحت سنجی، تشریح کامل مدل‌های مورد بررسی و روش انجام تحقیق است که در فصل اول به صورت خلاصه به آن اشاره‌ای گردید.

فصل چهارم شامل نتایج به دست آمده توسط تحلیل‌ها در قالب جدول‌ها و نمودارها می‌باشد.

و در نهایت در فصل پنجم به بیان خلاصه هر آنچه که از ابتدا ذکر گردید پرداخته شده و یک نتیجه‌گیری نهایی از بحث‌هایی که در فصل چهارم صورت گرفته، ارائه گردیده است.

فصل دوم

ادبیات فنی و پیشینه‌ی پژوهش

۱-۲ مقدمه

در این فصل به بررسی سیستم سازه‌ی مورد پژوهش، قاب خمشی فولادی پرداخته می‌شود و مزایا و معایب قاب خمشی فولادی بیان می‌گردد و در ادامه اشاره‌ای به نامنظمی پیچشی در پلان شده و سپس به تعریف منحنی‌های شکنندگی و پیشینه‌ی پژوهشی مربوط به این منحنی‌ها پرداخته خواهد شد و در ادامه نرم‌افزار اپنسیس که اصلی‌ترین ابزار جهت تحلیل در این پژوهش است معرفی می‌گردد.

۲-۲ سیستم سازه‌ای قاب خمشی

سیستم قاب خمشی شامل مجموعه‌ای از تیرها و ستون‌ها و اتصالات صلب است که به‌طور هم‌زمان نیروهای جانبی و ثقلی را تحمل می‌کنند. در این سیستم چون هیچ عضو اضافی مثل مهاربند یا دیوار برشی وجود ندارد که در برابر تغییر شکل‌های جانبی مقاومت کند، بنابراین سازه از شکل‌پذیری بالایی برخوردار است، به عبارتی در صورت وارد آمدن نیروهای جانبی، قاب سازه مشابه موم در برابر این نیروها تغییر شکل داده و بدین ترتیب مانع از خرابی ساختمان می‌شود.

در سیستم قاب خمشی بارهای قائم توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. قاب‌های خمشی باعث ایجاد فضاهاى آزاد معماری با کمترین تداخل سازه‌ای می‌شوند. در ساختمان‌های اداری که معمولاً نیاز به فضاهاى منعطف با کاربری‌های متنوع دارند از این سیستم که در شکل (۱-۲) نمونه‌ای از آن نمایش داده شده است استفاده می‌شود.



شکل (۱-۲) نمونه‌ای از سازه دارای قاب خمشی فولادی

۳-۲ اتصالات سیستم قاب خمشی

ویژگی‌های سیستم قاب خمشی ما را ملزم می‌نماید، اتصالات صلبی برای این سیستم در نظر بگیریم تا در هنگام وارد آمدن بارهای جانبی، شکل‌پذیری این سیستم را کنترل کرده و از جدا شدن اعضا به دلیل تغییر شکل‌های جانبی جلوگیری کند. به بیان ساده، اعضای سیستم قاب خمشی دارای شکل‌پذیری و درعین حال اتصالات سخت هستند. در نتیجه عملکردهای مکملی را در برابر بارهای جانبی خواهند داشت. اتصال صلب اتصالی است که علاوه بر مقاومت در برابر جدا شدن اعضا از یکدیگر، از چرخش اعضا نسبت به هم نیز جلوگیری می‌کند. در این نوع اتصالات زاویه اجزای متصل شونده قبل از بارگذاری ۹۰ درجه است و بعد از بارگذاری نیز ثابت (همان ۹۰ درجه) باقی می‌ماند.

۴-۲ مزایا و معایب سیستم قاب خمشی

همان‌گونه که بیان گردید در سیستم قاب خمشی، دیوار برشی و یا مهاربندی وجود ندارد لذا قاب‌های موجود باید به‌تنهایی مقاومت لازم را در برابر نیروی جانبی علاوه بر بار ثقلی داشته باشند که این موضوع سبب افزایش مقاطع تیرها و ستون‌ها شده در نتیجه دقت و حساسیت بیشتری را در اجرای اتصالات آن‌ها می‌طلبد. سیستم‌های قاب خمشی با توجه به سیستم باربر جانبی آن‌ها دارای انعطاف‌پذیری بیشتری نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای هستند و به دلیل محدود نشدن چشمه درون قاب‌ها امکان مناسبی برای طراحی دلخواه در اختیار مهندسين معمار قرار می‌دهند. در زیر به چند مورد از مزایا و معایب اشاره گردیده است.

- آزادی عمل بالا در معماری
- انعطاف‌پذیری مناسب سازه
- اتصالات سنگین و پیچیده
- بالا رفتن وزن سازه
- هزینه بالای اجرای سازه
- تغییر مکان‌های جانبی زیاد

۵-۲ نامنظمی در پلان

این بخش به بررسی نامنظمی در پلان براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اختصاص دارد. مطابق با آیین‌نامه مذکور در صورت وجود هر یک از موارد زیر در پلان سازه، ساختمان دارای نامنظمی در پلان می‌باشد:

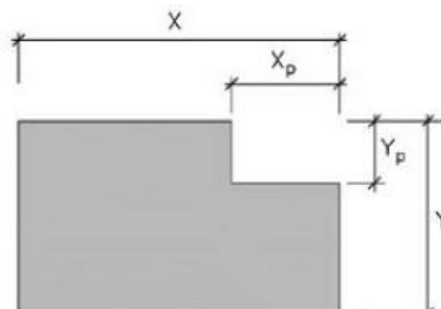
- نامنظمی هندسی

- نامنظمی پیچشی
- نامنظمی در دیافراگم
- نامنظمی خارج از صفحه
- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

در ادامه به بررسی هریک از موارد فوق پرداخته می‌شود.

۱-۵-۲ نامنظمی هندسی

در صورت وجود فرورفتگی در پلان ساختمان، اگر اندازه آن در یکی از گوشه‌های ساختمان در دو جهت به‌طور هم‌زمان از ۲۰ درصد طول پلان در آن امتداد بیشتر باشد، ساختمان نامنظمی هندسی دارد.



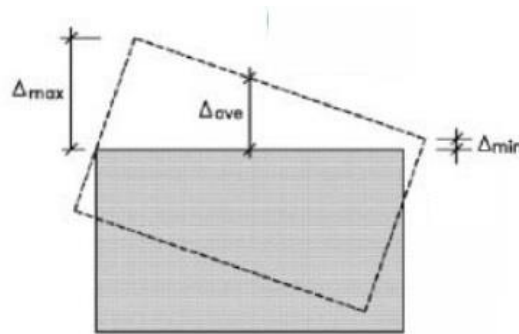
شکل (۲-۲) نامنظمی هندسی

$$x_p/x > 0.2, y_p/y > 0.2$$

(۱-۲)

۲-۵-۲ نامنظمی در پلان

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در یک سازه چنانچه حداکثر تغییر مکان نسبی یک انتها با احتساب پیچش تصادفی از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان دو انتهای ساختمان بزرگ‌تر باشد سازه نامنظم زیاد پیچشی (رابطه ۲-۲) و چنان چه بیشتر از ۴۰ درصد باشد نامنظم شدید پیچشی (رابطه ۳-۲) محسوب می‌شود. سازه مورد بحث در این پژوهش از نوع نامنظم زیاد پیچشی است.



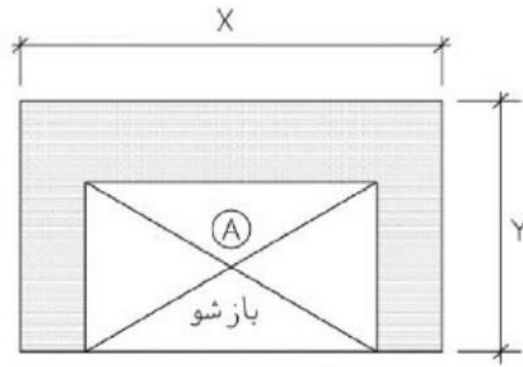
شکل (۳-۲) نامنظمی پیچشی

$$\Delta_{max} / \Delta_{ave} > 1.2 \quad (۲-۲)$$

$$\Delta_{max} / \Delta_{ave} > 1.4 \quad (۳-۲)$$

۳-۵-۲ نامنظمی در دیافراگم

اگر مجموع سطوح بازشو در یک طبقه بیشتر از ۵۰ درصد مساحت کل دیافراگم آن طبقه باشد و یا چنانچه تغییر در میزان سختی دیافراگم هر طبقه ۵۰ درصد بیش از سختی دیافراگم طبقات مجاور باشد سازه دارای نامنظمی در دیافراگم خواهد بود.



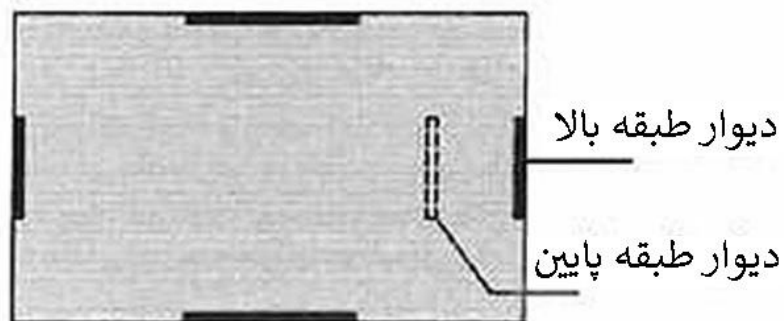
شکل (۴-۲) نامنظمی در دیافراگم

$$A > 0.5XY$$

(۴-۲)

۴-۵-۲ نامنظمی خارج از صفحه

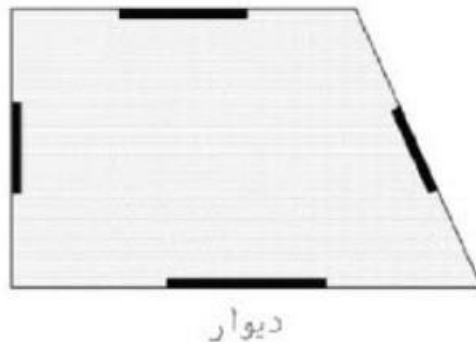
در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد. این نامنظمی هنگامی روی می دهد که عناصر باربر جانبی همچون مهاربندها یا دیوارهای برشی تغییر صفحه دهند، بدین صورت که این عناصر تا طبقه یا ارتفاع مشخصی در صفحه خود امتداد یافته اند سپس از آن طبقه یا ارتفاع مشخص در صفحه یا قاب دیگری منتقل شده و امتداد می یابند.



شکل (۵-۲) نامنظمی خارج از صفحه

۵-۵-۲ نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

هنگامی رخ می‌دهد که بعضی از اجزای قایم سیستم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد شکل (۶-۲).



شکل (۶-۲) نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

۶-۲ منحنی شکنندگی^۱

۱-۶-۲ تعریف

جهت بررسی میزان شدت آسیب‌پذیری اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای ساختمان‌ها که به جابجایی و یا شتاب حساس هستند، می‌توان احتمال وقوع و یا فراگذشت از میزان خسارت موردنظر را بر مبنای یکی از ویژگی‌های معرف زلزله، همچون شتاب حداکثر زمین (PGA)^۲ یا سرعت حداکثر زمین (PGV)^۳ یا جابجایی حداکثر زمین (PGD)^۴، اندازه‌گیری کرد. اگر به‌عنوان مثال این عملیات برای چندین مقدار مختلف PGA و یا سایر پارامترها معرف زلزله تکرار شود، منجر به تولید منحنی نرمال‌شده‌ای می‌شود که به منحنی شکنندگی معروف است.

^۱ Fragility Curve

^۲ Peak Ground Acceleration

^۳ Peak Ground Velocity

^۴ Peak Ground Displacement

این منحنی‌ها در واقع بیانگر سطوح خسارتی می‌باشند که شدت‌های مختلف زلزله ممکن است برای سازه ایجاد نماید. با توجه به این قابلیت منحنی‌های شکنندگی برای برآورد خطر آفرینی و میزان خسارت پذیری محتمل، جهت بررسی عملکرد زیرساخت‌های شهری می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. بنابراین مدیران دولتی و شرکت‌های بیمه که مسئولیت برآورد و پیش‌بینی خسارت‌های محتمل ناشی از زلزله را به عهده دارند، می‌توانند از جمله استفاده‌کنندگان منحنی شکنندگی باشند [۳، ۴]

یکی از مراجعی که برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود دستورالعمل Hazus MH MR5 که بنابراین آیین‌نامه منحنی‌های شکنندگی خرابی بین ۴ سطح خرابی ناچیز^۱، متوسط^۲، سنگین^۳ و کامل^۴ مشخص می‌شود. این منحنی‌ها که به صورت نمودار می‌باشند برای زمین-لرزه‌های مختلف و هر حالت خرابی جداگانه رسم شده و سپس به عنوان ورودی در جریان محاسبه‌ی خسارت سازه‌ای قرار می‌گیرند. اگر احتمال شرطی تجاوز پاسخ لرزه‌ای سازه از حالات حدی عملکردی خاصی همچون ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کمانش و فروریزش که به حالت حدی عملکردی معروف هستند R نامیده شود، می‌توان از فرمول ۲-۵ که توسط کوورا و برون در سال ۲۰۰۰ ارائه شده است استفاده گردد [۵].

$$\text{Fragility} = P\{R \geq r_{lim}|I\} \quad (۵-۲)$$

R : پارامتر مربوط به پاسخ سازه مانند تغییر شکل، نیرو، سرعت و ...

r_{lim} : حد آستانه پاسخ، که با خرابی همبسته می‌باشد

^۱ Slight

^۲ Moderate

^۳ Extensive

^۴ Complete

I : پارامتر معرف زمین لرزه (دوره بازگشت Sa، PGA، MMI)

می توان این تعریف را برای N پارامتر بعدی نیز تعمیم داد که به صورت رابطه ۶-۲ می باشد:

$$\text{Fragility} = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup \dots \cup R_N \geq r_{limN} \mid I\} = P\{\bigcup_{i=1}^N R_i \geq r_{lim i} \mid I\} \quad (6-2)$$

در صورت تعریف رابطه ۶-۲ برای حالت دوبعدی، مربوط به شتاب و جابجایی رابطه ۷-۲ تشکیل می شود:

$$\text{Fragility} = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup Z \geq A_{lim} \mid I\} \quad (7-2)$$

Δ : متغیر بیشینه پاسخ جابجایی

Z : متغیر بیشینه پاسخ شتاب

D_{lim} : حد آستانه جابجایی

A_{lim} : حد آستانه شتاب

با تعریف رابطه ی بالا پاسخ به صورت یک سطح زنگوله ای شکل در فضای شبه شتاب و جابجایی طیفی تشکیل می شود. در صورتی که پاسخ از حالات حدی مشخص شده تجاوز نماید ، می توان آن را به وسیله منحنی های شکست نمایش داد.

۲-۶-۲ روش های مختلف تولید منحنی های شکنندگی

آیین نامه های کشورهای مختلف روش های متفاوتی را برای طراحی سازه در پیش می گیرند و با توجه به اینکه خصوصیات روش های طراحی بر منحنی های شکنندگی و نتایج ارزیابی خسارت تأثیرگذار بوده، روش های ترسیم منحنی شکنندگی در هر کشور، باید متناسب با آیین نامه ها و سازه های موجود در آن کشور کالیبره گردد. روش های تولید منحنی شکنندگی شامل چهار روش می باشد:

۱- روش تجربی^۱

۲- بر اساس قضاوت مهندسی^۲

۳- روش تحلیلی^۳

۴- روش ترکیبی^۴

۱-۲-۶-۲ روش تجربی

همان‌گونه که از نام این روش بر می‌آید، در این روش برای ترسیم منحنی شکنندگی از اطلاعات موجود از خرابی سازه‌ها در زلزله‌های گذشته استفاده می‌شود. در این روش اگر همه‌ی جزئیات، مانند تأثیر اندرکنش خاک و سازه، خصوصیات گسل و فاصله تا ساخت گاه و توپوگرافی خاص آن منطقه در نظر گرفته شود، در کارهای عملی به‌عنوان روش قابل‌اعتمادی به‌حساب می‌آید. همان‌گونه که بیان گردید چون در هنگام تولید منحنی شکنندگی به‌روش تجربی از اطلاعات مربوط به یک منطقه‌ی خاص استفاده می‌شود و همچنین از آن جهت که داده‌های مربوط به زلزله‌های گذشته ممکن است کامل نباشد، کاربرد این روش با محدودیت‌هایی همراه است.

• مزایای روش تجربی

الف) کاربرد اصلی این روش برای ساختمان‌های قدیمی است که با اصول مهندسی ساخته نشده‌اند و در نتیجه تخمین آسیب‌پذیری آن‌ها با مدل‌سازی امکان‌پذیر نمی‌باشد.

ب) مدهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.

^۱ Empirical Method

^۲ Judgmental Approach

^۳ Analytical Method

^۴ Hybrid Approach

ج) خسارت‌هایی را که نشان می‌دهد شامل خسارت‌های واقعی وارد شده بر اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در یک منطقه می‌باشد.

د) روش استفاده از آن آسان بوده و شامل فرضیات کمی است.

• محدودیت‌های روش تجربی

الف) سازه‌ها در اثر بازسازی نسبت به زمانی که زلزله رخ داده است باعث شده تخمین شدت زمین‌لرزه با دشواری همراه گردد.

ب) پارامترهای بالقوه‌ی خسارت را به‌خوبی مد نظر قرار نمی‌دهد.

ج) اعمال این روش به سازه‌های جدید و یا اصلاح‌شده با دشواری همراه است.

د) امکان مدل‌سازی صحیح اندرکنش خاک_سازه و جنبش زمین ممکن است به‌سادگی امکان پذیر نباشد.

۲-۲-۶-۲ روش تحلیلی

سازوکار این روش به این‌گونه است که سازه‌هایی که براساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی گردیده‌اند، جهت ترسیم منحنی شکنندگی تحت شدت‌های مختلف زمین‌لرزه قرار گرفته و سپس تحلیل گشته تا اطلاعات موردنیاز فراهم شود. تحلیل انجام شده نیز می‌تواند به صورت یکی از روش‌های تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، تحلیل طیفی خطی یا تحلیل استاتیکی غیرخطی باشد. همان‌گونه که مشخص است، افزایش تعداد تحلیل‌ها درصد خطای منحنی را کاهش داده و میزان اطمینان منحنی افزایش می‌یابد.

• مزایای روش تحلیلی

الف) نتایج وابستگی به ورودی (جنبش زمین) دارد.

ب) سازه‌های مورد استفاده سازه‌هایی هستند که قبلاً آسیب ندیده‌اند.

ج) اندرکنش بین سازه و خاک و جنبش شدید زمین را در نظر می‌گیرد.

د) از شدت زمین‌لرزه استفاده نمی‌گردد.

• محدودیت‌های روش تحلیلی

الف) دارای ساختار ویژه و فرضیات پیچیده‌ای است.

ب) داده‌هایی که در آن استفاده می‌شود براساس داده‌های واقعی خسارت نیست.

ج) یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در نظر می‌گیرد.

د) دیوارهای پرکننده و جنبه‌های معماری که تأثیر زیادی بر رفتار مدل می‌گذارد [۶] در این

روش مدنظر قرار گرفته نمی‌شود.

می‌توان از نتایج حاصل از زلزله‌های واقعی برای افزایش دقت و قابلیت اعتماد در منحنی‌های

شکندگی تولیدشده به روش تحلیلی استفاده نمود و این منحنی‌ها را کالیبره کرد.

۳-۲-۶-۲ روش قضاوت مهندسی

در این روش با استفاده از اطلاعات کارشناسان اقدام به تولید منحنی شکندگی می‌شود که

نمونه‌های تولیدشده به این روش منحنی‌های ATC-13 و FEMA/NIBS می‌باشد. به علت

وابستگی شدید این منحنی‌ها به تجربه فردی کارشناسان و همچنین مشخصات منطقه‌ای که برای

تولید منحنی از آن استفاده گردیده، قابلیت اعتماد آن کمی نبوده بلکه کیفی می‌باشد در نتیجه این

روش زمانی کاربرد دارد که نتوان از روش‌های ذکر شده قبلی استفاده نمود. از ویژگی‌های این روش

تحت تأثیر نبودن آن نسبت به محدودیت‌های مربوط به کیفیت و کمیت آمارهای خسارت سازه‌ای، را

می‌توان ذکر کرد.

در این روش از طریق ترکیب منحنی ترسیم شده در روش‌های اول تا سوم منحنی‌های شکست به دست می‌آید. این کار از آن جهت صورت می‌گیرد تا کمبود داده‌های تجربی روش اول و کاهش خطاهای مدل کردن در روش دوم از طریق جمع‌آوری اطلاعات از منابع مختلف جبران گردد. با استفاده از ترکیب نمودن ارزیابی‌های ریاضی و داده‌های خسارت‌های مشاهده شده از سازه‌ها در زلزله‌های قبل منحنی‌های شکنندگی قابل اعتمادی تولید می‌گردد. اساس این روش، استفاده نمودن از مدل‌های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات به دست آمده از بررسی‌های آماری می‌باشد. منحنی‌هایی که از روش‌های متفاوت ذکر شده به دست می‌آیند در منابع مورد نیاز تولید و دقت نتایج با یکدیگر متفاوت‌اند و انتخاب استفاده هریک از روش‌ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می‌گیرد.

۳-۶-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

گام‌های ترسیم منحنی شکنندگی با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به شرح زیر می‌باشد:

۱- انتخاب کردن سازه و مدل‌سازی نمودن سازه مدنظر با توجه به رفتار غیرخطی اعضا و

میرایی

۲- انتخاب نمودن شتاب‌نگاشت مناسب مربوط به زلزله‌های گذشته با توجه به پارامترهای نوع

خاک و شکل طیف و سپس مقیاس کردن آن‌ها به سطوح مختلف

۳- تعیین نمودن عواملی که بر منحنی شکنندگی لرزه‌ای اثرگذارند مانند تغییر شکل محوری

خمیری و تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ای

۴- مشخص کردن محدوده‌ی شکست با توجه به ضوابط موجود در آیین‌نامه‌ها و

دستورالعمل‌ها

۵- انجام دادن تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه موردنظر در سطوح مختلف PGA

- ۶- انتخاب یک توزیع آماری مناسب با توجه به موضوع مورد بحث
- ۷- و در پایان تولید جدول‌های شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی

۴-۶-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

در روند ترسیم منحنی شکنندگی یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل می‌شوند، در نظر گرفته می‌شود. تعداد زیادی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند. برخی از این توزیع‌ها که در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند در اینجا به‌طور خلاصه مطرح می‌گردد.

۱-۴-۶-۲ توزیع یکنواخت

توزیع یکنواخت ساده‌ترین روش جهت توزیع پیوسته است که به‌صورت زیر تعریف می‌گردد. اگر متغیر X که به آن متغیر تصادفی یکنواخت پیوسته گفته می‌شود دارای چگالی یکنواخت باشد آنگاه چگالی احتمال آن به‌صورت زیر می‌باشد [۷].

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\beta} & \alpha < x < 0 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۸-۲)$$

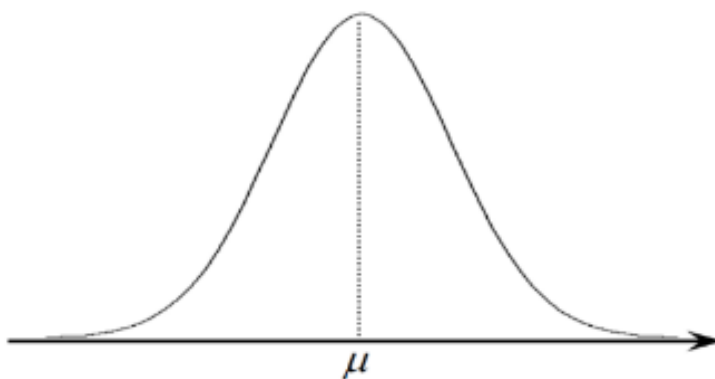
پارامترهای α و β ثابت‌های حقیقی‌اند و $\alpha > \beta$ بوده. میانگین و واریانس چگالی یکنواخت با استفاده از روابط (۹-۲) و (۱۰-۲) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\alpha + \beta}{2} \quad (9-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{12}(\beta - \alpha)^2 \quad (10-2)$$

توزیع نرمال ۲-۴-۶-۲

مهم‌ترین توزیع‌های آماری توزیع نرمال است که دارای کاربرد فراوانی در علوم مهندسی و به-خصوص در آنالیزهای قابلیت اعتماد است و همچنین بیش‌تر وقایعی که در طبیعت و تحقیقات علمی به وقوع می‌پیوندند از این توزیع پیروی می‌کنند. نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۷-۲) نمودار توزیع نرمال

ابتدا توسط دم‌آور^۱ و لاپلاس^۲ ویژگی‌های ریاضی منحنی‌های نرمال تعریف شد و در نهایت توسط گاوس^۳ تکمیل گردید که در نتیجه نام دیگر این منحنی نرمال را منحنی گاوس نامیدند و با نماد

^۱ De Moiver

^۲ Laplace

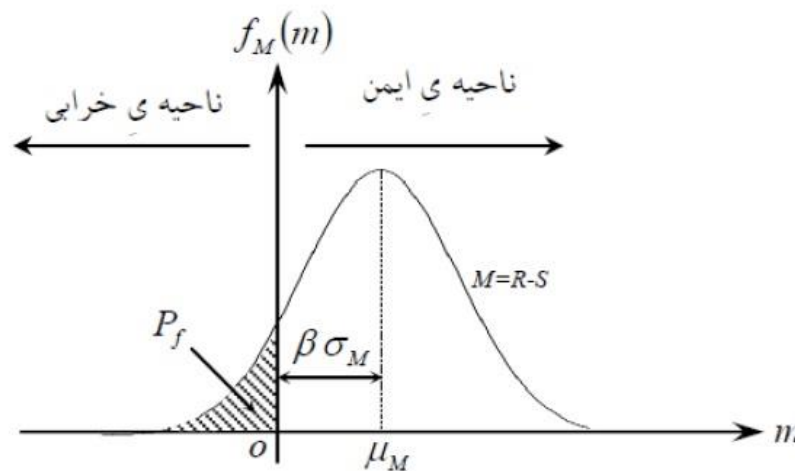
^۳ Gauss

$n(x; \mu, \sigma)$ نمایش می‌دهند. چگالی احتمال متغیر نرمال X به صورت زیر بوده که در آن $\alpha > 0$ است [۸]:

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (۱۱-۲)$$

در عبارت فوق σ و μ به ترتیب انحراف معیار و میانگین توزیع نرمال می‌باشند.

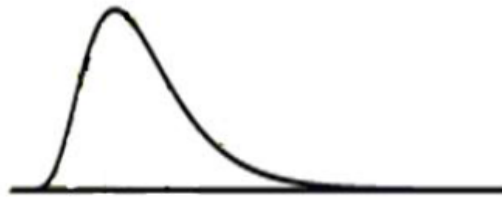
اگر انحراف معیار (σ) برابر یک و میانگین (μ) برابر صفر باشد متغیر تصادفی نرمال تبدیل به متغیر تصادفی استاندارد می‌شود که در این صورت آن را با نماد U نمایش می‌دهند. اگر X دارای توزیع نرمال با انحراف معیار σ و میانگین μ باشد آنگاه متغیر $U = \frac{x-\mu}{\sigma}$ به متغیر نرمال استاندارد تبدیل خواهد شد. با توجه به استفاده‌ی زیاد تابع چگالی نرمال استاندارد و تابع چگالی تجمعی آن را به ترتیب با نمادهای خاص $\phi(U)$ و $\Phi(U)$ نیز نمایش می‌دهند. از آنجایی که حل بسته‌ی تابع چگالی تجمعی در حالت کلی وجود ندارد برای محاسبه‌ی احتمال‌های هر متغیر دلخواه با استفاده از تغییر متغیر فوق به فضای نرمال استاندارد منتقل شده و احتمال‌های لازم را از جدول‌های تهیه‌شده به دست می‌آورند [۸].



شکل (۸-۲) احتمال خرابی توزیع نرمال [۸]

توزیع لوگ نرمال ۳-۴-۶-۲

متغیر تصادفی X در صورتی دارای توزیع احتمال لوگ نرمال خواهد بود که $\ln X$ دارای توزیع نرمال باشد. نمودار این توزیع به صورت شکل (۹-۲) می باشد و تابع چگالی احتمال آن به صورت رابطه (۱۲-۲) تعریف می شود.



شکل (۹-۲) نمودار توزیع لوگ نرمال

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right]^2\right) \quad 0 < x < \infty \quad (12-2)$$

در این روش $\lambda = E(\ln x)$ و $\xi = \sqrt{Var(\ln x)}$ پارامترهای توزیع نامیده می شوند و به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد $\ln x$ می باشند. میانگین و واریانس توزیع لوگ نرمال را می توان از روابط زیر برحسب پارامترهای توزیع به دست آورد:

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \xi^2 \quad (13-2)$$

$$\xi^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (14-2)$$

با استفاده از این روابط می توان مقادیر λ و ξ را هم به صورت معادلات (۱۵-۲) و (۱۶-۲)

استخراج کرد:

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \quad (15-2)$$

$$\sigma = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (16-2)$$

در توزیع لوگ نرمال متغیر تصادفی همواره دارای مقادیر مثبتی می‌باشد، لذا این توزیع برای متغیرهای زیادی که در مسائل مهندسی ظاهر می‌شوند و دارای مقادیر مثبت هستند مانند توزیع مقاومت‌ها کاربردهای بسیاری دارد [۹].

۴-۴-۶-۲ توزیع گاما

متغیر تصادفی X دارای توزیع گاما است و به آن متغیر تصادفی گاما گفته می‌شود اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر تعریف گردد:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} & x > 0 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (17-2)$$

لو k پارامترهای توزیع نامیده می‌شوند. تابع $\Gamma(k)$ نیز نمایش‌دهنده‌ی تابع گاما می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (18-2)$$

میانگین و واریانس توزیع گاما نیز از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\mu = \frac{k}{\lambda} \quad (19-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (20-2)$$

توزیع گاما کاربردهای متعددی در مسائل مهندسی سازه دارد. برای مثال برای توصیف بار کف ساختمان‌ها و یا مقاومت نهایی اعضای بتن‌آرمه به کار می‌رود [۱۰].

۵-۴-۶-۲ توزیع بتا

متغیر تصادفی x از نوع توزیع بتا است و همچنین به آن متغیر تصادفی بتا اطلاق می‌شود در صورتی که چگالی احتمال آن به صورت زیر تعریف شود:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \cdot \Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & \alpha < x < 1 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (21-2)$$

که در آن $\alpha > 0$ و $\beta > 0$ می‌باشند. میانگین و واریانس توزیع بتا را می‌توان از روابط زیر به دست می‌آید [۸]:

$$\mu = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (22-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{\alpha\beta}{(\alpha + \beta)^2(\alpha + \beta + 1)} \quad (23-2)$$

از آنجایی که برخی متغیرهای تصادفی مانند مقاومت فولاد یا سیمان همواره در محدوده‌ی

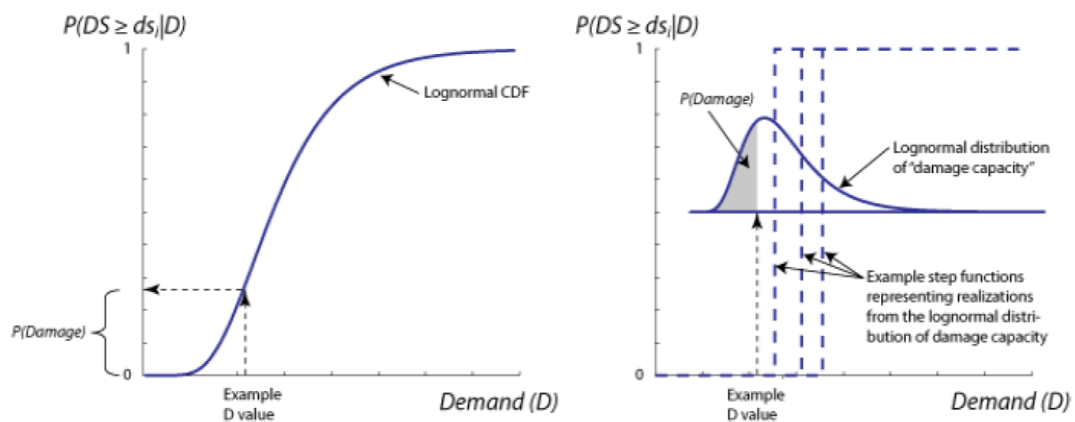
خاصی می‌باشند در نتیجه مناسب‌ترین توزیع احتمال برای این متغیر تصادفی توزیع بتا خواهد بود.

۵-۶-۲ ترسیم منحنی شکنندگی

جهت ترسیم منحنی شکنندگی در حالت کلی از رابطه (۲-۲۴) استفاده می‌شود:

$$\text{Fragility} = P[\text{EDP} > \text{AC} \mid \text{IM}] \quad (2-24)$$

شاخص IM در رابطه‌ی بالا معرف شدت زلزله بوده که معمولاً شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می‌شود، EDP نیز پارامتر تقاضای مهندسی نامیده می‌شود که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید و همچنین AC نیز شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. با توجه به پارامترهای تعریف‌شده یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) در نظر گرفته‌شده و برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC) میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای تأثیر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع لوگ نرمال احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده‌شده محاسبه می‌شود.



شکل (۲-۱۰) منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال [۱۱]

۱-۵-۶-۲ ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی

شاخص خرابی یکی از روش‌هایی می‌باشد که در ترسیم منحنی‌های شکنندگی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سال ۱۹۸۵ پارک و انگ روشی در جهت طراحی سازه‌ها با استفاده از رابطه‌ی شاخص خرابی که به نام رابطه‌ی "پارک-انگ" معروف است ارائه کردند. در این روش طراحی، شاخص شدت زمین‌لرزه و برش پایه پارامترهای اولیه‌ی هستند که با استفاده از آن‌ها شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید [۱۲].

۶-۶-۲ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی

سازه‌ای که تحت بار زلزله قرار می‌گیرند دچار حالت‌های خرابی متعددی می‌شود که شامل:

۱- خرابی اجزای غیر سازه‌ای

۲- خرابی سازه‌ای کم

۳- خرابی سازه‌ای متوسط

۴- خرابی سازه‌ای زیاد

۵- فروپاشی کامل

این حالت‌های خرابی با استفاده از شاخص خرابی پیشنهادشده توسط پارک و انگ تعریف می‌شود.

شاخص خرابی پارک و انگ برای المان‌های سازه‌ای به صورت زیر بیان می‌شود:

$$DI_{PA} = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta_e}{M_u \phi_u} \int dE \quad (25-2)$$

ϕ_m : حداکثر خمش ایجادشده توسط زلزله

ϕ_y : خمش تسلیم

Φ_u : تغییر شکل نهایی تحت بار یکنواخت

$\int dE$: انرژی جذب شده تجمعی

M_u : ممان تسلیم

β_e : ضریب مربوط به نوع سازه

پارک و همکارانش برای کاهش مقاومت اسمی، مقدار $\beta=0.1$ را پیشنهاد دادند. با استفاده از این مدل سه شاخص آسیب محاسبه می‌شود:

الف) شاخص آسیب المان: تیرها و ستون‌ها

ب) شاخص آسیب طبقه: اجزای افقی و قائم و آسیب کل طبقه

ج) آسیب کل ساختمان: تمام اجزای بکار رفته در کل ساختمان

خسارتی که در این مدل برای کلیه اعضای طبقه‌ها و کل سازه در نظر گرفته می‌شود به صورت

تجمعی می‌باشد.

۷-۶-۲ ماتریس خرابی

احتمال PF_{ij} که احتمال فرا گذشت سطح خرابی i ام برای زلزله‌ای با حداکثر شتاب PGA

معادل a_j به صورت زیر به دست می‌آید:

$$PF = \text{Prob}(DT \geq DT_i | PGA = a_j) = F_{DT}(DT_i | PGA = a_j) \quad (۲۶-۲)$$

DT_i : شاخص خرابی مربوط به i امین سطح خرابی

F_{DT} : تابع توزیع احتمال شاخص خرابی

با در نظر گرفتن توزیع لوگ نرمال برای PF_{ij} و DT_i داریم:

$$PF_{ij} = 1 - \phi\left(\frac{\ln(DI_i) - \ln(DI)}{\sigma_{\ln(DI)}}\right) \mid PGA = a_i \quad (27-2)$$

$\phi(\cdot)$: تابع توزیع نرمال

$\ln(DI)$: میانگین لگاریتم طبیعی شاخص خرابی است

$\sigma_{\ln(DI)}$: انحراف معیار لگاریتم شاخص خرابی

ماتریس خرابی احتمال وقوع یک آسیب با سطح خرابی مشخصی را نشان می‌دهد. احتمال PDS_{ij} نشان‌دهنده‌ی خرابی یک سازه به علت زمین‌لرزه‌ای با شتاب حداکثر a_j در سطح خرابی i است که با استفاده از داده‌های منحنی شکنندگی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$PDS_{ij} = \begin{cases} PF_{ij} - PF_{i+1j} & i \leq 4 \\ PF_{ij} & i = 5 \end{cases} \quad (28-2)$$

۲-۶-۸ دقت منحنی‌های شکنندگی

دقتی که در تولید منحنی‌ها شکنندگی به کار می‌رود تأثیر مستقیمی بر روی دقت بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب‌پذیری صورت گرفته دارد، به صورتی که هر قدر در خلال روند تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی دقت بیشتری شود، نتایج تحلیل آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردار خواهند شد. در عین حال اطلاعات موردنیاز برای تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی به‌طور ذاتی همان‌گونه که بیان گردید دارای خاصیت تصادفی بودن^۱ هستند. این تصادفی بودن اطلاعات هم شامل مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای و همچنین مشخصات تحریک ورودی می‌شود، زیرا مشخصات سیستم سازه‌ای به دلایل گوناگونی نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی و ترک‌خوردگی و همچنین

^۱ Random

تغییر دائمی مرکز جرم و... موجب تفاوت رفتار سازه می‌شود و از سوی دیگر ماهیت زلزله همواره با ویژگی تصادفی بودن همراه می‌باشد. بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق می‌باشد. شناخت عوامل ایجاد خطا مهم‌ترین گام در امر افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی است. عواملی که موجب ایجاد خطا در منحنی‌های شکنندگی می‌شوند عبارت‌اند از:

(۱) کمبود اطلاعات موجود.

(۲) وجود اطلاعات نادرست یا کم‌دقت.

(۳) خطا در عملیات ریاضی.

مسئله‌ی اساسی دیگری که در روند تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی باید به آن دقت نمود، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر می‌باشد. باید توجه لازم به این نکته داشت که داده‌های مختلفی که از زلزله‌های گذشته و یا مطالعات عددی آزمایشگاهی به دست آمده‌اند، از لحاظ دقت در یک سطح نمی‌باشد. لذا باید در خلال انجام تحلیل‌های آماری به داده‌های مختلف بر اساس میزان دقت آن‌ها وزن داده شود. در مجموع برای تعیین منحنی شکنندگی سازه‌ها به منظور افزایش دقت محاسبات بهتر است برای حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساخت گاهی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب به دست آید.

۲-۷ مروری بر ادبیات موضوع و کارهای انجام‌شده

در حوادث مربوط به زلزله، مشاهده پس‌لرزه‌ها پس از لرزه اصلی غیرمعمول نیست. در تاریخ ۱۱ آوریل ۲۰۱۲، زلزله‌ای به بزرگی ۸٫۶ اندونزی را لرزاند که در حدود دو ساعت پس از رخ دادن آن

چند پس لرزه قوی اتفاق افتاد که بزرگی یکی از آن‌ها به ۸,۲ رسید و جزییات آن در آرشیو سایت یواس‌جی‌اس^۱ که مربوط به یکی از ادارات وابسته به دولت آمریکا، به نام سازمان نقشه‌برداری‌های زمین‌شناسی آمریکا است که علاوه بر نقشه‌برداری و مطالعات زمین‌شناسی، بررسی و مطالعه بلایای طبیعی از دیگر وظایف این سازمان است، قابل مشاهده است. پس از زلزله بزرگ ۲۰۱۱ توکیو در ژاپن، تعداد ۵۸۸ پس لرزه با بزرگی ۵ ضبط شد که از این تعداد ۶۰ پس لرزه دارای بزرگی بیش از ۶ و سه تا با بزرگی ۷ و حتی بیشتر بود. در ۲۴ ساعت پس از زلزله به بزرگی ۸,۸ در شیلی در تاریخ ۲۷ فوریه ۲۰۱۰، حدود ۹۰ پس لرزه با مقادیر برابر یا بزرگ‌تر از ۵,۰ توسط شتاب‌نگاشت‌ها ثبت شد.

زلزله ونچوان در ۱۲ مه ۲۰۰۸ با مقدار بزرگی ۷,۹ رخ داد که تا ۸ سپتامبر ۲۰۰۸، ۴۲۷۱۹ پس لرزه اتفاق افتاد به صورتی که ۳۴ تا از آن‌ها بزرگی ۵,۰ تا ۵,۹ را دارا بودند و هشت تا از آن‌ها به بزرگی ۶,۰ تا ۶,۵ بود. این پس لرزه‌های قوی باعث شدند بسیاری از ساختمان‌هایی که در زلزله اصلی متحمل خسارت شدن دچار فروریزش و خسارات جانی شوند. بیشتر از ۷۰,۰۰۰ نفر در زلزله ونچوان و پس لرزه‌های آن جان خود را از دست دادند، علاوه بر این زیان اقتصادی در حدود ۱۵۰ میلیارد دلار برآورد گردید [۲]. سوابق مربوط به زلزله ونچوان و توکیو ژاپن که ذکر گردید نیز در سایت یواس‌جی‌اس در دسترس می‌باشد.

در زلزله تای چی چی ۱۹۹۹، یک ایستگاه گاز پس از آن که در زمان زلزله اصلی خسارت دیده بود در پس لرزه به وجود آمده سقوط کرد و موجب ایجاد آتش‌سوزی و خسارات فراوانی گردید [۱۳]. کریستچرچ دومین شهر بزرگ نیوزلند زلزله‌ای به بزرگی ۷,۱ را در ۴ سپتامبر ۲۰۱۰ را تجربه کرد، پس از ۵ ماه، یک پس لرزه به بزرگی ۶,۳ در تاریخ ۲۲ فوریه ۲۰۱۱ رخ داد، این پس لرزه منجر به ۱۸۵ کشته و حدود ۱۵ میلیارد دلار هزینه‌های بازسازی شد [۱۴].

زلزله اصلی ممکن است پس لرزه‌ها را در امتداد گسل ایجاد کند که دور از مرکز اصلی شوک

^۱ USGS

باشد [۱۵]. تأخیر بین زلزله اصلی و بزرگ‌ترین پس‌لرزه می‌تواند بین چند دقیقه تا چند ماه باشد به‌گونه‌ای که پیش‌بینی تأخیر دشوار می‌باشد. این ترکیبی از لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها باعث می‌شود که سازه به قابلیت جذب انرژی بیشتر نیاز داشته باشد [۱۶].

۲-۷-۱ تاریخچه کارهای انجام‌شده در زمینه در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه

یئو و کرنل^۱ در سال ۲۰۰۵ یک چارچوب تحلیلی مفهومی را برای وارد کردن پس‌لرزه در مهندسی بر مبنای عملکرد^۲ پیشنهاد دادند [۱۷]. 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.

لی و الینگوود^۳ پاسخ سازه‌ای قاب‌های فولادی تحت توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه را در تاریخ ۲۰۰۷ تعیین کردند [۱۸]. ون د لیدنت^۴ پاسخ و عملکرد قاب چوبی که قبلاً دچار لرزه اصلی شده را در سال ۲۰۰۸ تحت پس‌لرزه به‌طور تجربی نشان داد [۱۹]. لی و یین در سال ۲۰۱۰ نقصان لرزه‌ای ساختمان‌های قاب چوبی را تحت لرزه اصلی و پس‌لرزه تعیین کردند [۲۰].

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.

¹ Yeo and Cornell

² PBE(Performance Based Engineering)

³ Li and Ellingwood

⁴ Van de Lindt

ایبارا و کراوینگر^۱ در سال ۲۰۰۵ با اشاره به این موضوع که برخی مدل‌های رفت و برگشتی یا همان هیستریزیس^۲ که به عنوان مدل‌های آسیب کالیبره شده‌اند، اجزای پایه‌ای می‌باشند اما کالیبره کردن مدل‌های سیستم نیاز به بیان دقیق عملکرد دستگاه گلوبال یا سراسری دارد، درحالی‌که مطالعات بسیار کمی در زمینه زوال مقاومت و سختی در محدوده غیرخطی انجام شده است [۲۱].

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 ما در زلزله ونچوان و کریست چرچ^۳ مشاهده کردیم. در ضمن میزان بزرگی پس‌لرزه ارتباط بسیار زیادی با بزرگی زلزله اصلی دارد [۲۲، ۱۷].

زمانی که ساختمان تحت اثر زلزله‌های متعدد می‌باشد، برای مدل آسیب سازه که از اولین زلزله (لرزه اصلی) پیروی می‌کند، باید آنالیزها ثانویه مورد استفاده قرار گیرد و آسیب‌های تجمعی ناشی از لرزه اصلی در آنالیزهای ثانویه لحاظ شود. [۲۳].

۲-۷-۲ انتخاب رکوردهای زلزله

در حال حاضر ثبت زمین‌لرزه‌ها، بیشتر توسط لرزه‌نگارها و شتاب‌نگارها انجام می‌شود. لرزه‌نگارها دستگاه‌های بسیار حساسی هستند که قادرند حرکت فوق‌العاده ضعیف زمین، ناشی از رویدادهای زمین‌لرزه را با دقت زیاد ثبت کنند. به‌طور کلی، داده‌های حاصل از دستگاه‌های لرزه‌نگار را نمی‌توان به‌طور مستقیم در مهندسی زلزله استفاده کرد، چون در فاصله‌های نزدیک به مرکز زمین‌لرزه، غالباً این دستگاه‌ها به حالت اشباع درآمده و قادر به ثبت مطلوب حرکات قوی زمین نمی‌باشند.

¹ Ibarra and Krawinkler

² hysteretic model

³ Wenchuan and Christchurch

برخلاف لرزه‌نگارها، دستگاه‌های شتاب‌نگاشت برای نصب در نزدیکی مراکز زمین‌لرزه‌ها و گسل‌های فعال و همچنین در سازه‌های مهم (سدها، نیروگاه‌ها، پل‌ها، ساختمان‌های بلند، پالایشگاه‌ها و ...) بسیار مناسب بوده و می‌توانند نگاشت‌هایی را ثبت کنند که در مهندسی زلزله از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشند. دستگاه‌های شتاب‌نگاشت دارای فرکانس طبیعی بسیار بالاتری نسبت به فرکانس حرکات زمین هستند و می‌توانند شتاب ناشی از حرکات قوی زمین را ثبت کنند.

در مهندسی زلزله، استفاده از شتاب‌نگاشت‌ها به صورت مستقیم برای طراحی و آنالیز مشکل می‌باشد. در نتیجه داده‌های شتاب‌نگاشت به صورت مجموعه پارامترهای شاخص و قابل استفاده درآورده می‌شوند که می‌توان به شتاب بیشینه (PGA) و یا پارامترهای طیفی اشاره کرد. ابتدایی‌ترین و ساده‌ترین روش، استفاده از شتاب بیشینه می‌باشد. قابل ذکر است که بیشینه شتاب ثبت شده در جهان مربوط به زلزله‌های مخرب از $0.1g$ تا $2g$ بوده است. در ایران مقدار شتابی که موجب آسیب رساندن و یا تخریب شده باشد از $0.1g$ (شتاب اوج زمین‌لرزه گلباف ۱۹۸۱) تا حدود $1g$ (زمین‌لرزه زنجیران ۱۹۹۴) می‌باشد [۲۴].

یکی از مهم‌ترین عوامل در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، تعیین رکوردهای وارد بر سازه هست چراکه نتایج به دست آمده از تحلیل، وابستگی بسیاری به رکوردهای وارد بر سازه دارد لذا انتخاب نوع رکورد یک موضوع حساس و تأثیرگذار در نتایج هست، این موضوع باید به گونه‌ای صورت گیرد که نتایج به دست آمده از تحلیل شامل همه‌ی حالات رفتاری سازه (الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل) باشد. در انتخاب رکوردها، به تیپ خاک و مشخصات ساخت گاه باید توجه شود تا رکوردها مشابهت خوبی از لحاظ ساخت گاه با یکدیگر داشته باشند.

موضوع مهم دیگری که در انتخاب رکوردها باید به آن توجه شود، تعداد رکوردهای موردنیاز برای تحلیل دینامیکی فزاینده است. هر چه تعداد رکوردهای انتخاب شده در تحلیل بیشتر باشد، نتایج حاصل از آن تحلیل عمومیت بیشتری به خود خواهد گرفت اما از طرفی اضافه نمودن تعداد رکوردها

سبب افزایش تعداد خروجی‌ها و زمان تحلیل می‌گردد.

در این تحقیق ۲۰ رکورد زلزله حوزه نزدیک بزرگ جهان که دارای لرزه اصلی با PGA بزرگ‌تر از ۰,۴g و پس‌لرزه با بزرگی بیشتر از ۵ بودند و همچنین دارای سرعت برشی بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه که مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم معادل خاک تیپ III می‌باشد از سایت PEER^۱ استخراج شده و مورد استفاده واقع گردیده است.

۲-۷-۳ تاریخچه کارهای انجام‌شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی

می‌توان گفت که اولین بار از منحنی‌های شکنندگی در تاسیسات هسته‌ای استفاده شده است از آنجایی که این سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار بوده و کوچک‌ترین نقص آن‌ها در مقابل زلزله بسیار خطرناک بوده، به همین دلیل در سال ۱۹۸۰ این منحنی‌ها برای نیروگاه‌های هسته‌ای رسم شده و تحت عوامل مختلفی بر اساس PGA ترسیم شدند [۲۵].

در سال ۱۹۹۳ این منحنی‌ها توسط کرچر و مارتین^۲ به میزان ناچیزی توسعه داده شدند؛ اما همین مطالعات به نقطه عطف جامعه مهندسين در توجه به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه‌ها پس از زلزله نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ تبدیل شد، که میزان خسارت مالی وارد به سازه‌ها را در زلزله‌های شدید نشان می‌داد [۲۶].

آنانوس^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۵ مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC-13 انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی ارائه دادند که محور افقی آن شامل مقادیر مرکالی اصلاحی بود، زیرا این مقیاس از نظر علمی برای آنالیز شکست مناسب‌تر بوده و همچنین تابع توزیع

¹ Earthquake Engineering NGA Database

² Kircher and Martin

³ Anagnos

احتمالاتی را به صورت نرمال در نظر گرفتند [۲۷].

زینگهال و کرمد جیان^۱ در سال ۱۹۹۸ به برآورد منحنی‌های شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختن سپس آن‌ها برای برآورد آسیب از شاخص پارک - انگ استفاده کردند و میزان آسیب را تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های مختلف با توابع توزیع آماری به دست آوردند [۲۸].

در سال ۱۹۹۸ شینوزوکا^۲ مقاله‌ای تحقیقی در مورد منحنی شکنندگی یک پل تک دهانه ارائه داد که نسبت به کارهای قبلی از دقت بسیار بالایی برخوردار بود که علت دقت بالای آن استفاده از داده‌های قابل توجه آماری در آن بود که به عنوان داده‌های ورودی نرم‌افزار به کار برده شده بود و سپس با تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد آنالیز قرار گرفته بود. این اولین بار بود که در ترسیم منحنی‌های شکنندگی از مقوله آماری استفاده شده بود [۲۹].

در سال ۲۰۰۰ نیز محققین بر اساس PGV و با استفاده از تابع‌های خسارت، منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی و بتنی شهر کوبه ی ژاپن ترسیم کردند. در این مطالعه آن‌ها متوجه شدند که سازه‌های فلزی ساخته شده در این شهر دارای بیشترین شکنندگی و سازه‌های بتن مسلح دارای کم‌ترین شکنندگی هستند [۳۰].

همچنین در سال ۲۰۰۱ روش تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش طیف ظرفیت ارائه شد که در این خصوص پژوهشگران با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای ترسیم نمودند [۳۱].

مصطفی^۳ برای اولین بار در سال ۲۰۰۱ منحنی‌های شکنندگی را برای سیستم غیر سازه‌ای، یک منبع آب ۴۰ تنی بر بام یک بیمارستان ۲۰ طبقه که یک نمونه واقعی بود به دست آورد در این تحقیق بیمارستان تحت تحریک‌های متفاوت از لحاظ PGA قرار گرفت و پاسخ لرزه‌ای بام به عنوان

¹ Singhal and Kiremidjian

² Shinozuka

³ Mostafa

ورودی در تحریک سیستم ثانویه منبع آب لحاظ شد. تفاوت منحنی‌های شکنندگی به دست آمده در این تحقیق با سایر موارد در این بود که این بار محور افقی نمودار، تغییر مکان نسبی طبقات (Drift) بود [۳۲].

در سال ۲۰۰۴ در استانبول محققین منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها تهیه کردند. جهت این منظور چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی را در نظر گرفته و به منظور طرح مقاوم‌سازی از سیستم‌های مقاوم جانبی مختلفی مانند بادبند و دیوار برشی بهره گرفتند و سپس روش دینامیکی غیرخطی را برای تحلیل‌های لرزه‌ای به کار گرفتند و منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای در سطوح مختلف PGA به دست آوردند [۳۳].

آریزاگا^۱ در سال ۲۰۰۶ به کمک نرم‌افزار پرفورم^۲ منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی با تعداد طبقات ۲، ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی رسم کرد. وی بر اساس آیین‌نامه FEMA و بکار بردن PGA تغییر مکان بین طبقه‌ای منحنی‌ها شکنندگی را استخراج کرد [۳۴].

در ایران نیز در سال ۱۳۸۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی ترسیم گردید. برای این کار با در نظر گرفتن توزیع سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه را با نرم‌افزار Opensees تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار دادند و منحنی‌های شکنندگی بر اساس تغییر مکان بین طبقه‌ای و چرخش مفصل‌ها و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA ترسیم نمودند [۳۵]. در همان سال پهلوان و قدرتی سطوح عملکرد ساختمان‌های بتن آرمه متعارف را بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران مورد بررسی قرار دادند [۳۶].

در سال ۲۰۱۲ آسامو به بررسی منحنی‌های شکست سازه‌های موجود در کشور غنا پرداخت،

¹ Arizaga

² PERFORM

به طوری که سازه‌های موجود در این مقاله دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری کم بودند. ایشان برای این کار سه تیپ ساختمان ۳، ۴ و ۶ طبقه با پلان‌های متقارن را در نزدیکی گسل در نظر گرفت و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار IDARC2D منحنی‌های شکست آن‌ها را ترسیم نمود. نتایج حاکی از این بود که ساختمان‌های مذکور در نزدیک گسل‌ها در صورتی که تحت لرزه با شتاب $0.25g$ تا $0.35g$ قرار گیرند احتمال فروریزش آن‌ها بسیار بالا است.

در سال ۱۳۹۲ ناصری و قدرتی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، سازه‌های بتن‌آرمه را بدون لحاظ اثر میان قاب و ضعف سازه‌ای مورد بررسی قرار دادند و به نتایج مختلفی از جمله این‌که شیب منحنی شکست در حالت خرابی کم و متوسط در مقادیر کمتر PGA بیشتر و در مقادیر بالاتر PG کمتر است دست یافتند بدین معنا که سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین‌تر PGA بیشتر است [۳۷]. یک سال بعد یعنی در سال ۱۳۹۳ میلاد پهلوان و قدرتی اثر میان قاب را هم در ساختمان‌های مذکور در نظر گرفتن و به این نتیجه رسیدند که با افزایش ارتفاع نقش میان قاب در کم کردن پیروید سازه کم‌تر شده به طوری که در ساختمان ۳ طبقه تأثیر میان قاب در کاهش پیروید ۴۰٪، در ساختمان ۵ طبقه ۳۰٪ و در ساختمان ۸ طبقه ۲۱٪ می‌باشد [۶].

۸-۲ هدف و کاربرد نتایج حاصل از این مطالعه

با توجه به ساخت سازه‌های نامنظم و اهمیت پس‌لرزه این مطالعه می‌تواند در راستای بهبود عملکرد سازه‌های نامنظم مورد استفاده قرار گیرد و در صد تأثیر پس‌لرزه بر روی این سازه‌ها را مشخص کند.

۹-۲ روش تحقیق

در این پژوهش سه تیپ ساختمان قاب خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ یک‌بار به‌صورت منظم و بار دیگر با همان مساحت پلان اما با تغییر محور قاب‌ها به‌صورت نامنظم زیاد پیچشی درآمده و مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در برنامه Etabs 2016 طراحی گردیده است. پس از نهایی شدن مقاطع اجزای قاب‌ها، سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees به‌صورت ۳ بعدی مدل‌سازی گشته سپس با انتخاب تعدادی شتاب‌نگاشت مناسب و سازگار با شرایط منطقه، تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA قرار می‌گیرند و دریافت طبقات به‌عنوان پارامتر تقاضا محاسبه می‌گردد. در تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از یک مدل سازه‌ای تحت مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها که هریک به چندین سطح از شدت لرزه‌ای مقیاس شده‌اند، صورت می‌پذیرد، سطوح مقیاس باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده‌های رفتاری بتوانند پوش کنند؛ یعنی از الاستیک به غیر الاستیک و درنهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی؛ جایی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند.

با انجام پردازش‌های مناسب بر روی داده‌ها می‌توان به نتایجی برای هر رکورد از شتاب‌نگاشت و هر شدت لرزه‌ای که به‌نوعی می‌تواند توسط مقیاس‌های عددی IM نمایش داده شود دست‌یافت. در مقابل آن پاسخ سازه‌ای که توسط یک پارامتر تقاضای مهندسی EDP مقیاس‌گذاری شده است می‌تواند نمایش داده شود. از سویی دیگر با انتخاب ظرفیت دریافت سطوح عملکرد لرزه‌ای چهارگانه آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل از آیین‌نامه Hazus آمریکا و با استفاده از روابط قابلیت اعتماد سازه‌ها منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای این سیستم برای ۳ مدل متفاوت به دست می‌آیند و با مقایسه و بحث در نتایج تأثیر ارتفاع ساختمان در مقادیر میانه شکنندگی آن‌ها بررسی می‌شود و درنهایت نتایج کاربردی استخراج خواهد شد.

۲-۱۰ نرم افزار اپنسیس^۱

۲-۱۰-۱ معرفی

نرم افزار openSees یک نرم افزار کد باز و رایگان است که با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه ها می پردازد. نام این نرم افزار به صورت مخفف از حروف اول کلمات عبارت OpenSystem for Earthquake Engineering Simulation به معنای سیستم باز جهت شبیه سازی در مهندسی زلزله، گرفته شده است.

این نرم افزار به وسیله زبان برنامه نویسی TCL توسط مازونی^۲، اسکات^۳، کنا^۴ و فنوس^۵ که از محققین دانشگاه برکلی هستند، در سال ۱۹۹۰ میلادی در دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شده است و تاکنون در حال توسعه می باشد به گونه ای که قابلیت گسترش و تولید انواع مقاطع سازه ای و غیر سازه ای در خصوص تحلیل را داراست.

اپنسیس دارای مجموعه ای کاملی از انواع المان ها، مصالح و روش های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل سازی و تحلیل در زمینه های میکرو و ماکرو را دارا می باشد. می توان گفت که نرم افزار اپنسیس قوی ترین نرم افزار تحلیل غیرخطی ماکرو برای سازه ها می باشد. مزیت این نرم افزار این است که رایگان بوده و در دسترس همگان قرار دارد و نیز کد برنامه نویسی آن به صورت کد باز است. این ویژگی اپنسیس موجب شده تا نقص ها و عیب های شناسایی شده ی نرم افزار توسط سایر کاربران نرم افزار قابل اصلاح باشد که این به تکمیل و بهبود تدریجی نرم افزار توسط همه ی محققینی که از آن استفاده می کنند، منجر می شود.

^۱ OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

^۲ Mazzoni

^۳ Scott

^۴ Mc Kenna

^۵ Fenves

از آنجایی که این نرم‌افزار کدباز است، محققین می‌توانند مصالح و دستورهای جدید را به کتابخانه این نرم‌افزار اضافه کنند و رایگان بودن این نرم‌افزار موجب می‌شود که به راحتی بتوان در مقالات معتبر جهانی از این نرم‌افزار بدون نیاز به پرداخت هزینه و خرید، استفاده نمود که در مقایسه با نرم‌افزارهای تجاری دیگر مزیت بسیار مهمی می‌باشد [۳۸]

مفاهیم اساسی برنامه اپنسیس با استفاده از مفسر این برنامه قابل توجیه است. مفسر یک فرم گسترش یافته‌ای از زبان متنی TCL می‌باشد. مفسر برای انجام عملیات تحلیل اجزای محدود دستورات لازم را به TCL اضافه می‌کند. هر یک از این دستورات همراه با یک روش برنامه ++C است. این دستورات عبارت‌اند از:

الف) مدل‌سازی: گره‌ها، المان‌ها، بارگذاری و قیود را ایجاد می‌کند.

ب) آنالیز: روند انجام و نوع تحلیل را مشخص می‌کند.

ج) خروجی: مشخص می‌کند که کاربر در حین تحلیل می‌خواهد چه مواردی را کنترل کند.

۲-۱۰-۲ ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس

در زیر فهرستی از ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس بیان گردیده است.

- کتابخانه‌ای از انواع مصالح، المان‌ها و دستورات تحلیل سبب می‌شود که این نرم‌افزار یک ابزار قدرتمند برای شبیه‌سازی عددی سیستم‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی به شمار آید.
- اپنسیس دارای آرشیو کاملی از مؤلفه‌ها است که همواره در حال رشد و توسعه بوده و در یک سطح پیشرفته برای شبیه‌سازی عددی قرار دارد.
- کاربر قادر خواهد بود مصالح، المان‌ها و ابزارهای تحلیل جدید ساخته و آن را به اپنسیس اضافه کند.

- محیط اپنسیس براساس زبان برنامه‌نویسی متنی است که کاربر را قادر می‌سازد فایل‌های ورودی متنوع‌تری بسازد.
- ایجاد انواع مدل‌های خطی و غیرخطی سازه‌ای و ژئوتکنیکی در اپنسیس امکان‌پذیر است.
- بالا بودن دقت نتایج حاصل از تحلیل و کم‌حجم بودن داده‌ها از ویژگی‌های این نرم‌افزار است.
- انواع شبیه‌سازی‌ها از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌اور، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی، تحلیل دینامیکی افزایشی و انواع دیگر تحلیل‌ها در این نرم‌افزار امکان‌پذیر است.

۳-۱۰-۲ معایب نرم‌افزار اپنسیس

معایب نرم‌افزار اپنسیس به صورت زیر می‌باشد.

- حساسیت زیاد مترجم برنامه (TclEditor) نسبت به دستورات کد نویسی و لزوم رعایت دقیق دستور زبان برنامه‌نویسی توسط کاربر (این قضیه در بسیاری نرم‌افزارهای کد نویسی، با هوشمند کردن مترجم برنامه تا حدی برطرف شده است).
- امکانات ضعیف برنامه در خصوص نمایش گرافیکی مدل (استفاده از برخی برنامه‌های جانبی همچون OSP و Opensees Nvigator برای مشاهده گرافیکی مدل وجود دارد)

۱۱-۲ مروری بر تحلیل دینامیکی افزایشی

۱-۱۱-۲ مقدمه

از یک طرف با افزایش یافتن قدرت پردازش رایانه‌ها و از سوی دیگر معرفی روش‌های طراحی بر اساس عملکرد موجب تغییرات چشم‌گیر در روند تحلیل سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای شدند و باعث سوق یافتن روش تحلیل از حالت استاتیکی خطی به سمت تحلیل دینامیکی خطی، استاتیکی

غیرخطی و در انتها تحلیل دینامیکی غیرخطی گردیدند.

ساده‌ترین روش تحلیل دینامیکی بر مبنای مدل خطی سازه می‌باشد که اجازه استفاده از خصوصیات نوسانی سازه از قبیل مودهای تغییر مکان را فراهم می‌آورد، همچنین پاسخ ماکزیمم سازه توسط آنالیز طیفی و یا تاریخچه زمانی مشخص می‌شود؛ اما دیدگاه حاکم بر طراحی سازه‌ها بر این اساس است که در هنگام وقوع زلزله‌های نسبتاً شدید عموماً عناصر سازه وارد مرحله غیرخطی شده و در نتیجه می‌توان از ظرفیت غیرخطی اعضا نیز استفاده گردد. این امر سبب باز توزیع نیروی ناشی از زلزله بین اعضای سازه خواهد شد و به عبارت دیگر با کاهش یافتن سختی اعضای سازه‌ای، ماتریس سختی کل سازه تغییر می‌کند. در طی این فرآیند سازه فرصت جذب انرژی بیشتر را خواهد یافت.

ساده‌ترین روش تحلیل غیرخطی، روش استاتیکی غیرخطی (پوش آور)^۱ هست که در آن بار جانبی توسط یک الگوی بار در ارتفاع سازه مورد نظر توزیع شده و سپس به تدریج تا نقطه خرابی سازه افزایش می‌یابد. تفاوت ماهیت این روش با حرکت واقعی شتابدار زمین طی زلزله، درک درستی از خواص دینامیکی سازه را منجر نمی‌شود که یکی از معایب تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

عدم وجود دقت کافی در تحلیل‌های خطی و استاتیکی غیرخطی محققان را به سوی استفاده از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی در ارزیابی رفتار سازه پیش برد. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی در ابتدا پاسخ سازه را در برابر یک زلزله مورد بررسی قرار می‌دادند، اما یکی از چالش‌های پیش روی عدم تطابق این روش با دو ویژگی مهم زلزله یعنی قدرت زلزله و نوع زلزله بود، بدین صورت که چون پاسخ سازه در برابر هر زلزله تفاوت داشت، روش تائید شده‌ای جهت ارزیابی سازه محسوب نمی‌شد، اما روش تحلیل دینامیکی افزایشی به خوبی توانست در برابر این گونه پرسش‌ها ایستادگی کند.

در ادامه به بررسی مفاهیم پایه و مشخصات منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی پرداخته

می‌شود.

^۱ Push Over

۲-۱۱-۲ معرفی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی^۱ (IDM) جهت محاسبه عملکرد سازه تحت بارهای لرزه‌ای توسعه داده شده است. این روش با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از یک مدل سازه‌ای تحت مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه‌ای مقیاس شده‌اند تعریف می‌گردد. سطوح مقیاس به کاررفته باید به گونه‌ای انتخاب شوند که بتواند سازه را در تمامی محدوده‌های رفتاری پوش کند، از محدوده ارتجاعی تا محدوده غیر ارتجاعی و در نهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی، به طوری که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه نماید.

گام نخست در انجام تحلیل IDA به دست آوردن درک درستی از ورودی‌ها و خروجی‌های این تحلیل هست. اخیراً موسسه تحقیقات لرزه‌ای در برکلی کالیفرنیا، یک روند منطقی را برای تحلیل و تشریح این مسئله ارائه نموده است. این روند به این صورت تعریف می‌شود که ابتدا با استفاده از انجام یک تحلیل ریسک لرزه‌ای در منطقه مورد نظر، پارامتری به نام شدت لرزه‌ای^۲ (IM) به عنوان ورودی به سازه اعمال می‌گردد سپس در مرحله بعد با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی به ازای هر IM پاسخ سازه‌ای به تحریک لرزه‌ای موجود به دست می‌آید. در مرحله بعد با معرفی شاخص خسارت سازه‌ای^۳ (DM) می‌توان احتمال رخداد خسارت و یا احتمال تجاوز ارتعاش ورودی از یک مقدار خاص را به دست آورده و در انتها به تعیین و تفسیر میزان خسارت وارده پرداخت.

۳-۱۱-۲ تاریخچه روش IDA

پس از اتفاق افتادن زلزله‌ی مخرب نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ پروژه‌ای بنام SAC/FEMA توسط جمعی از متخصصان برای بررسی و رفع نمودن آسیب‌های ناشی از عملکرد ضعیف قاب‌های خمشی فولادی که ناشی از شکست اتصالات تیر به ستون بود، شروع به کار کرد. ایده‌ی قرار دادن یک سازه در

¹ Incremental Dynamic Analysis

² Intensity Measure

³ Damage Measure

محدوده‌ی وسیع‌تری از مقیاس زلزله مورد نظر به کار گرفته شد. ابتدا نام این روش را پوش‌آور دینامیکی گذاشتند و از آن به‌عنوان روشی برای تخمین فروپاشی کامل سازه استفاده کردند. طی تحقیقات انجام شده محققین دریافتند که از این روش می‌توان برای بررسی حالت‌های مختلف حدی مانند ایمنی جانی که استاندارد اکثر روش‌های طراحی لرزه‌ای است و همچنین برای سطوح بالاتر و یا پایین‌تر شدت مانند قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه و آستانه‌ی فروریزش که نشان‌دهنده سطوح مختلف تهدید می‌باشد، استفاده کرد.

در نتیجه ایده‌ی تحلیل دینامیکی افزایشی در مرکز تحقیقات لرزه‌ای جان بلیوم^۱ در دانشگاه استنفورد پدید آمد و مورد پذیرش سایر محققان قرار گرفت و به تدریج باگذشت زمان شهرت یافت [۶]. در حال حاضر جامعه‌ی تحقیقاتی لرزه‌ای، شناخت وسیع‌تری نسبت به آن کسب کرده و چندین روش مختلف و مفاهیم گوناگونی را برای تخمین عملکرد سازه‌ای پایه‌ریزی نموده‌اند. در دهه-ی اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) پذیرفته شده و در آیین‌نامه‌های FEMA-351 و HAZUS-MH MR-5، برای تعیین ظرفیت خرابی کلی سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

• مزایای استفاده از روش آنالیز دینامیکی افزایشی

(۱) درک کامل پاسخ^۲ یا تقاضا^۳ سازه نسبت به سطوح مختلف شدت حرکت زمین

(۲) درک بهتر رفتار سازه در برابر زلزله‌های نادر و شدید

(۳) درک بهتر تغییرات پاسخ سازه با افزایش شدت شتاب‌نگاشت

(۴) تخمین ظرفیت دینامیکی سیستم‌های سازه‌ای

^۱ John A. Blume

^۲ response

^۳ demand

۴-۱۱-۲ مفاهیم پایه آنالیز دینامیکی افزایشی

یک شتاب‌نگاشت مقیاس نشده α_1 ، برداری است که شامل اعضای $\alpha_1(t)$ به صورتی که $t \in \{0, t_1, t_2, \dots, t_n\}$ این تاب‌نگاشت می‌تواند توسط زلزله‌شناسان و یا مهندسان زلزله تحت اصلاحاتی از قبیل تصحیح خط مبنا، فیلتر کردن و یا چرخش قرار گرفته باشد. یک روش ساده جهت مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت، ضرب نمودن تمامی مقادیر α_t در ضریب مقیاس λ می‌باشد که در ادامه به توضیح آن پرداخته می‌شود.

۵-۱۱-۲ ضریب مقیاس SF^1

این ضریب مربوط به شتاب‌نگاشت مقیاس شده است که یک عدد مثبت مشابه $\lambda \in [0, \infty)$ هست که در مقادیر شتاب‌نگاشت مقیاس نشده برای تعیین نمودن شدت حرکت زمین در سطوح مختلف از ملایم گرفته تا خیلی قوی ضرب می‌شود. همان‌گونه که بیان گردید این مقدار عددی در تمامی مقادیر ثبت‌شده از شتاب‌نگاشت موردنظر ضرب شده و با توجه به کوچک و یا بزرگ بودن آن، سطح شدت کاهش یا افزایش می‌یابد. در صورتی که بردار شتاب‌نگاشت مقیاس نشده را α_1 و بردار شتاب‌نگاشت مقیاس شده را α_λ بنامیم:

$$\alpha_\lambda = \lambda \times \alpha_1 \quad (2-29)$$

مقادیر $\lambda = 1$ نماینده شتاب‌نگاشت طبیعی، $\lambda < 1$ شتاب‌نگاشت با مقیاس پایین و $\lambda > 1$ شتاب‌نگاشت با مقیاس بالا را شامل می‌شود. ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای توصیف تصاویر مقیاس بندی شده از شتاب‌نگاشت می‌باشد.

¹ Scale Factor

برای انجام این پژوهش در اولین گام جهت مقیاس کردن معیار شدت لرزه‌ای از یک مقدار بسیار کوچک (مقدار $0.1g$) برای پارامتر شدت لرزه‌ای PGA (حداکثر شتاب زمین PGA) استفاده شده است. سپس در مراحل بعد این مقدار را با گام‌های 0.1 افزایش داده تا سازه به حالت حدی موردنظر و یا خرابی کامل برسد.

۲-۱۱-۶ شاخص شدت IM^1

شاخص شدت $(IM \in [0, \infty))$ تابعی از شتاب‌نگاشت مقیاس نشده α_1 و پارامتر مقیاس λ است.

$$IM = f(\alpha_1, \lambda) \quad (۳۰-۲)$$

با توجه به آن که شدت یک زلزله با روش‌های مختلفی تعریف می‌شود، می‌توان یک زلزله را به انواع گوناگونی مقیاس نمود. به‌عنوان مثال می‌توان بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی مود اول سازه $(S_\alpha(T_1))$ را نام برد. کمیتی دیگری نیز وجود دارند که توانایی بیان اندازه‌ی شدت حرکت زمین را دارا می‌باشند، اما قابلیت مقیاس‌پذیری ندارند، مانند بزرگای لنگر، مدت‌زمان اثر شتاب‌نگاشت و شدت اصلاح‌شده‌ی مرکالی اشاره نمود.

در این پژوهش بیشینه شتاب زمین (PGA) به عنوان IM در نظر گرفته شده است.

¹ Intensity Measure

۷-۱۱-۲ شاخص خسارت DM^1

شاخص خسارت، یک مقدار مثبت مانند $DM \in [0, \infty)$ است که مشخص کننده پاسخ یک سازه در برابر بارهای لرزه وارده است؛ عبارت دیگر، DM یک مقدار محاسبه شده است که می تواند یک قسمت از پاسخ سازه در تحلیل دینامیکی غیرخطی باشد. موارد مختلفی را می توان به عنوان شاخص خسارت در نظر گرفت. برش پایه، حداکثر شکل پذیری طبقات، چرخش گره ها، اندیس های مختلف ارائه شده برای خسارت (مانند شاخص پارک یانگ، شاخص پایداری و یا انرژی پسماند تجمعی کل)، حداکثر جابه جایی بام، حداکثر جابه جایی نسبی طبقات، از جمله پارامترهایی هستند که می توان به عنوان خسارت در نظر گرفته شود. انتخاب DM مناسب بستگی به نوع سازه و مشخصات آن دارد، به عنوان نمونه اگر خسارت وارد به اجزای غیر سازه ای در یک قاب چند طبقه مورد مطالعه باشد، بیشینه شتاب طبقات می تواند یک انتخاب مناسب محسوب گردد.

۸-۱۱-۲ معایب روش IDA

از آنجا که تحلیل IDA در واقع شامل تعدادی تحلیل دینامیکی غیرخطی می شود، در نتیجه می توان گفت مشکلاتی که پیش روی تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار دارد در برابر تحلیل IDA نیز وجود دارد.

استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی علی رغم برآورد دقیق از عملکرد سازه، دارای مشکلات و موانع مهمی است. حساسیت زیاد پاسخ ها به رکوردهای زلزله ورودی، عدم انطباق شرایط ساختگاهی محل ثبت رکورد با محل سازه مورد بررسی، تأثیر پارامترهای متنوع نظیر محتوای فرکانسی، پیرو

¹ Damage Measure

خاک بر پاسخ سازه و احتمال ایجاد تغییر در تفسیر و توجیه نتایج حاصل از تحلیل مواردی هستند که باعث شده‌اند این تحلیل با مشکلاتی همراه گردد.

به‌طور کلی موانع و مشکلات پیش روی تحلیل دینامیکی غیرخطی را می‌توان به‌صورت زیر

خلاصه کرد.

- عدم انطباق شتاب‌نگاشت با ساختگاه که در صورت کمبود شتاب‌نگاشت با مشخصات ساختگاه مورد نظر، باید یک مجموعه از رکوردهای زلزله ویژه ساختگاه، سازگار با طیف خطر لرزه‌ای سایت شبیه سازی گردد.
- این چنین تحلیل‌هایی باید برای تعداد زیادی از زمین‌لرزه‌ها تکرار شود، چون مقادیر تقاضای پارامترهای مختلف در اثر زلزله‌های محتمل دارای تغییرات وسیعی است، لذا پاسخ‌ها باید به صورت آماری در نظر گرفته شود.

فصل سوم

روش تحقیق

۱-۳ مقدمه

در این فصل به صحت سنجی مدل سازی پرداخته و سپس نمونه‌هایی که مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته‌اند معرفی می‌گردد و نحوه طراحی سازه‌ها و همچنین نحوه مدل سازی آن‌ها در اپنسیس جهت تحلیل بیان می‌شود. سپس روند انجام تحلیل‌ها بررسی شده و چگونگی نتیجه‌گیری و ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه با توجه به نتایج حاصل از تحلیل بیان می‌گردد.

برای این منظور سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان طبق بخش ۲-۳ در این فصل انتخاب و توسط نرم‌افزار ایتبس^۱ طراحی می‌گردند. سپس این سازه‌ها در برنامه‌ی اپنسیس^۲ به صورت سه بعدی مدل شده و ابتدا تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله اصلی قرار گرفته و بار دیگر به آن ۲۰ شتاب‌نگاشت همراه با پس‌لرزه وارد گردیده و مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار می‌گیرند. در مرحله‌ی بعد منحنی‌های شکنندگی برای هر سه ساختمان منظم و نامنظم در سطوح مختلف خرابی رسم می‌شوند. با بررسی این منحنی‌ها می‌توان به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان پرداخت.

۲-۳ صحت سنجی

نخستین گام در مدل سازی 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 می‌گردد.

شکل (۱-۳) مربوط به یک قاب از سازه واقعی قاب خمشی مربوط به یک ساختمان چهار طبقه اداری در شهر لس‌آنجلس در کشور ایالات متحده آمریکا می‌باشد، که نمونه‌ای با مقیاس

^۱ ETABS 2016

^۲ OpenSEES

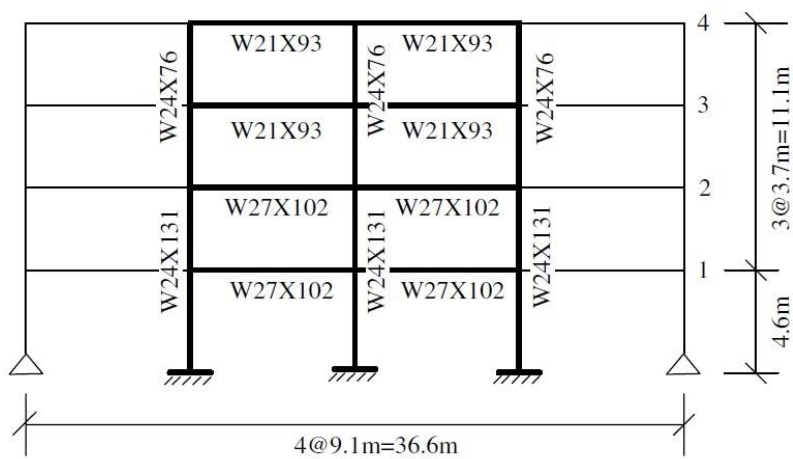
۸: ۱مشابه همین قاب در آزمایشگاه دانشگاه بوفالو واقع در نیویورک ساخته شده و رکورد زلزله‌ی ثبت شده نورثریج ایستگاه کانوگا پارک^۱ در تاریخ ۱۹۹۴ میلادی به آن وارد شده است و سپس ماکزیمم دیریفیت بام برای PGA های مختلف به دست آمده است [۲, ۳۹]. مقاطع ستون‌ها و تیرها بر روی شکل (۳-۱) مشخص شده است. جهت صحت سنجی همین قاب با مشخصات ذکرشده 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 (۳-۳) نشان داده شده است. جهت تعریف مصالح در نرم افزار اپنسیس از مصالح steel 02 استفاده شده است و برای آن میزان ۱۰ درصد کاهش مقاومت در هر چرخه هیستریزیس در نظر گرفته شده است که به شرح زیر می باشد:

❖ uniaxialMaterial Steel02 666666 2.4E+7 2.06E+10 0.01 10 0.925 0.15 -0.1 1 - 0.1 1

برای مشخص نمودن مقاطع نیز از مقاطع فایبر استفاده شده و المان های تیر و ستون از نوع

nonlinearBeamColumn استفاده گردیده است .

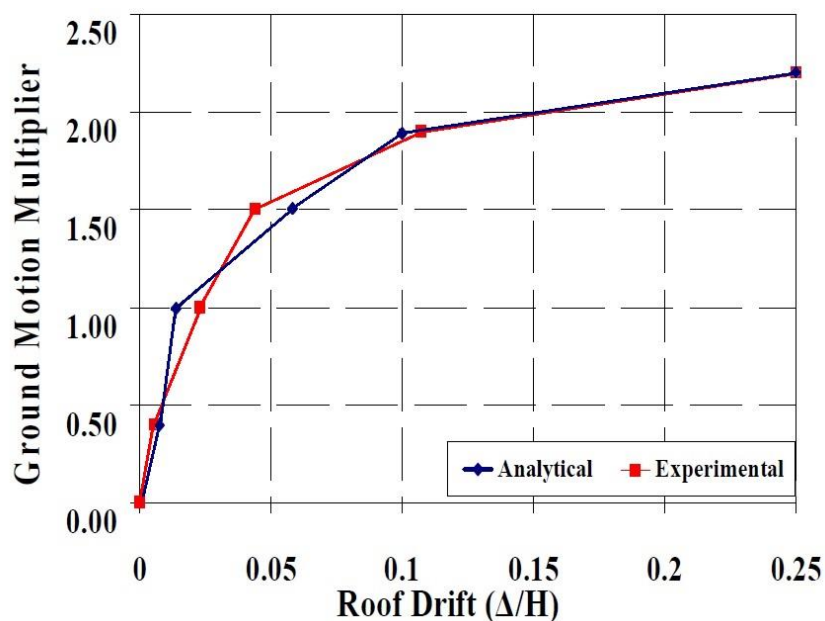
¹ Canoga Park



شکل (۱-۳) نمونه قاب خمشی فولادی جهت صحت سنجی [۲]



شکل (۲-۳) نمونه ساخته شده در آزمایشگاه دانشگاه بوفالو [۳۹]



شکل (۳-۳) نمودار دریفت در برابر p_{ga}

با توجه به شکل (۳-۳) می‌توان مشاهده کرد که نتایج حاصل از نرم‌افزار (تحلیلی) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بوده و از دقت خوبی برخوردار می‌باشد.

۳-۳ تعریف مدل

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 [۴۰]، ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند مطابق جدول ۱-۳ تقسیم می‌کند. در این پژوهش ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه برای مدل‌سازی و تحلیل انتخاب شدند تا از هر بازه‌ی کوتاه، متوسط و بلند یک نماینده وجود داشته باشد.

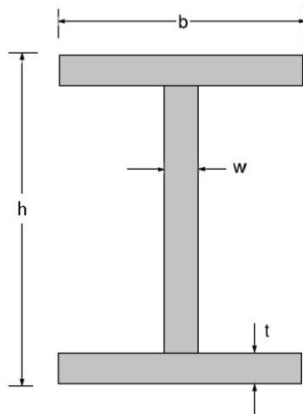
جدول ۱-۳ تیپ بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS

Range	
Name	Stories
Low-Rise	۱ - ۳
Mid-Rise	۴ - ۷
High-Rise	۸ ⁺

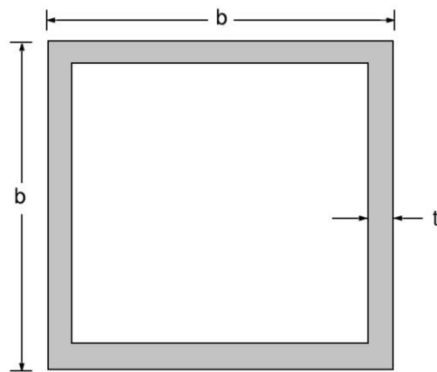
بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۱۳۹۲) [۴۱]، صورت پذیرفت و اعضای فولادی طبق AISC 360-10 [۷۹] طراحی شدند. هم‌چنین محاسبه‌ی ضریب برش پایه‌ی زلزله و نیز اعمال ضوابط لرزه‌ای بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴۲] انجام شد و ضریب رفتار (R_u) سازه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) برابر ۵ در نظر گرفته شد. سایر مشخصات سازه به شرح زیر است.

- سازه در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد طراحی شده است.
- خاک محل احداث از تیپ III فرض شده است.
- ارتفاع طبقه اول ۲/۸ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۲ متر می‌باشد.
- سازه در دو جهت دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط هست.
- سقف از نوع تیرچه‌بلوک و دیافراگم هر کف صلب است.
- تنش تسلیم فولاد 2400 kgf/cm^2 و تنش نهایی فولاد 3700 kgf/cm^2

مقاطع مورد استفاده در این تحقیق به این صورت می‌باشد که برای ستون‌ها از مقطع باکس و برای تیرها از مقطع تیوروق I شکل به صورت شکل (۳-۴) و (۳-۵) استفاده شده است و مقاطع شماره‌گذاری شده و در شکل‌های بعدی از شماره‌گذاری برای نشان دادن محل مقطع استفاده شده است.



شکل (۳-۴) مقطع مورد استفاده در تیرها



شکل (۳-۵) مقطع مورد استفاده در ستون‌ها

جدول ۳-۲ مشخصات مقاطع ستون‌ها

شماره مقطع ستون	b (cm)	t (cm)
۲۴	۲۰	۱
۲۵	۲۵	۱
۲۶	۳۰	۱
۲۷	۳۵	۱
۲۸	۱۵	۱
۲۹	۳۵	۱,۴
۳۰	۴۰	۱,۶
۳۱	۴۰	۱,۲
۳۲	۴۰	۱,۴
۳۳	۳۵	۱,۲
۳۴	۳۵	۱,۶
۴۴	۴۰	۱,۸

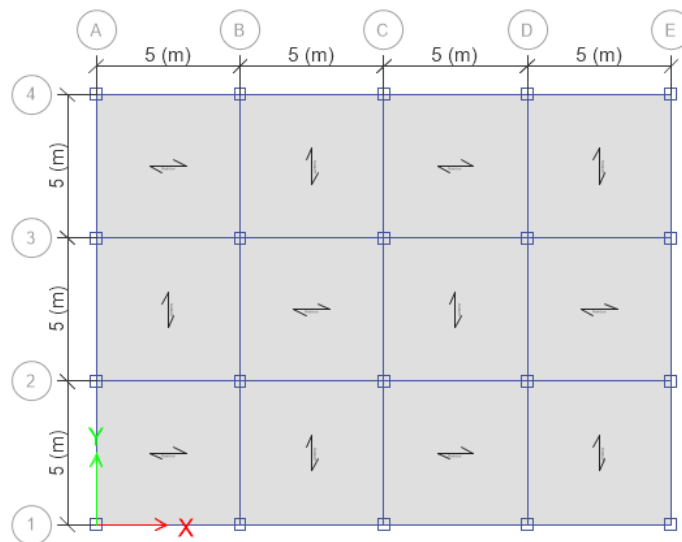
۴۸	۲۲	۱
۴۹	۲۸	۱
۵۰	۳۲	۱
۵۹	۱۸	۰٫۸
۶۰	۱۸	۱

جدول ۳-۳ مشخصات مقاطع تیرها

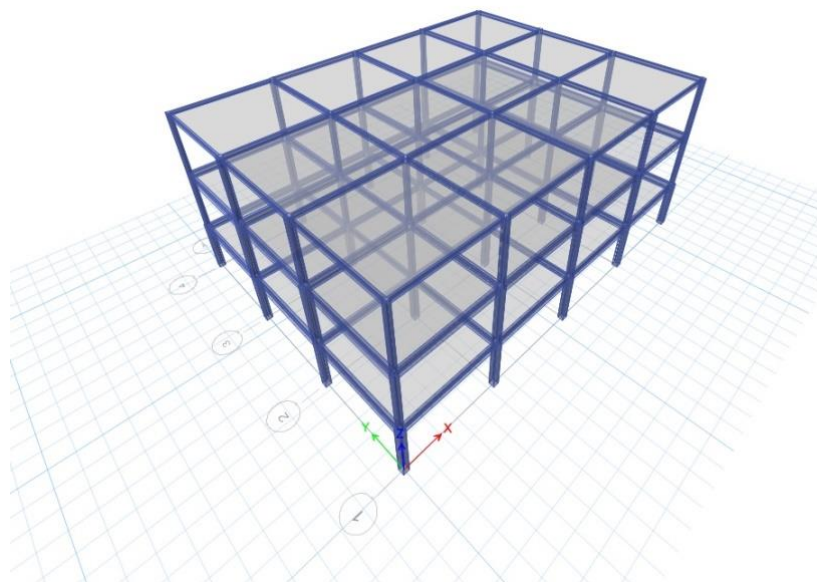
شماره مقطع تیر	h (cm)	w (cm)	b (cm)	t (cm)
۱	۲۰	۰٫۵	۱۵	۱
۲	۲۲	۰٫۵	۱۶	۱
۴	۲۵	۰٫۵	۱۵	۱
۵	۲۶	۰٫۵	۱۶	۱
۶	۲۸	۰٫۵	۱۸	۱
۹	۲۸	۰٫۵	۱۶	۱
۳۵	۲۸	۰٫۵	۱۸	۱
۳۸	۲۸	۰٫۵	۱۶	۱
۳۹	۲۸	۰٫۵	۱۸	۱
۱۳	۳۰	۱٫۵	۲۰	۱٫۵
۱۴	۳۰	۰٫۵	۱۵	۱
۱۵	۳۵	۱	۲۰	۱٫۵
۱۶	۳۵	۱٫۵	۱۵	۱٫۵
۱۷	۳۵	۱٫۵	۲۰	۱٫۵
۱۹	۴۰	۱	۲۰	۱٫۲
۲۰	۴۰	۱	۲۰	۱
۲۱	۴۰	۱٫۵	۲۰	۱٫۵
۲۳	۳۰	۰٫۵	۲۰	۱
۴۰	۴۰	۲	۳۰	۲٫۴
۴۱	۴۰	۱٫۵	۲۵	۱٫۵
۴۳	۴۰	۲	۳۰	۲
۵۱	۱۵	۰٫۵	۱۵	۰٫۷
۵۲	۱۵	۰٫۵	۱۵	۱
۵۳	۱۵	۰٫۵	۱۶	۱
۵۴	۱۵	۰٫۵	۱۵	۰٫۵
۵۶	۲۰	۰٫۵	۱۶	۱
۵۷	۳۵	۰٫۵	۲۰	۱
۵۸	۳۵	۱	۲۰	۱
۶۱	۴۰	۰٫۷	۲۰	۱

۱-۳-۳ سازه منظم

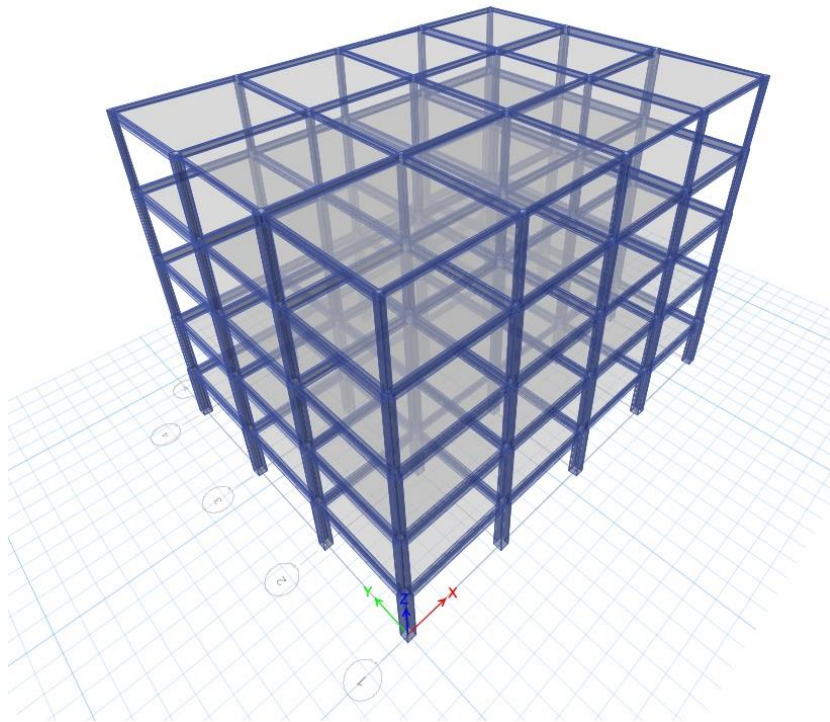
همان گونه که در شکل (۶-۳) مشاهده می‌گردد ساختمان‌های با پلان منظم دارای ۴ دهانه‌ی ۵ متری در راستای محور X و ۳ دهانه‌ی ۵ متری در راستای Y نظر گرفته شده است.



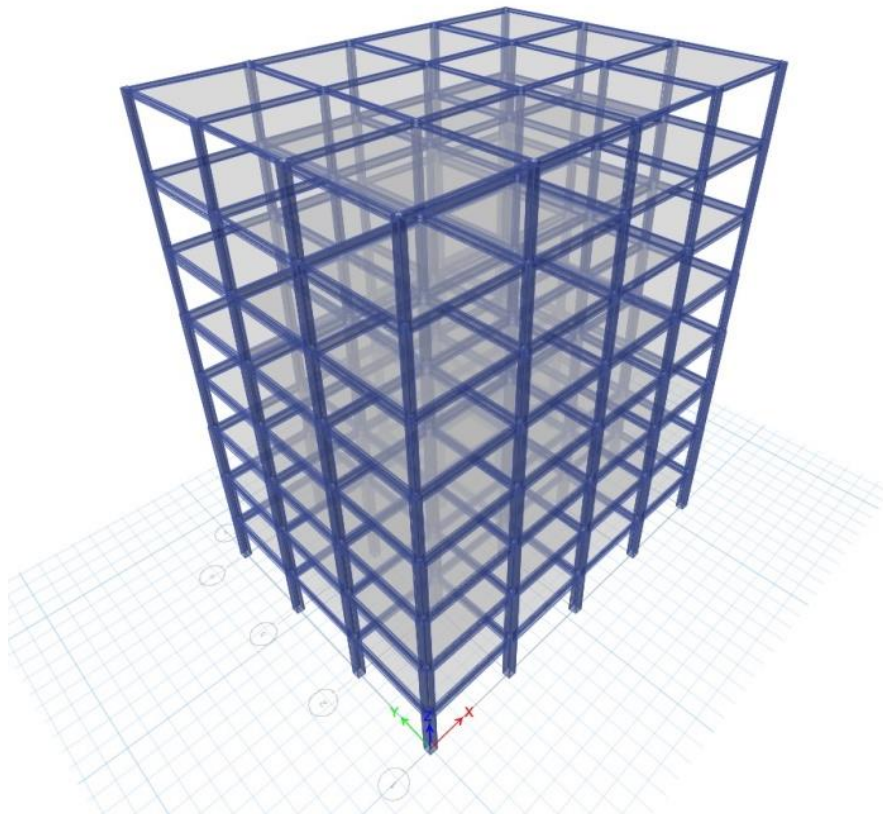
شکل (۶-۳) پلان تیپ ساختمان‌های منظم



شکل (۷-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۳ طبقه منظم



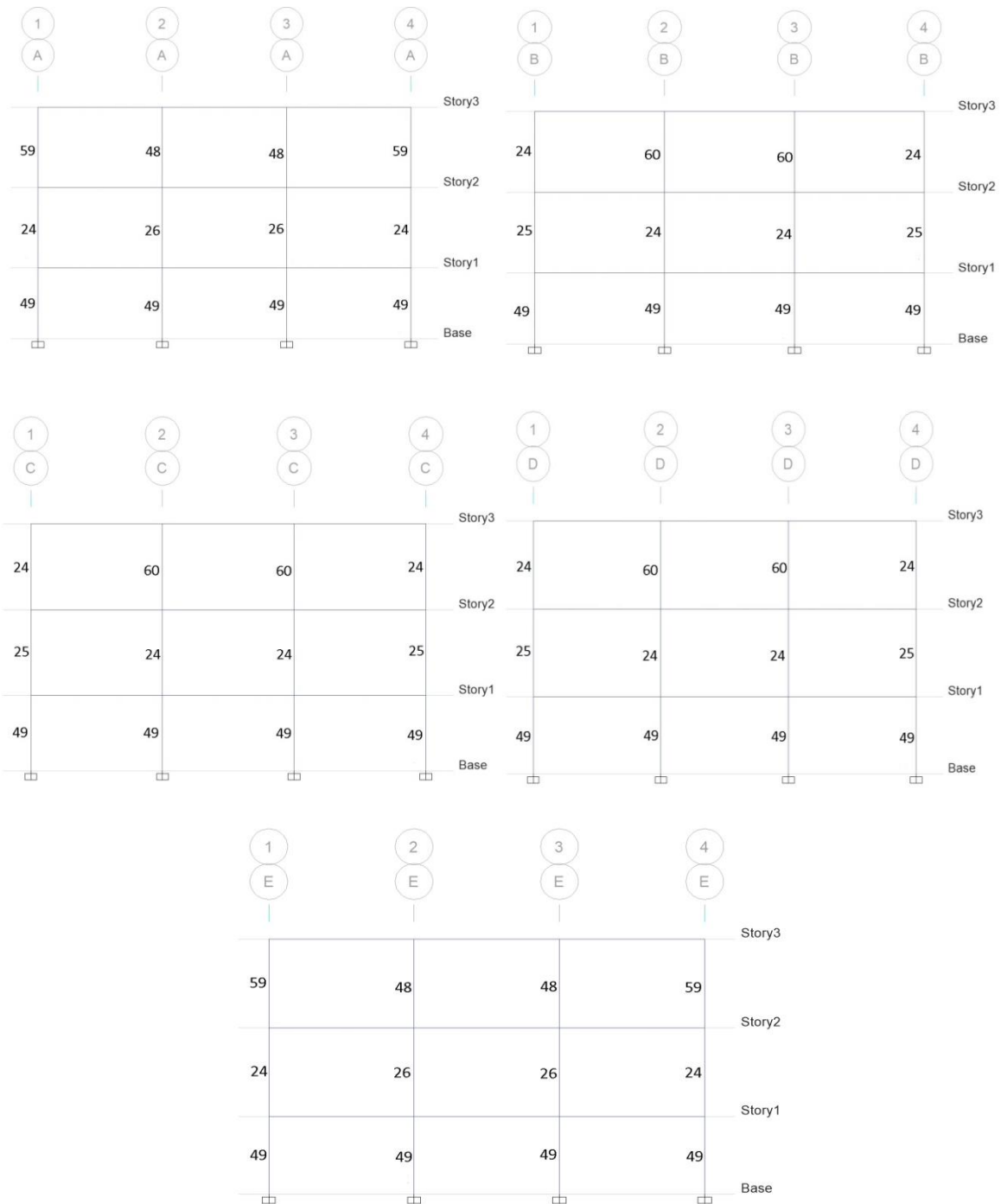
شکل (۸-۳) سه بعدی ساختمان ۵ طبقه منظم



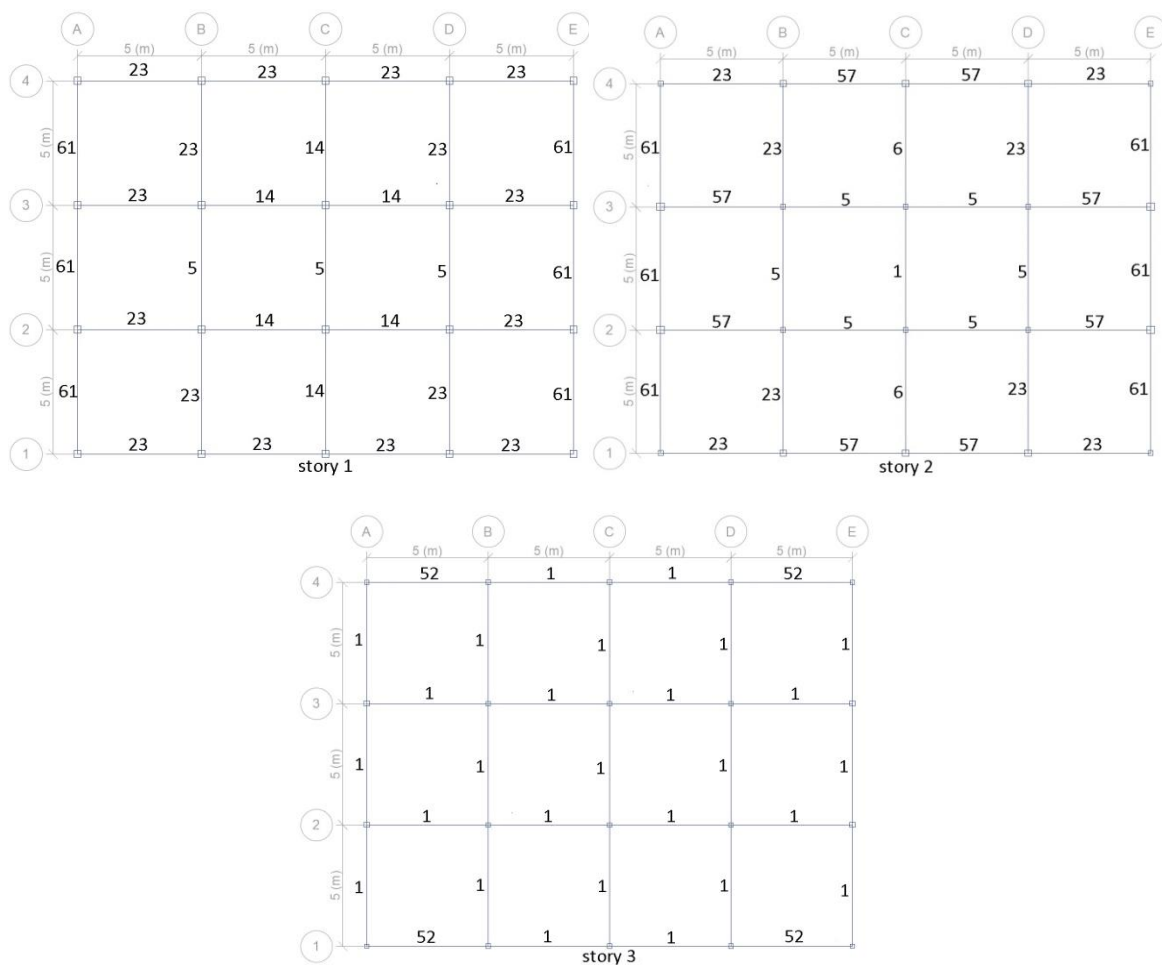
شکل (۹-۳) نمای سه بعدی ساختمان ۸ طبقه منظم

سازه سه طبقه منظم ۱-۱-۳-۳

شماره گذاری مقاطع سازه به صورت شکل های زیر می باشد.



شکل (۱۰-۳) نمای ساختمان سه طبقه منظم

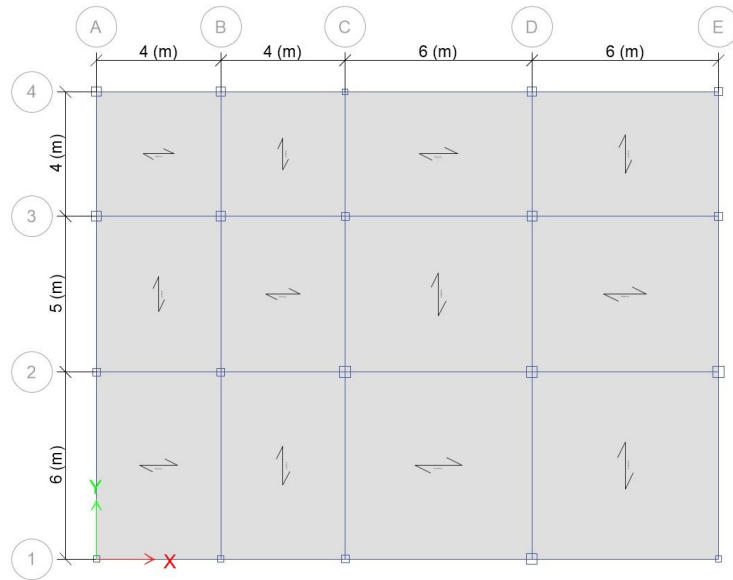


شکل (۱۱-۳) پلان ساختمان سه طبقه منظم

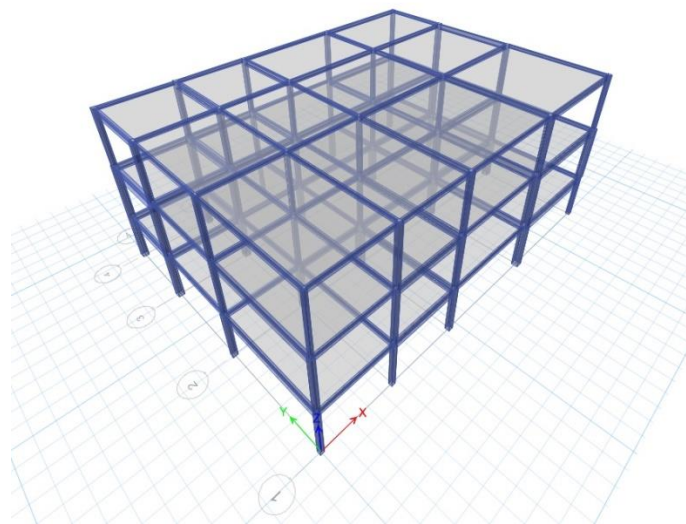
با توجه به محدودیت فضای نگارش شماره گذاری مقاطع سازه‌های پنج و هشت طبقه منظم در پیوست واقع در انتهای پایان‌نامه قرار داده شده است.

۲-۳-۳ سازه نامنظم

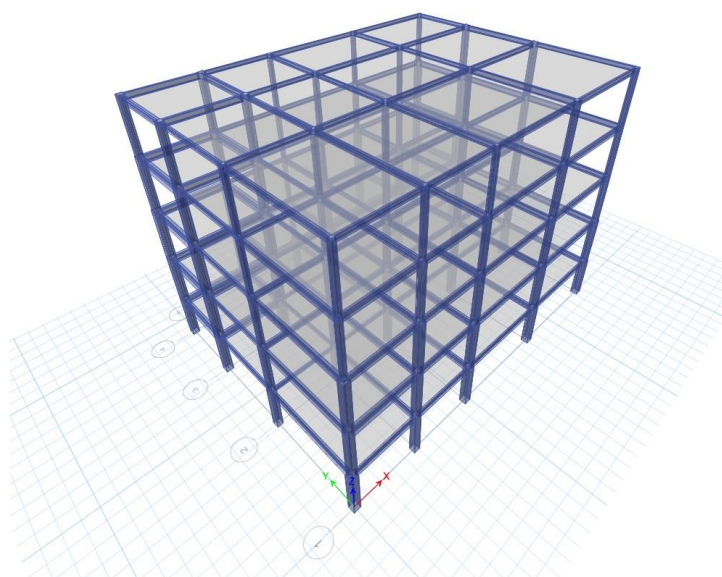
سازه نامنظم در پلان دارای ابعاد زیر می باشد.



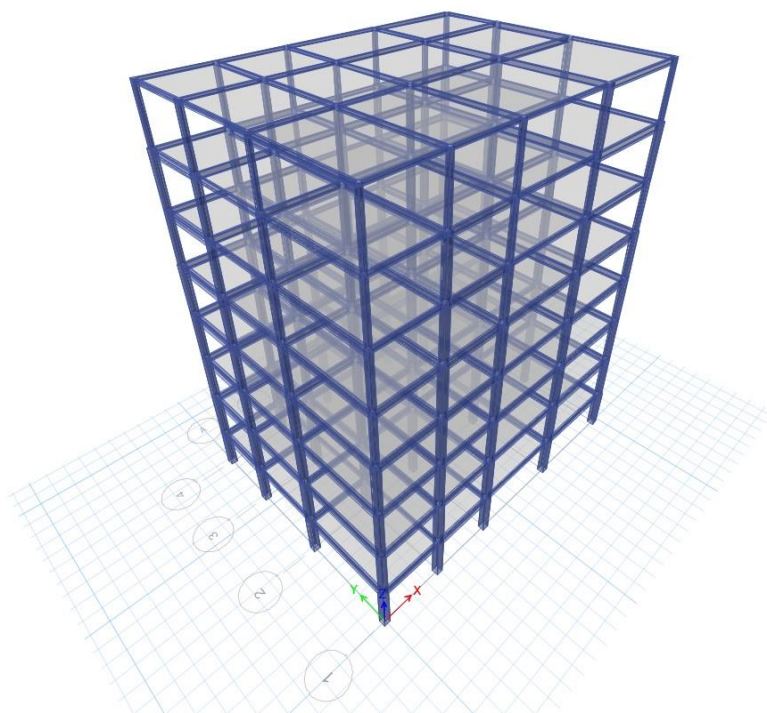
شکل (۱۲-۳) پلان تیپ ساختمان های نامنظم



شکل (۱۳-۳) نمای سه بعدی ساختمان ۳ طبقه نامنظم



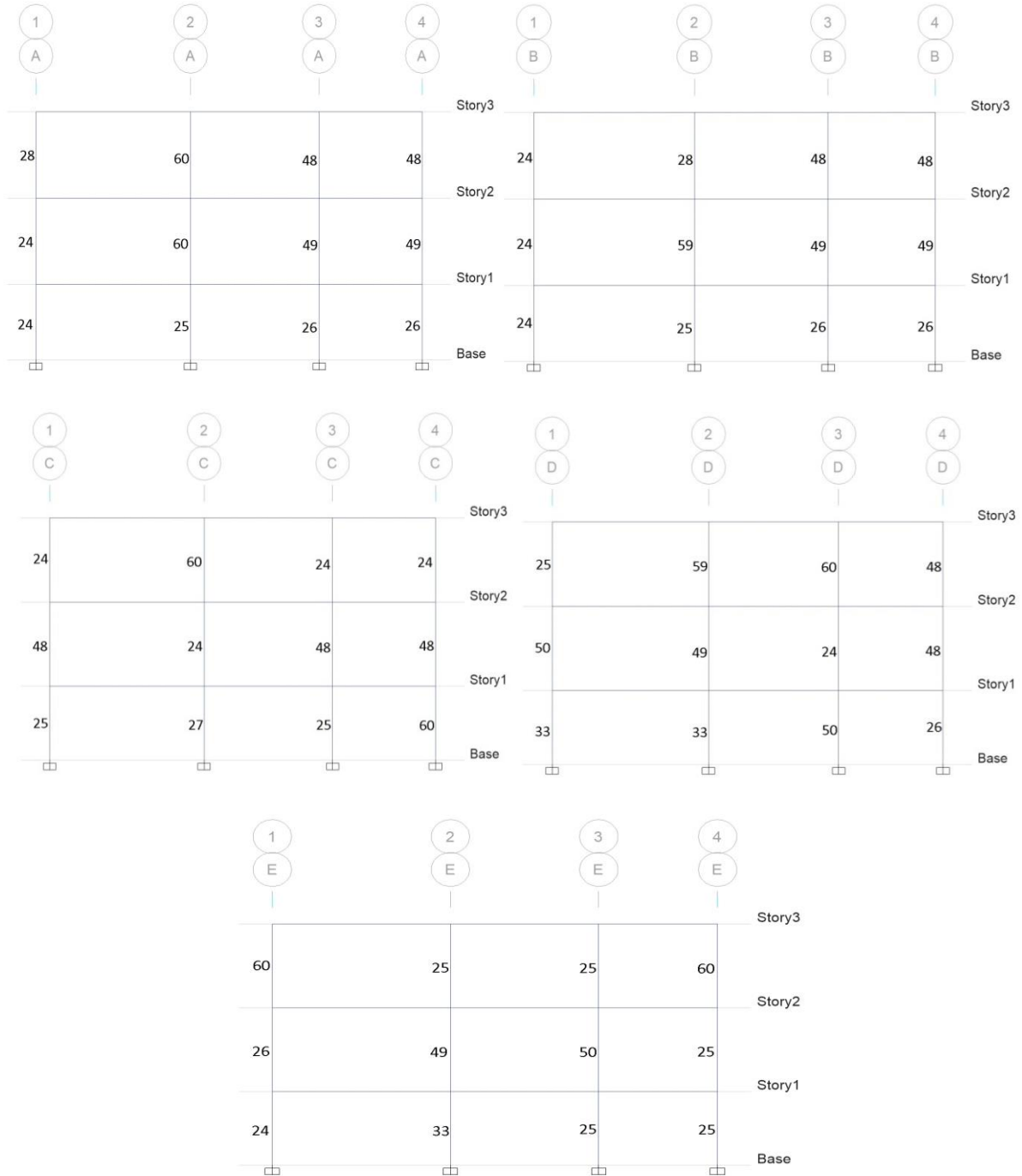
شکل (۱۴-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۵ طبقه نامنظم



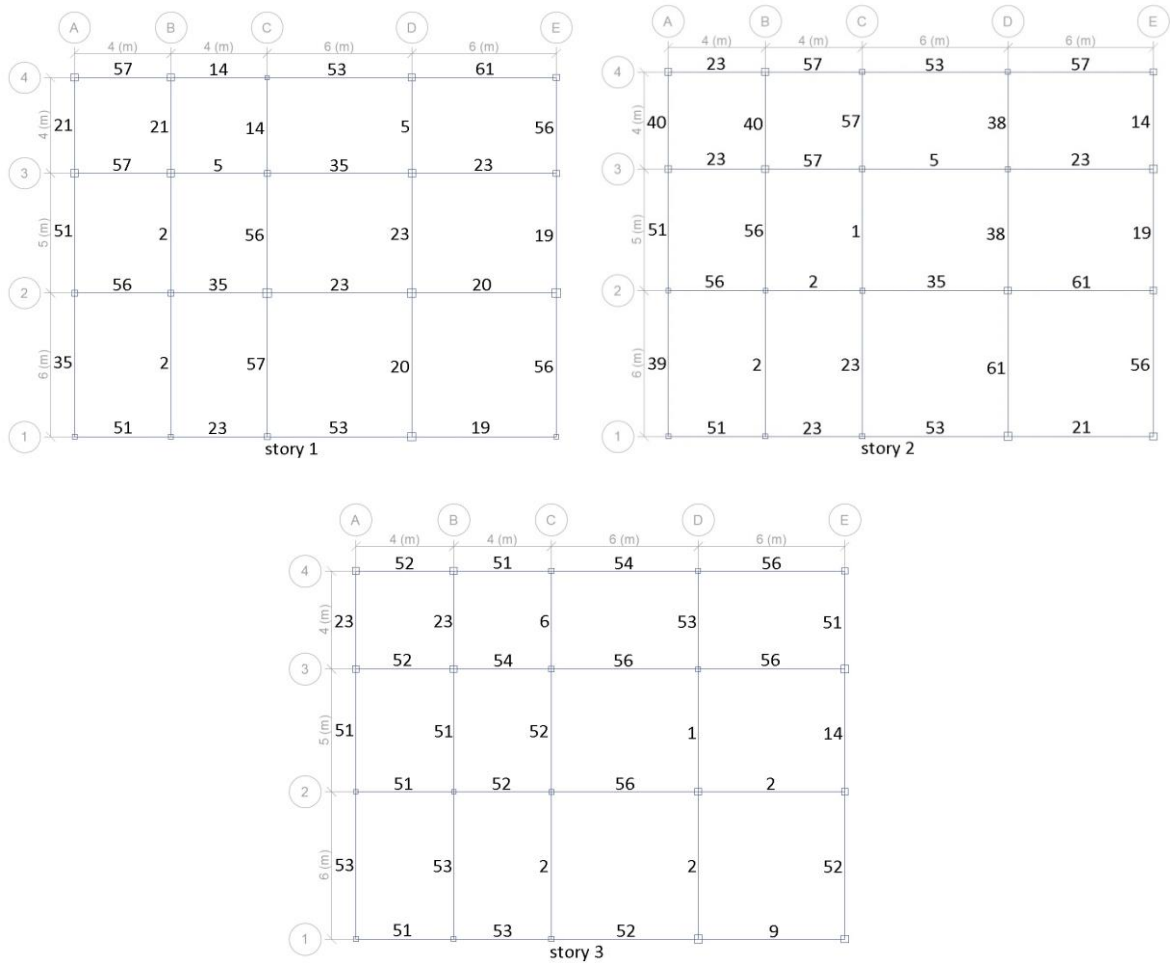
شکل (۱۵-۳) نمای سه‌بعدی ساختمان ۸ طبقه نامنظم

سازه سه طبقه نامنظم ۱-۲-۳-۳

شماره گذاری مقاطع سازه به صورت شکل های زیر می باشد.



شکل (۱۶-۳) نمای ساختمان سه طبقه نامنظم



شکل (۳-۱۷) پلان ساختمان سه طبقه نامنظم

شماره گذاری مقاطع پنج و هشت طبقه نامنظم پیچشی در پلان در پیوست قرار داده شده است.

در جدول ۳-۴ مختصات نقاط مرکز جرم و مرکز سختی سازه‌ها مشاهده می‌گردد.

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 ۴۰ درصد باشد نامنظم شدید پیچشی محسوب می‌شود این مقادیر برای سازه‌های مورد بحث در این پژوهش در جدول ۳-۵ نمایش داده شده‌اند.

جدول ۳-۴ مقادیر مختصات مرکز جرم و سختی

نوع ساختمان	شماره طبقه	مختصات مرکز جرم در جهت محور X	مختصات مرکز جرم در جهت محور Y	مختصات مرکز سختی در جهت محور X	مختصات مرکز سختی در جهت محور Y
سه طبقه منظم	۱	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰ متر	۷,۵ متر
	۲	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰ متر	۷,۵ متر
	۳	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰ متر	۷,۵ متر
سه طبقه نامنظم	۱	۹,۹۹ متر	۷,۵۲ متر	۹,۸۴ متر	۸,۲۱ متر
	۲	۹,۹۸ متر	۷,۵۲ متر	۹,۴۴ متر	۸,۲۳ متر
	۳	۹,۹۹ متر	۷,۵۱ متر	۹,۱۴ متر	۸,۱۸ متر
پنج طبقه منظم	۱	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰ متر	۷,۵ متر
	۲	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۸ متر	۷,۵ متر
	۳	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۳ متر	۷,۵ متر
	۴	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۶ متر	۷,۵ متر
	۵	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۹ متر	۷,۵ متر
پنج طبقه نامنظم	۱	۹,۹۶ متر	۷,۵۶ متر	۹,۱۵ متر	۹,۱۲ متر
	۲	۹,۹۶ متر	۷,۵۵ متر	۸,۹۷ متر	۹,۲۸ متر
	۳	۹,۹۷ متر	۷,۵۵ متر	۹,۰۱ متر	۹,۲۴ متر
	۴	۹,۹۷ متر	۷,۵۴ متر	۹,۰۴ متر	۹,۳۱ متر
	۵	۹,۹۶ متر	۷,۵۳ متر	۸,۹۳ متر	۹,۳ متر
هشت طبقه منظم	۱	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰,۰۲ متر	۷,۵ متر
	۲	۱۰ متر	۷,۵ متر	۱۰,۰۱ متر	۷,۵ متر
	۳	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۸ متر	۷,۵ متر
	۴	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۸ متر	۷,۵ متر
	۵	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۹ متر	۷,۵ متر
	۶	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۸ متر	۷,۵ متر
	۷	۱۰ متر	۷,۵ متر	۹,۹۵ متر	۷,۵ متر

۷,۵ متر	۹,۹۳ متر	۷,۵ متر	۱۰ متر	۸	
۸,۱۶ متر	۹,۳۲ متر	۷,۵۴ متر	۹,۹۸ متر	۱	هشت طبقه نامنظم
۸,۲ متر	۹,۱۹ متر	۷,۵۳ متر	۹,۹۸ متر	۲	
۸,۱۷ متر	۹,۲۵ متر	۷,۵۳ متر	۹,۹۸ متر	۳	
۸,۱۶ متر	۹,۳۲ متر	۷,۵۳ متر	۹,۹۹ متر	۴	
۸,۱۴ متر	۹,۳۳ متر	۷,۵۳ متر	۹,۹۹ متر	۵	
۸,۱۱ متر	۹,۳۸ متر	۷,۵۲ متر	۹,۹۹ متر	۶	
۸,۱۲ متر	۹,۴ متر	۷,۵۲ متر	۱۰ متر	۷	
۷,۹۵ متر	۹,۷۱ متر	۷,۵۱ متر	۱۰ متر	۸	

جدول ۳-۵ مقادیر فاصله مرکز جرم و سختی نسبت به بعد ساختمان و حداکثر تغییر مکان نسبی به تغییر مکان نسبی متوسط

نوع ساختمان	شماره طبقه	فاصله مرکز جرم و مرکز سختی نسبت به بعد ساختمان در جهت X	فاصله مرکز جرم و مرکز سختی نسبت به بعد ساختمان در جهت Y	مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان به متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان
سه طبقه منظم	۱	۰	۰	۱
	۲	۰	۰	۱
	۳	۰	۰	۱
سه طبقه نامنظم	۱	٪۰,۸	٪۴,۶	۱,۱۹
	۲	٪۲,۷	٪۴,۸	۱,۲
	۳	٪۴,۳	٪۴,۵	۱,۲۴
پنج طبقه منظم	۱	۰	۰	۱
	۲	٪۰,۱	۰	۱
	۳	٪۰,۳	۰	۱
	۴	٪۰,۲	۰	۱
	۵	۰	۰	۱
پنج طبقه نامنظم	۱	٪۴,۱	٪۱۰,۴	۱,۲۲

۱,۲۲	%۱۱,۵	%۵	۲	
۱,۲۳	%۱۱,۳	%۴,۸	۳	
۱,۲۳	%۱۱,۸	%۴,۷	۴	
۱,۲۵	%۱۱,۸	%۵,۲	۵	
۱	۰	%۰,۱	۱	
۱	۰	%۰,۱	۲	هشت طبقه منظم
۱	۰	%۰,۱	۳	
۱	۰	%۰,۱	۴	
۱	۰	%۰,۱	۵	
۱	۰	%۰,۱	۶	
۱	۰	%۰,۲	۷	
۱	۰	%۰,۳	۸	
۱,۲۲	%۴,۱	%۳,۳	۱	
۱,۲۳	%۴,۵	%۴	۲	
۱,۲۱	%۴,۳	%۳,۷	۳	
۱,۱۹	%۴,۲	%۳,۴	۴	
۱,۲۱	%۴,۱	%۳,۳	۵	
۱,۲	%۴	%۳,۱	۶	
۱,۲	%۴	%۳	۷	
۱,۱۸	%۲,۹	%۱,۵	۸	

۳-۳-۳ مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه‌ها

جهت مشخص شدن مفاصل ایجادشده در سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور^۱ که به صورت یک سری تحلیل‌های افزایش استاتیکی می‌باشد برای به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه استفاده می‌شود [۴۳]. بر اساس این تحلیل یک تغییر مکان که به تغییر مکان هدف معروف است برای سازه حاصل می‌شود این تغییر مکان در واقع نشان‌دهنده همان تغییر مکانی است که سازه در زلزله طرح تجربه خواهد کرد و بر اساس این منحنی مقدار برش پایه نظیر این تغییر مکان نیز برای سازه حاصل می‌شود که پارامتر مؤثری در تحلیل سازه‌ها به شمار می‌رود. میزان خسارت‌هایی که در این تغییر مکان به سازه وارد می‌شود بیانگر میزان خسارت‌های وارده به سازه در اثر زلزله طرح خواهد بود بنابراین می‌توان گفت آنالیز تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور در حین سادگی ابزار قدرتمندی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشد و دید مناسبی از رفتار سازه از ابتدای تغییر شکل تا رسیدن به یک حد معین از تغییر مکان ارائه می‌دهد و جهت مشخص نمودن مفاصل ایجادشده در سطوح مختلف خرابی به کار می‌رود.

سطوح مختلف خرابی عبارت‌اند از ، سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه^۲، سطح عملکرد ایمنی جانی^۳ و سطح عملکرد آستانه فروریزش^۴ می‌باشد.

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطحی از عملکرد اطلاق می‌شود که در آن مقاومت و سختی اجزای سازه‌ای تغییر قابل توجهی پیدا نکرده و اجزای غیر سازه‌ای دچار خرابی جزئی شوند به گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها ، راهروها ، پله‌ها و آسانسورها مختل نشده و استفاده بی‌وقفه از آن‌ها میسر باشد

¹ Pushover

² Immediate Occupancy Performance (IO)

³ Life Safety Performance (LS)

⁴ Collapse Prevention Performance (CP)

سطح عملکرد ایمنی جانی نیز معرف سطحی از عملکرد سازه می‌باشد که خرابی در اجزای سازه‌ای ایجاد شود اما به‌اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی گردد و همچنین خرابی اجزای غیر سازه‌ای خطر جدی برای ساکنین ایجاد نکند.

در سطح عملکرد آستانه فروریزش در اثر وقوع زلزله محتمل خرابی گسترده در اجزای سازه ایجاد شده اما سازه فرونریخته و تلفات جانی به حداقل برسد.

با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آن‌ها اثر مودهای بالا عمده نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. دربار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و دربار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آن‌ها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتی که نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگ‌تر است، این امر به معنی عمده بودن اثر مودهای بالای سازه است. جدول مقادیر نیروی برشی را در طبقه تراز پایه برای مود اول و تمام مودهایی که مجموع جرم مؤثر آن‌ها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در جدول ۳-۶ مشاهده می‌گردد مقادیر برش در تمام حالات کمتر از ۳۰٪ تفاوت دارند.

جدول ۳-۶ مقادیر برش پایه سازه‌ها

نوع ساختمان	برش پایه مود اول درجهت محور X	برش پایه مود اول درجهت محور Y	برش پایه در جهت X تمام مود هایی که مجموع جرم مؤثر آنها در حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه	برش پایه در جهت Y تمام مود هایی که مجموع جرم مؤثر آنها در حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه
سه طبقه منظم	۸۲,۵۱۰۷	۸۶,۴۵۹۷	۸۷,۴۵۹۱	۹۱,۵۶۹
سه طبقه نامنظم	۸۹,۵۸۵۸	۸۸,۰۰۶۷	۹۶,۳۱۳۱	۹۶,۳۱۳۱
پنج طبقه منظم	۱۴۳,۳۹۹	۱۵۴,۱۶۳۴	۱۵۴,۱۸۹۶	۱۶۳,۹۹۷۱
پنج طبقه نامنظم	۱۷۲,۴۵۸۶	۱۷۶,۳۳۸۳	۱۸۱,۶۱۹۱	۱۸۴,۷۷۴۶
هشت طبقه منظم	۱۹۶,۴۱۹	۱۹۷,۴۸۹۴	۲۱۲,۳۷۶۳	۲۱۳,۵۴۳۹
هشت طبقه نامنظم	۲۱۰,۲۵۴۳	۱۹۲,۸۹۳۷	۲۳۰,۷۷	۲۱۹,۴۵۹۶

تغییر مکان‌های هدف محاسبه شده جهت پوش سازه تا آن نقطه با توجه به دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۴۱] برای سازه‌های مورد پژوهش به شرح جدول ۳-۷ می باشد.

جدول ۳-۷ مقادیر محاسبه شده تغییر مکان هدف برای سازه‌ها

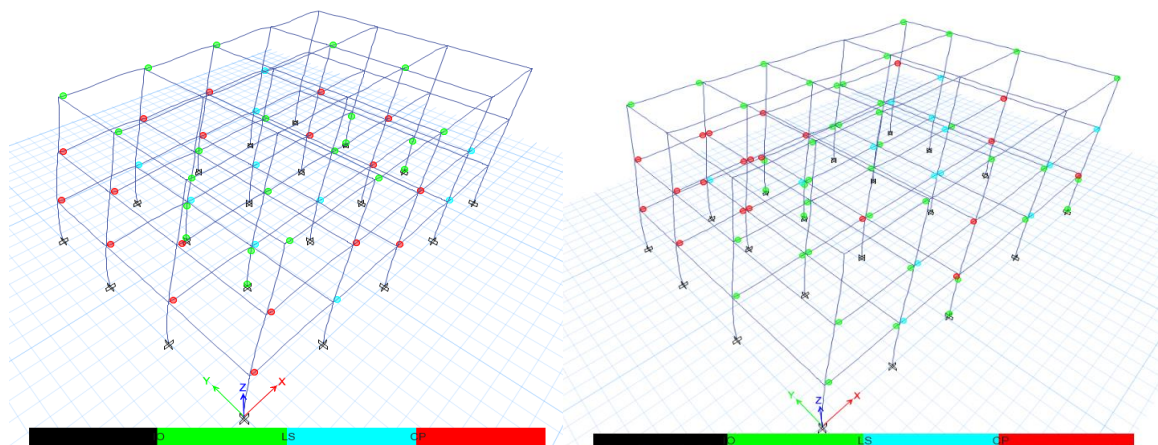
نوع ساختمان	تغییر مکان هدف در جهت محور X	تغییر مکان هدف در جهت محور Y
سه طبقه منظم	۲۸۵ میلی‌متر	۲۶۶ میلی‌متر
سه طبقه نامنظم	۳۳۰ میلی‌متر	۳۳۲ میلی‌متر
پنج طبقه منظم	۳۶۶ میلی‌متر	۳۵۲ میلی‌متر
پنج طبقه نامنظم	۳۹۰ میلی‌متر	۳۵۳ میلی‌متر
هشت طبقه منظم	۶۹۳ میلی‌متر	۶۹۴ میلی‌متر
هشت طبقه نامنظم	۷۱۵ میلی‌متر	۷۰۲ میلی‌متر

جهت اختصاص دادن مفاصل به تیرهای قاب خمشی مورد بررسی که تمام آن‌ها دارای رفتار تغییر مکان کنترل می‌باشند از جدول ۳-۸ که برگرفته از جدول موجود در صفحه ۱۵۰ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۴۳] می‌باشد استفاده می‌گردد. ستون‌های موجود در قاب خمشی‌های مورد پژوهش از نوع رفتار نیرو کنترل می‌باشند.

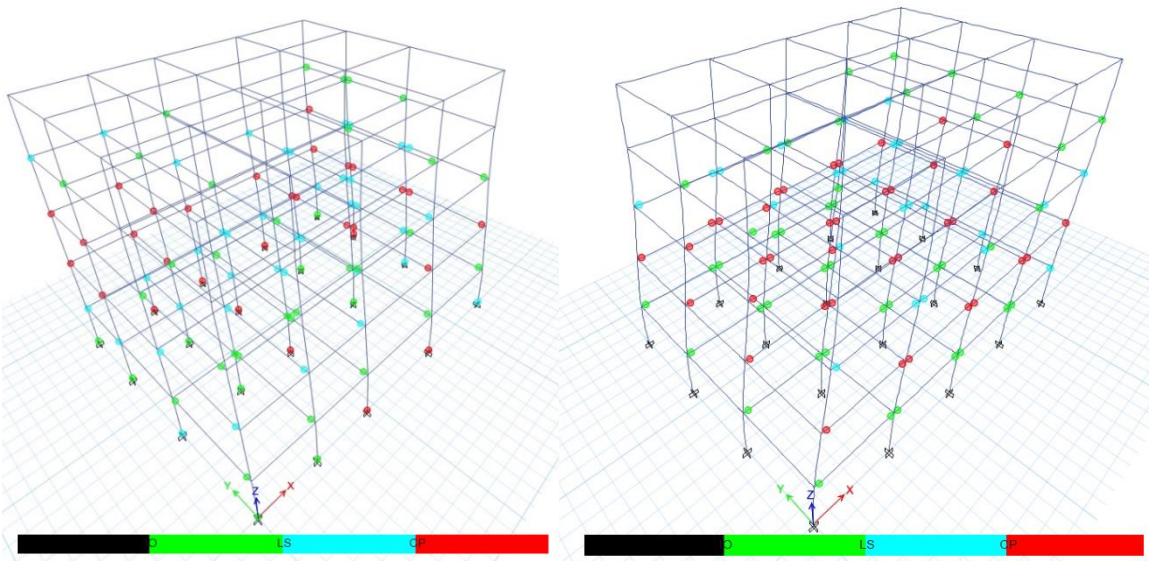
جدول ۳-۸ پارامترهای مدل‌سازی در روش غیرخطی [۴۳]

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		IO		c	b	
CP	LS	CP	LS					
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$

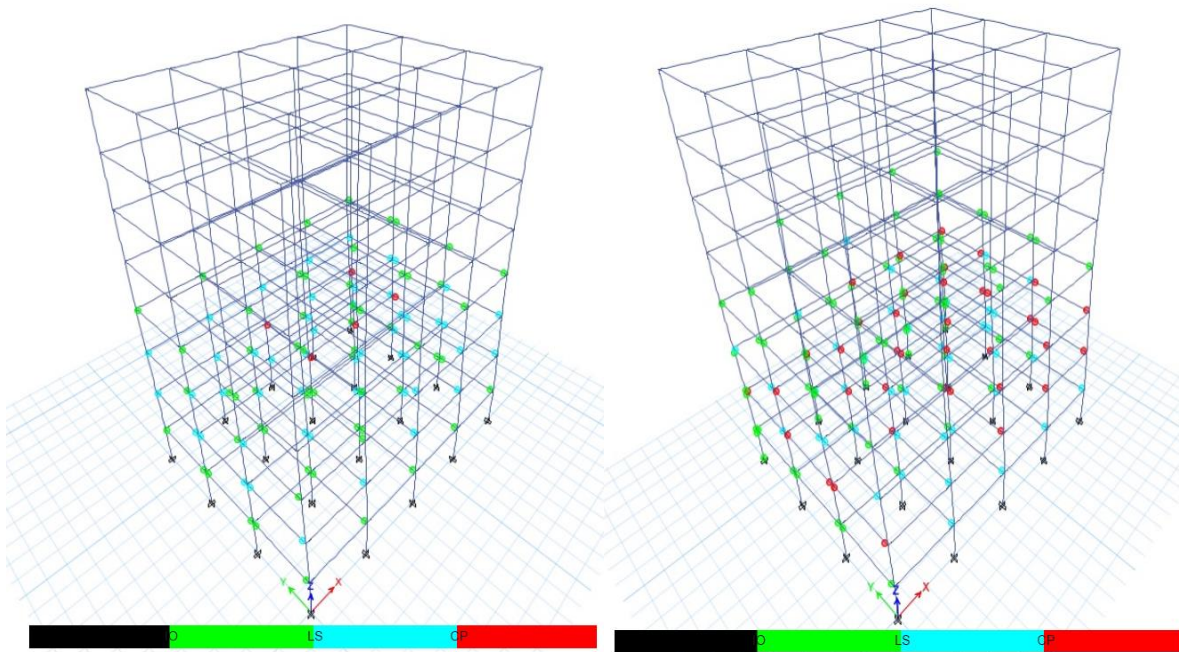
با توجه به موارد بیان شده مشخصات مفاصل ایجاد شده در سطوح خرابی مختلف در شکل‌های زیر برای سازه‌های سه، پنج و هشت طبقه منظم و نامنظم نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۸) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه منظم (شکل سمت چپ) و نامنظم (شکل سمت راست) سه طبقه



شکل (۳-۱۹) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه منظم (شکل سمت چپ) و نامنظم (شکل سمت راست) پنج طبقه



شکل (۳-۲۰) مشخصات مفاصل ایجاد شده در سازه منظم (شکل سمت چپ) و نامنظم (شکل سمت راست) هشت طبقه

در جدول ۳-۹ تعداد مفاصل تشکیل شده در هریک از سطوح خرابی ذکر گردیده است.

جدول ۳-۹ تعداد مفاصل ایجاد شده در سازه‌ها

تعداد مفاصل وارد شده به ناحیه CP	تعداد مفاصل وارد شده به ناحیه LS	تعداد مفاصل وارد شده به ناحیه IO	نوع ساختمان
۱۸	۱۰	۲۱	سه طبقه منظم
۲۱	۱۶	۳۶	سه طبقه نامنظم
۳۸	۲۴	۴۱	پنج طبقه منظم
۳۰	۳۷	۳۷	پنج طبقه نامنظم
۵	۴۳	۵۴	هشت طبقه منظم
۳۶	۴۵	۵۸	هشت طبقه نامنظم

۳-۳-۴ مدل سازی در اپنسیس^۱

سازه‌های قاب خمشی منظم و نامنظم پیچشی پس از آن که در نرم افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند و مقاطع ستون‌ها و تیرها تعیین گردید، به صورت سه بعدی در نرم افزار اپنسیس مدل سازی می‌شوند.

زمان تناوب به دست آمده برای سازه‌های قاب خمشی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، نرم افزار ایتبس و اپنسیس در جدول ۳-۱۰ آورده شده است. با مقایسه‌ی مقادیر مربوط به نرم افزار اپنسیس و ایتبس می‌توان به صحت مدل سازی در اپنسیس پی برد.

جدول ۳-۱۰ مقادیر دوره تناوب سازه‌های مختلف

	T، زمان تناوب سازه (ثانیه)				
	استاندارد ۲۸۰۰	ETABS		OpenSEES	
		سازه منظم	سازه نامنظم	سازه منظم	سازه نامنظم
۳ طبقه	۰,۴۲۳	۰,۹۸۷	۰,۹۶۷	۰,۸۱۹	۰,۸
۵ طبقه	۰,۶۲۸	۱,۱۶۱	۱,۱۷۸	۰,۹۵۷	۰,۹۸۹
۸ طبقه	۰,۹	۱,۷۷۸	۱,۷۷۴	۱,۴۳	۱,۳۶۷

^۱ OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

۴-۳ 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.

در این پژوهش تعداد ۲۰ رکورد زلزله، با توجه به نوع خاک ساخت گاه و طبق توصیه یو لی و همکارانش^۱ با شرایط زیر از سایت peer انتخاب شده‌اند [۲]:

- با توجه به تیپ خاک ساخت گاه، خاک دارای سرعت برشی 175-375 m/s باشد.
- ماکزیمم شتاب زمین PGA زلزله اصلی بیشتر از ۰/۴ شتاب ثقل زمین باشد.
- بزرگای پس‌لرزه‌ها باید بزرگ‌تر از ۵ ریشتر باشد.

رکوردهای انتخابی به صورت جدول ۳-۱۱ می‌باشد. قابل ذکر است همان‌گونه که در فصل اول و سوم اشاره گردید، ابتدا رکورد زلزله اصلی به سازه وارد می‌شود و تحلیل صورت می‌گیرد سپس برای نشان دادن اثر پس‌لرزه بار دیگر زلزله اصلی همراه بافاصله زمانی^۲ ۲۰ ثانیه و سپس پس‌لرزه زلزله مربوطه به سازه وارد گردیده و تحلیل صورت می‌گیرد و نتایج باهم مقایسه می‌شود.

^۱ Yue Li; Ruiqiang Song; and John W. Van De Lindt

^۲ Time gap

جدول ۳-۱۱ مشخصات رکوردهای زلزله

شماره رکورد	نام رکورد	نام ایستگاه	تیپ خاک	بزرگای زلزله (ریشتر)	PGA(g)
1	chalfant valley	Zack Brothers Ranch	III	6/19	0/447
2	COALINGA	oil-city	III	5/77	0/398
3	northridge	Sun Valley - Roscoe Blvd	III	6/69	0/604
4	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #11	III	6/53	0/37
5	Coalinga	14th & Elm (Old CHP)	III	5/77	0/84
6	IMPERIAL VALLEY	Bonds Corner	III	6/53	0/776
7	mammoth lakes	Convict Creek	III	6/06	0/444
8	mammoth lakes	Fish & Game (FIS)	III	5/94	0/376
9	mammoth lakes	Mammoth Lakes H. S	III	5/69	0/44
10	Managua-Nicaragua	Managua-ESSO	III	6/24	0/371
11	Northridge	Northridge - 17645 Saticoy St	III	6/69	0/459
12	Northridge	Canoga Park - Topanga Can	III	6/69	0/392
13	Northridge	Jensen Filter Plant Administrative Building	III	6/69	0/617
14	Northridge	LA - Sepulveda VA Hospital	III	6/69	0/93
15	Northridge	Newhall - Fire Sta	III	6/69	0/59
16	Northridge	Rinaldi Receiving Sta	III	6/69	0/87
17	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #4	III	6/53	0/48
18	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #5	III	6/53	0/53
19	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #7	III	6/53	0/57
20	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #8	III	6/53	0.61

۳-۵ سطوح خرابی

مطابق با دستورالعمل 5-HAZUS-MH MR [۵] چهار سطح خرابی برای سازه معرفی شده

است، این خرابی‌ها به ترتیب کم، متوسط، زیاد و کامل می‌باشند.

با توجه به این دستورالعمل بهترین نقطه‌ای که معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش

است، نقطه‌ای است که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل می‌کند.

این نقطه دارای کمترین میزان خسارت در میان نقاط می‌باشد.

یکی از معیارهای خرابی حداکثر دررفت یا تغییر مکان نسبی بین طبقات هست. حداکثر دررفت برای سازه‌های قاب خمشی فولادی، مطابق با آیین‌نامه‌ی HAZUS-MH MR-5 [۵] در جدول ۳-۱۲ ذکر شده است. ساختمان سه‌طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه هم منظم و هم نامنظم پیچشی در پلان این پروژه طبق آیین‌نامه ذکر شده به ترتیب در دسته سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند جای می‌گیرد.

جدول ۳-۱۲ مشخصات دررفت برای سطوح خرابی مختلف [۵]

دررفت 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

۳-۶ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

همان‌گونه که در فصل دوم بیان شد جهت تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده بدین صورت استفاده گردیده است که حداکثر شتاب زلزله (PGA) اعمالی به سازه از $0.1g$ تا خرابی کامل با گام‌های $0.1g$ مقیاس شده و سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی‌های IDA ترسیم گردیده است. منحنی رفتاری سازه‌های مورد مطالعه تحت 20 شتاب‌نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل‌های بخش بعد می‌باشد.

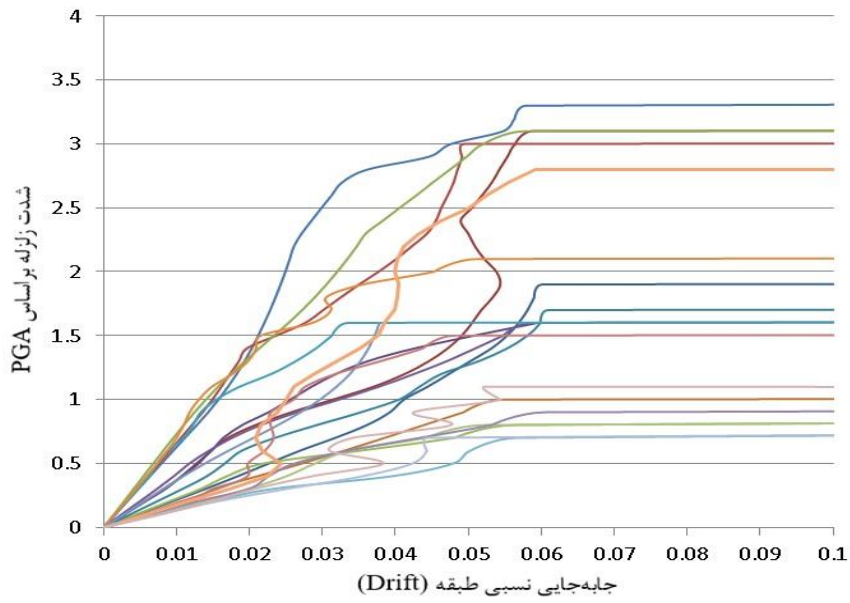
۳-۶-۱ منحنی IDA سازه‌ها تحت زلزله اصلی

رنگ‌های به کاررفته در ترسیم منحنی‌های IDA هرکدام معرف یک رکورد زلزله می‌باشد که در شکل زیر نشان داده شده است. قابل ذکر می‌باشد که زلزله مربوط به هر شماره را می‌توان از جدول شماره ۳-۱۱ مشاهده نمود.

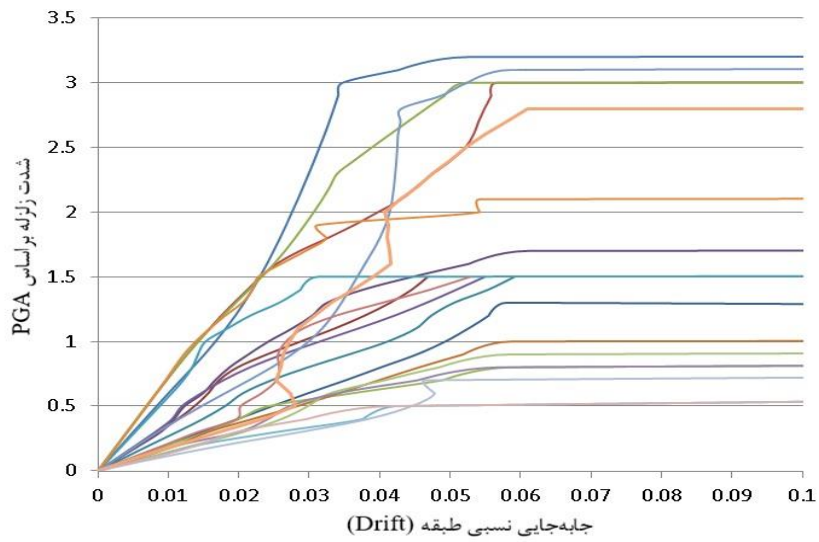
رکورد زلزله شماره ۱	رکورد زلزله شماره ۱۱
رکورد زلزله شماره ۲	رکورد زلزله شماره ۱۲
رکورد زلزله شماره ۳	رکورد زلزله شماره ۱۳
رکورد زلزله شماره ۴	رکورد زلزله شماره ۱۴
رکورد زلزله شماره ۵	رکورد زلزله شماره ۱۵
رکورد زلزله شماره ۶	رکورد زلزله شماره ۱۶
رکورد زلزله شماره ۷	رکورد زلزله شماره ۱۷
رکورد زلزله شماره ۸	رکورد زلزله شماره ۱۸
رکورد زلزله شماره ۹	رکورد زلزله شماره ۱۹
رکورد زلزله شماره ۱۰	رکورد زلزله شماره ۲۰

شکل (۳-۲۱) شماره‌گذاری رکوردهای زلزله

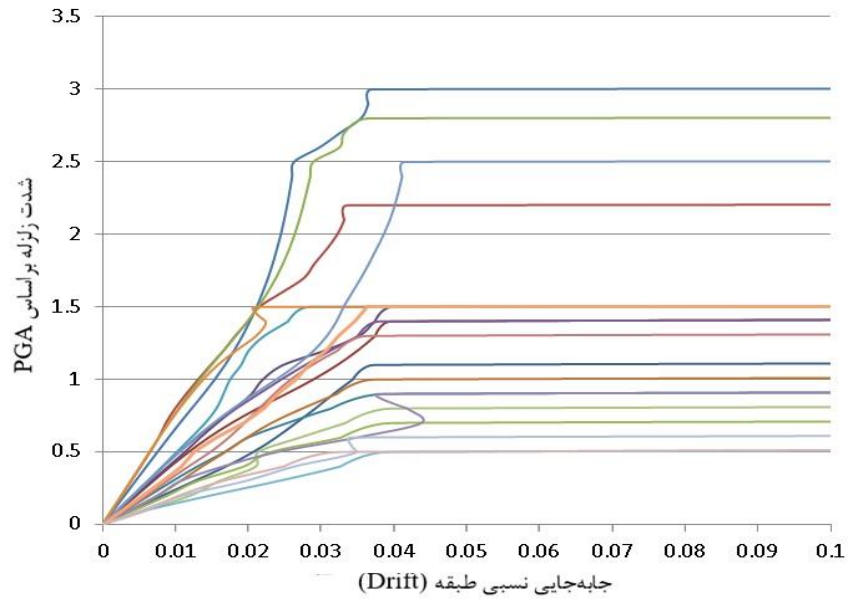
منحنی‌های IDA سازه‌های سه طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی به صورت شکل‌های صفحه بعد می‌باشد.



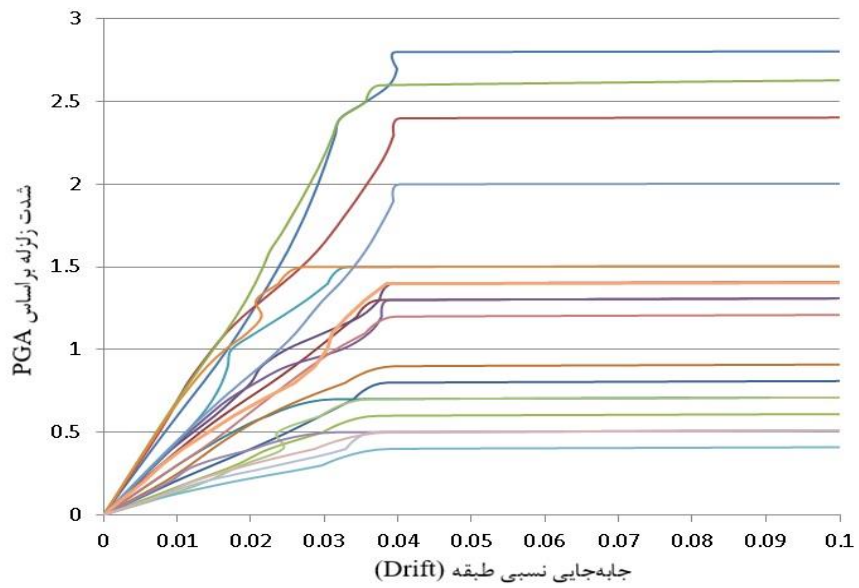
شکل (۲۲-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی



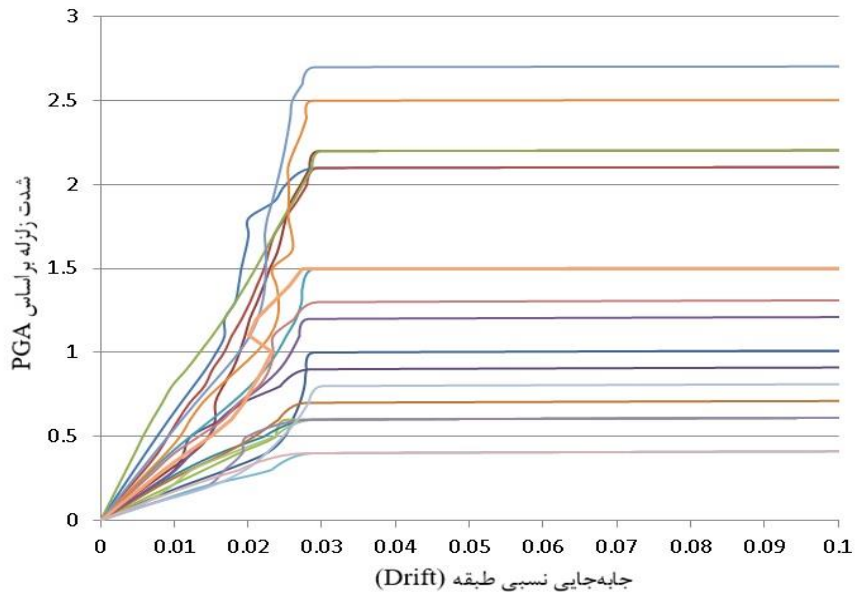
شکل (۲۳-۳) منحنی IDA ساختمان سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی



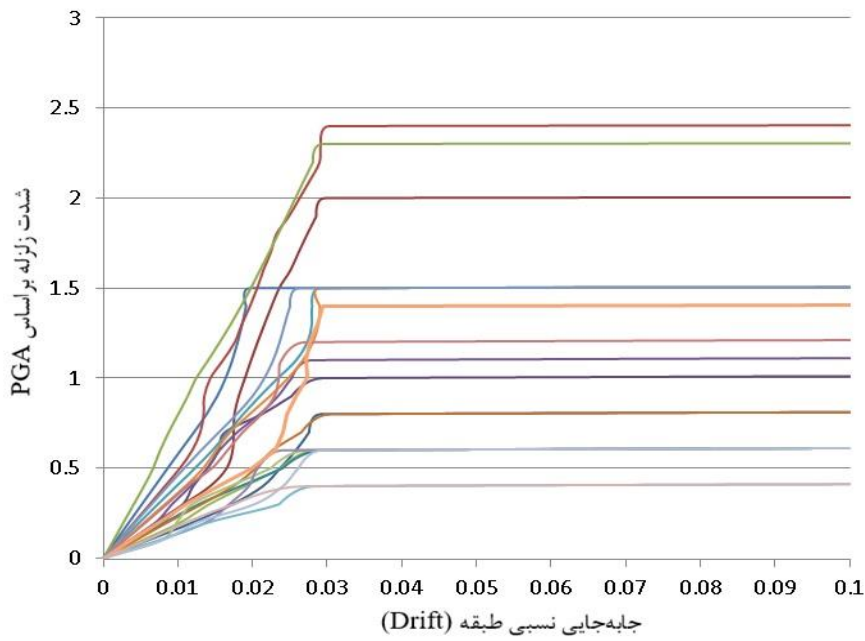
شکل (۲۴-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی



شکل (۲۵-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی



شکل (۲۶-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی

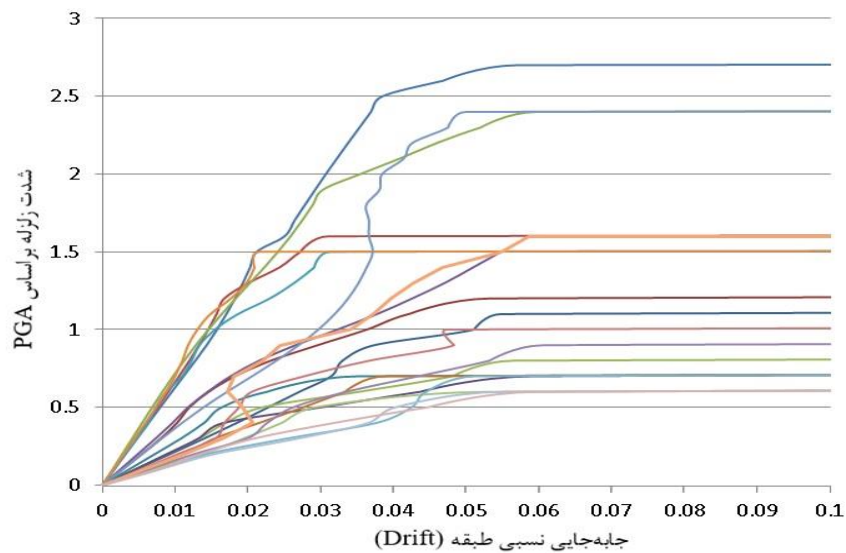


شکل (۲۷-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی

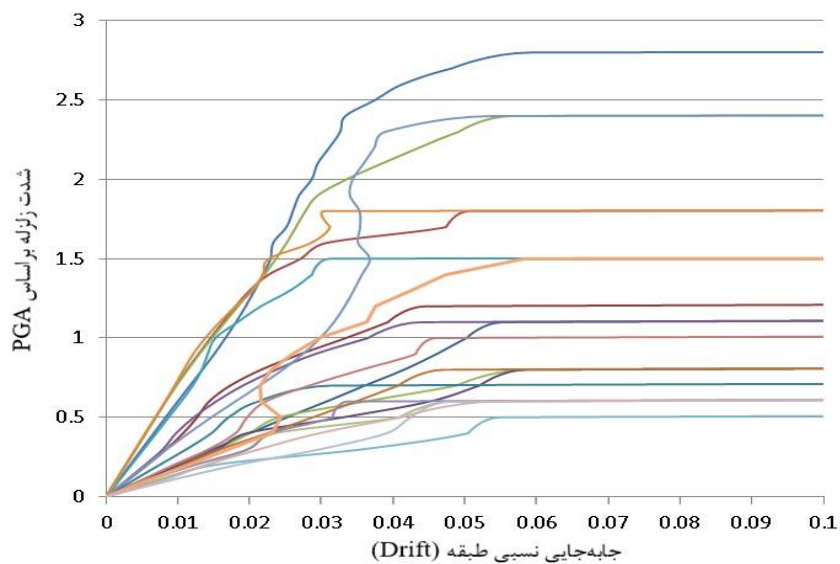
۲-۶-۳ منحنی IDA سازه‌ها تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه

منحنی‌های IDA سازه‌های سه‌طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در

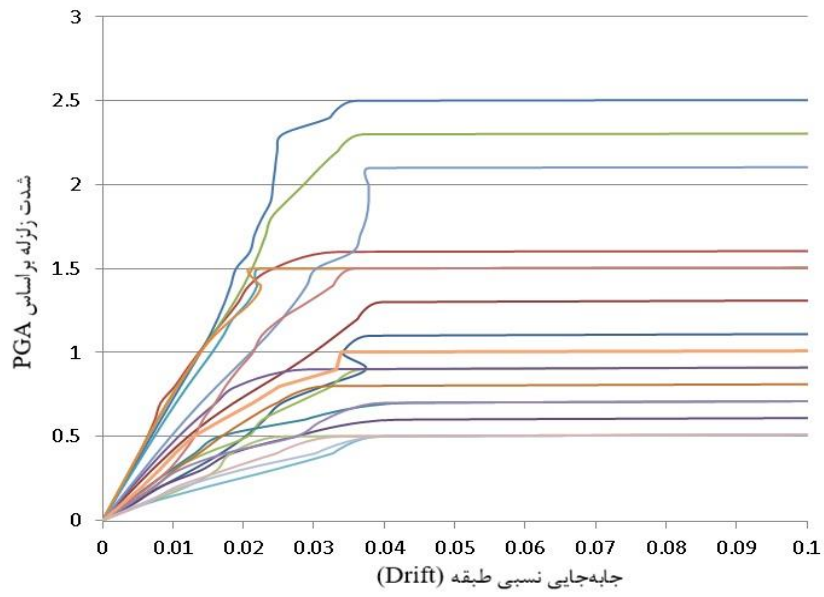
پلان تحت زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه به صورت زیر می‌باشد.



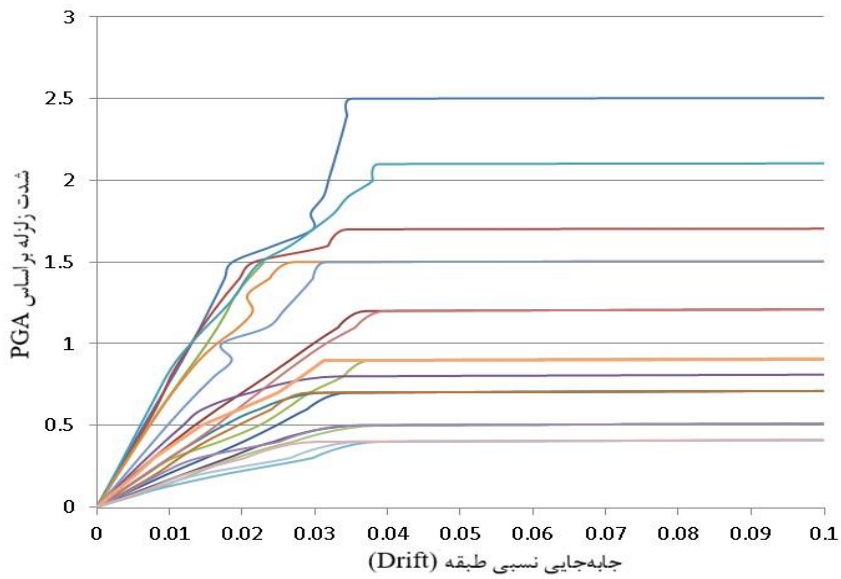
شکل (۲۸-۳) منحنی IDA ساختمان سه‌طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه



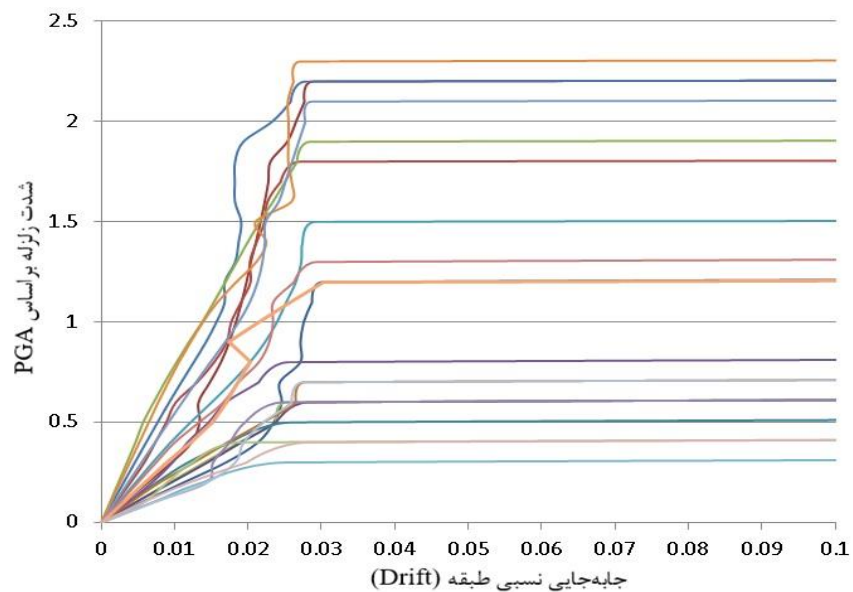
شکل (۲۹-۳) منحنی IDA ساختمان سه‌طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه



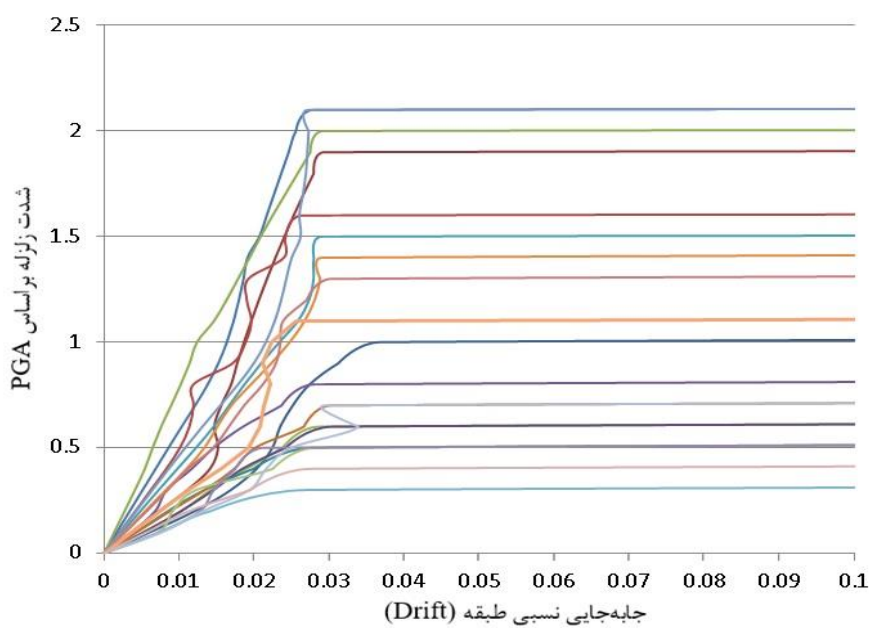
شکل (۳۰-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه



شکل (۳۱-۳) منحنی IDA ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه



شکل (۳۲-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



شکل (۳۳-۳) منحنی IDA ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه

۷-۳ ترسیم منحنی‌های شکنندگی

در صورتی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع نرمال یا لگاریتم نرمال پیروی کنند، می‌توان نشان داد که با استفاده از قاعده حد مرکزی، عملکرد مرکب حاصل شده دارای توزیع لگاریتمی نرمال خواهد بود. در نتیجه منحنی شکنندگی را می‌توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه زیر نوشت [۷].

$$P(: \leq D) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{sd}} \ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)\right] \quad (۱-۳)$$

در رابطه بالا P احتمال رسیدن یا فرا گذشت از حالت خرابی D (در این پژوهش تغییر مکان بین طبقه‌ای^۱)، β_{sd} انحراف معیار لگاریتم نرمال، S_d متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای، S_c مقدار متوسط حالت حدی مجاز که در دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برای انواع مختلف تیپ‌های ساختمانی و حالات گوناگون خرابی ارائه شده است که مقدار آن در جدول ۳-۵ در بخش قبل برای ساختمان قاب خمشی فولادی ذکر گردیده است.

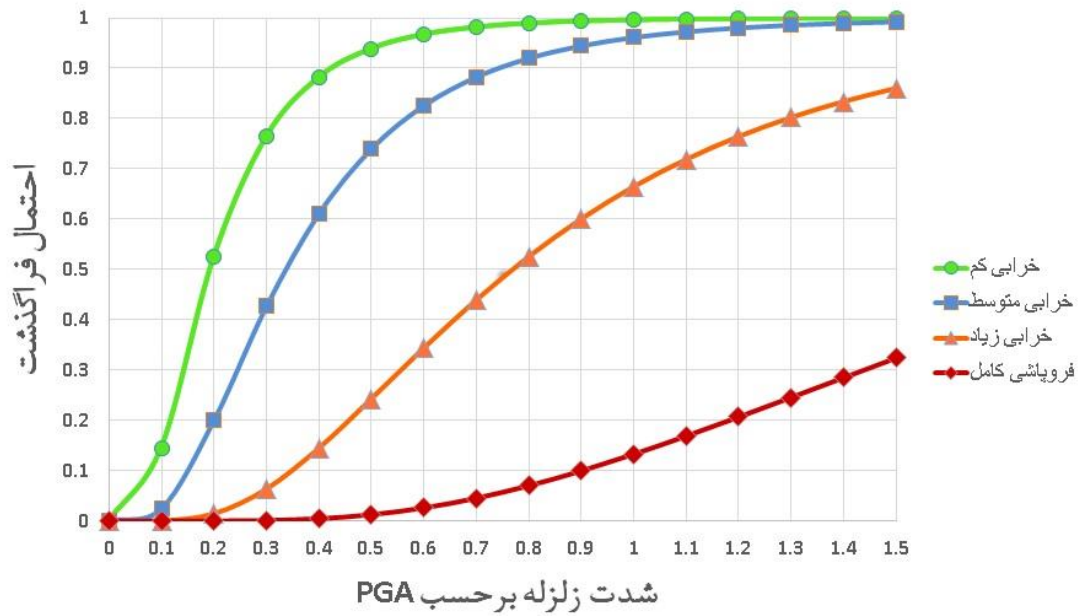
مقدار S_d نیز از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\ln(S_d) = a \ln(x) + b \quad (۲-۳)$$

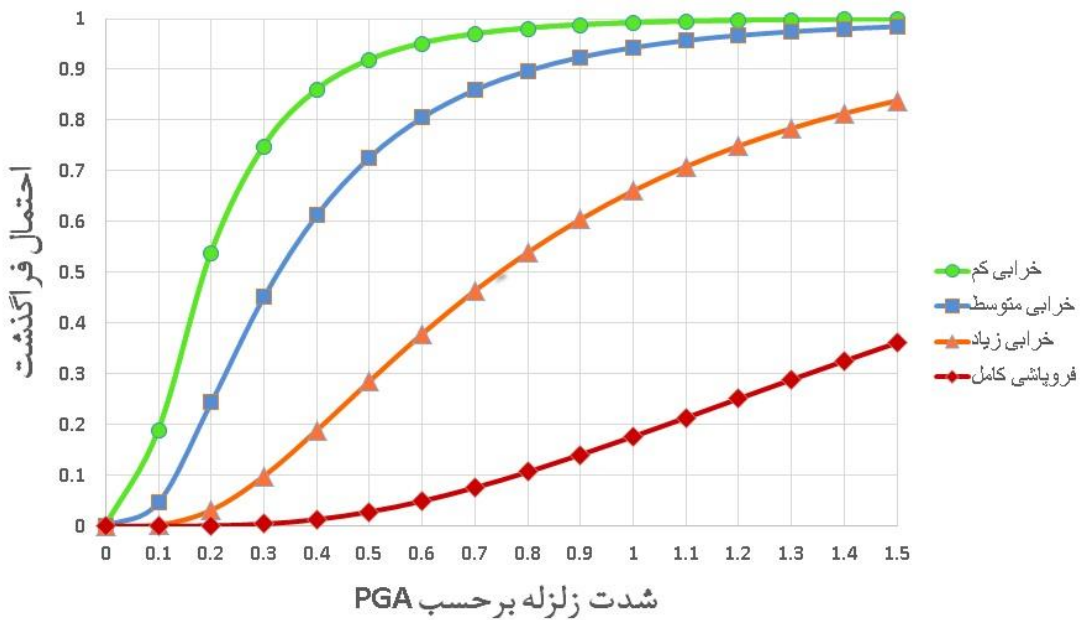
در این رابطه x پارامتر شدت جنبش زمین (PGA) می‌باشد و مقادیر a ، b ضرایب رگرسیونی می‌باشند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای، در برابر PGA های مختلف به دست می‌آید. منحنی‌های شکنندگی در واقع بیان‌گر احتمالاتی میزان خطرپذیری و یا ریسک سازه می‌باشند که در ادامه مطالب با استفاده از مفاهیم بیان شده به ترسیم این منحنی‌ها پرداخته می‌شود.

^۱ Maximum Inter Story Drift Ratio

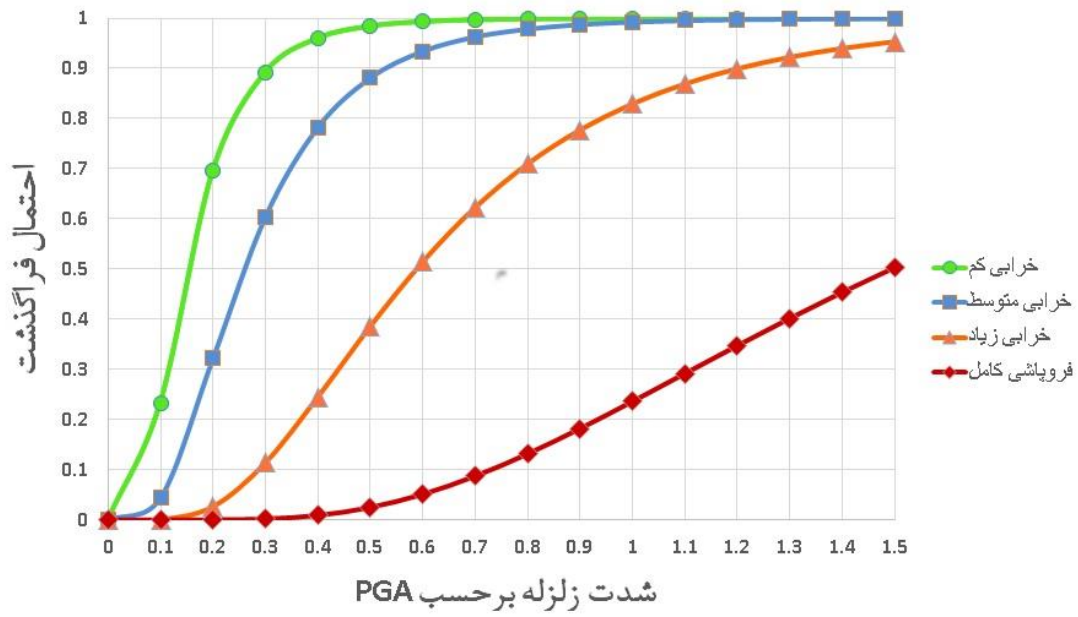
۱-۷-۳ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی



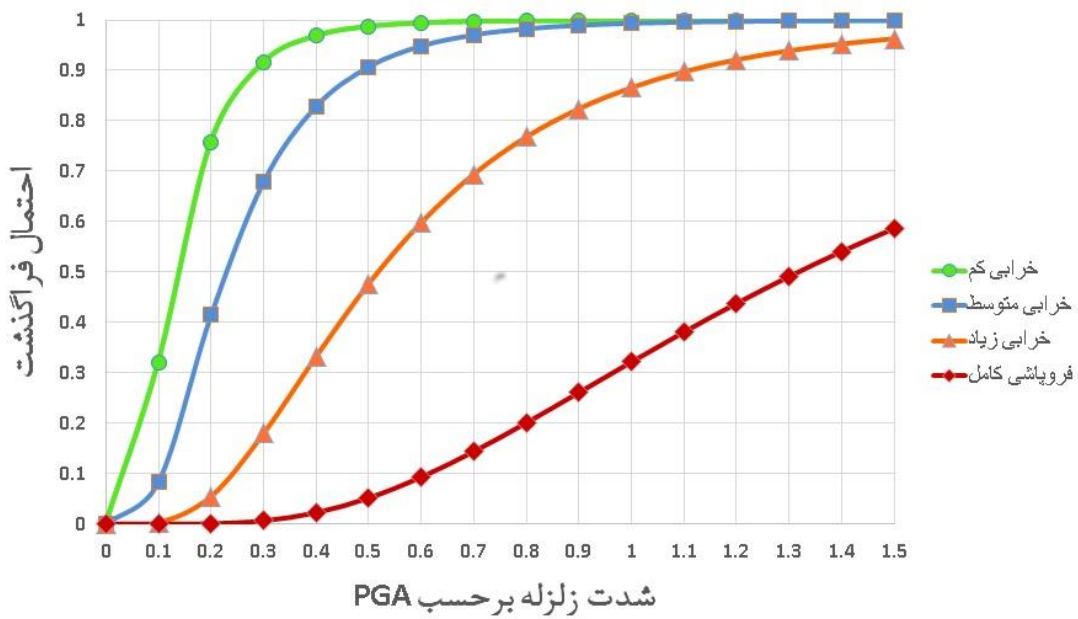
شکل (۳۴-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی



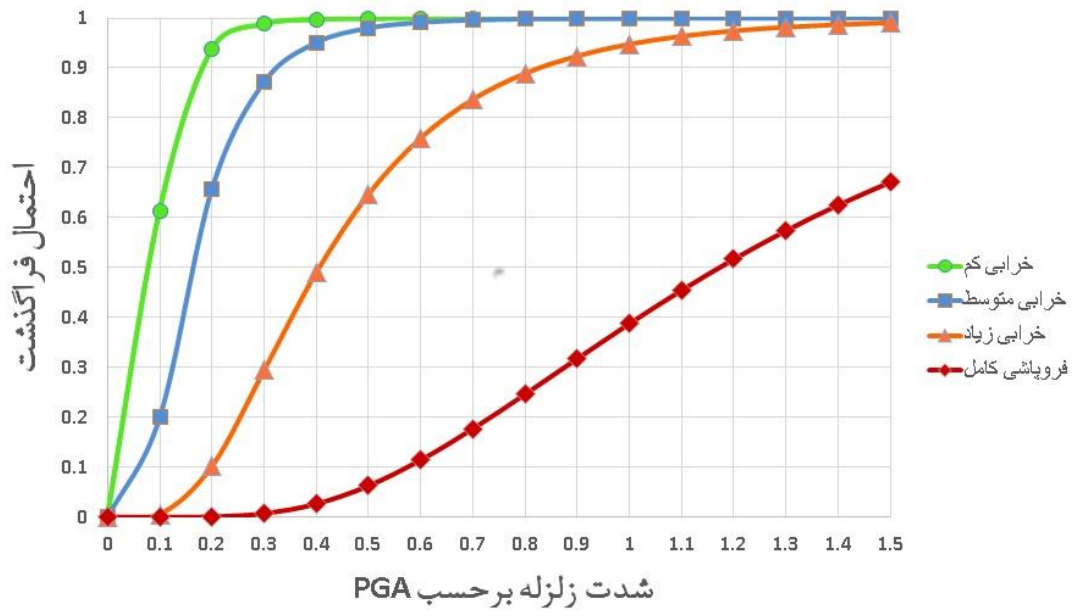
شکل (۳۵-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی



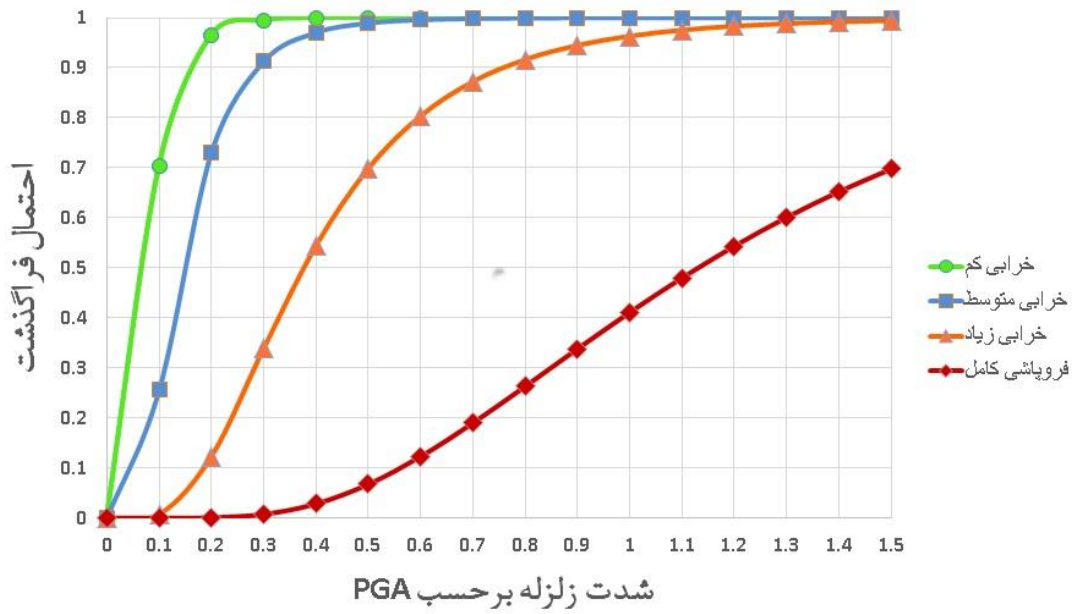
شکل (۳-۳۶) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی



شکل (۳-۳۷) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی

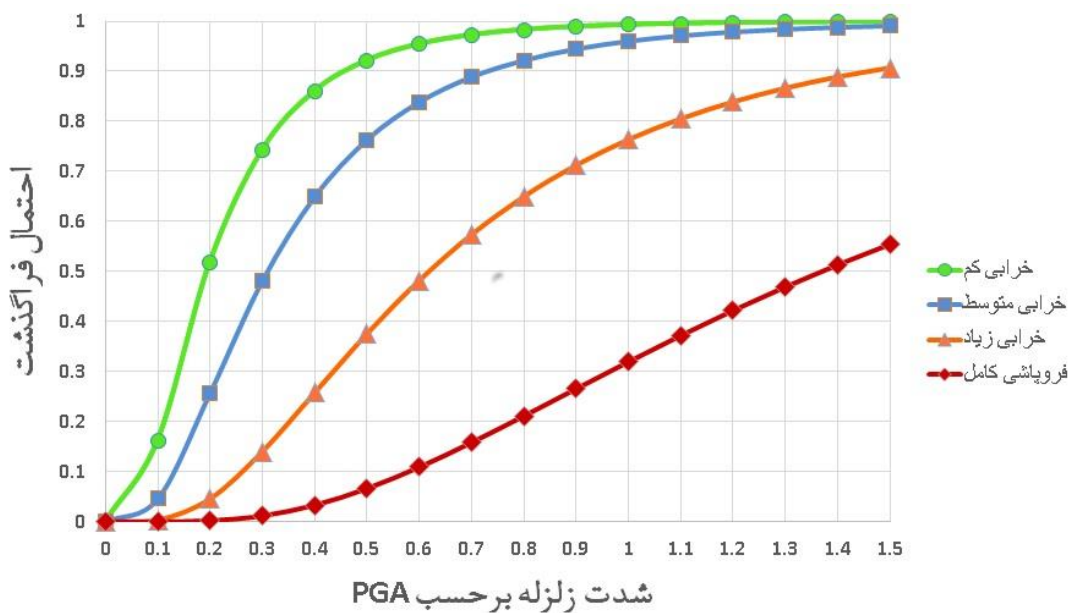


شکل (۳۸-۳) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی

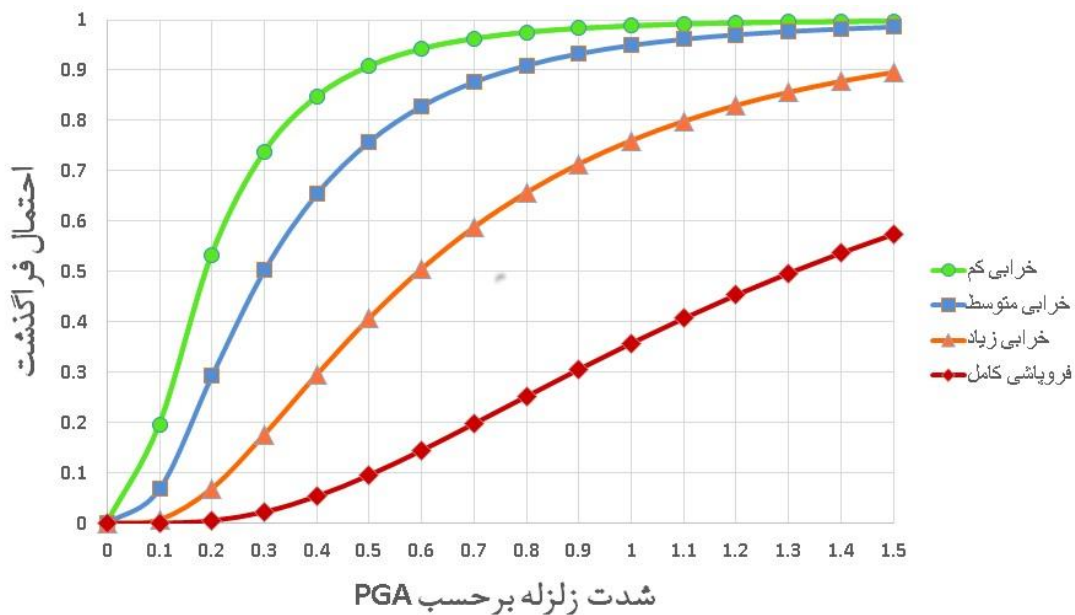


شکل (۳۹-۳) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی

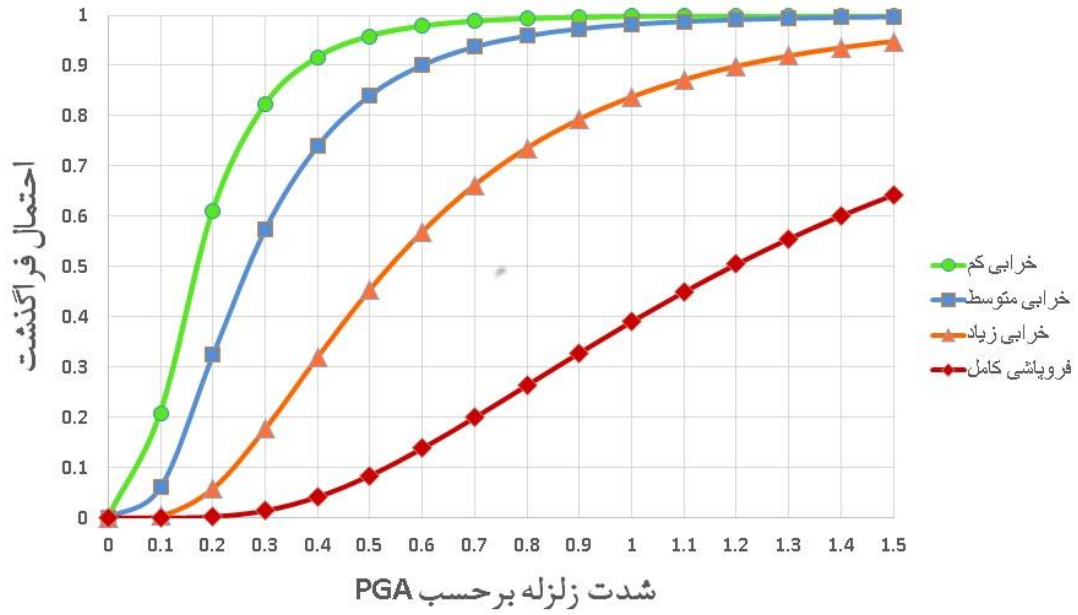
۲-۷-۳ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی و پس لرزه



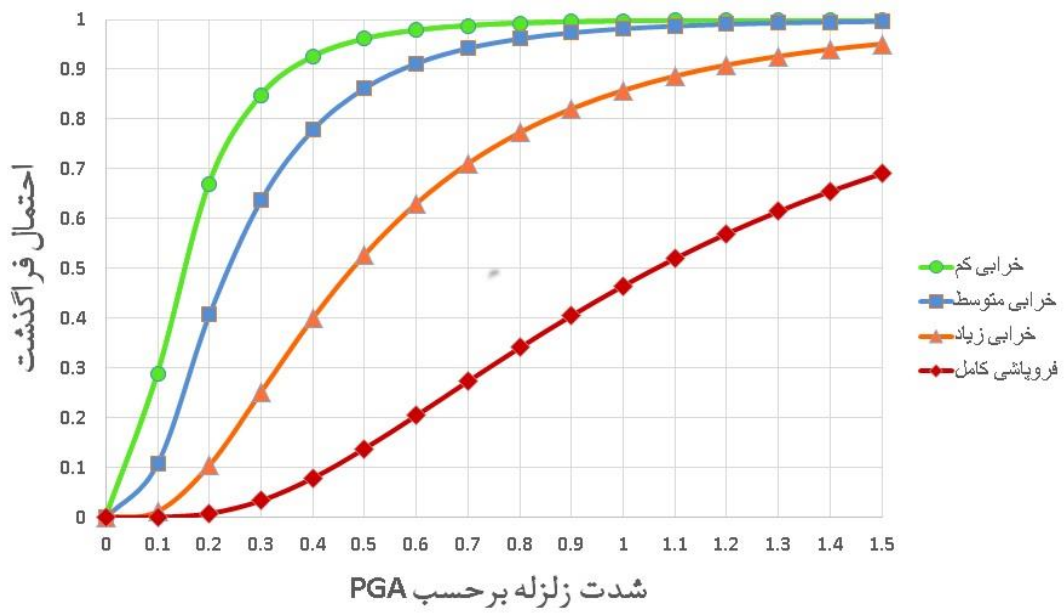
شکل (۴۰-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



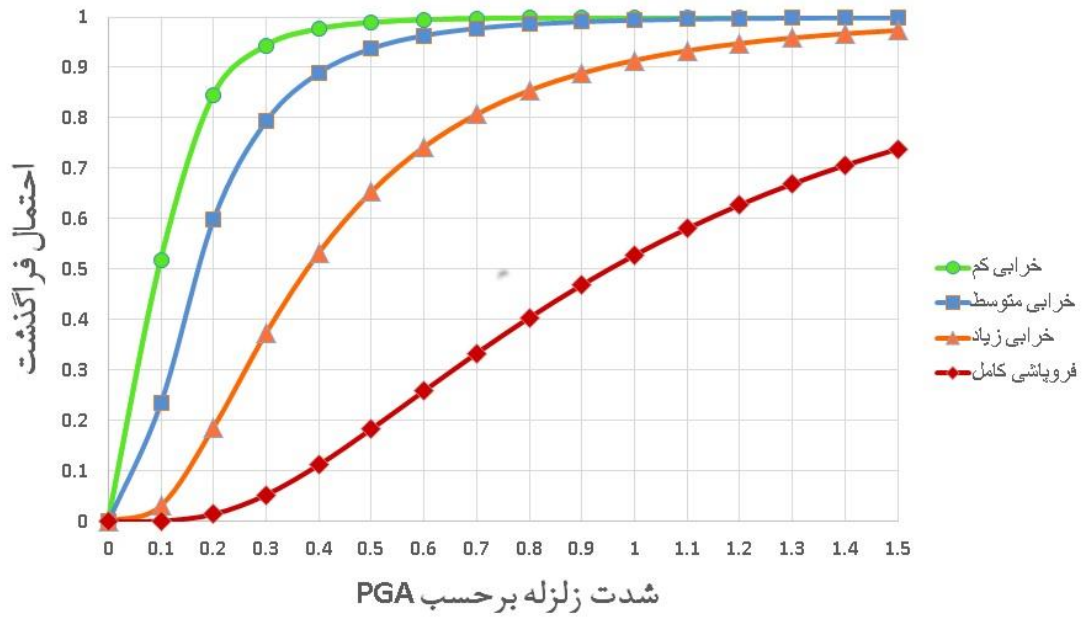
شکل (۴۱-۳) منحنی شکنندگی سازه سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



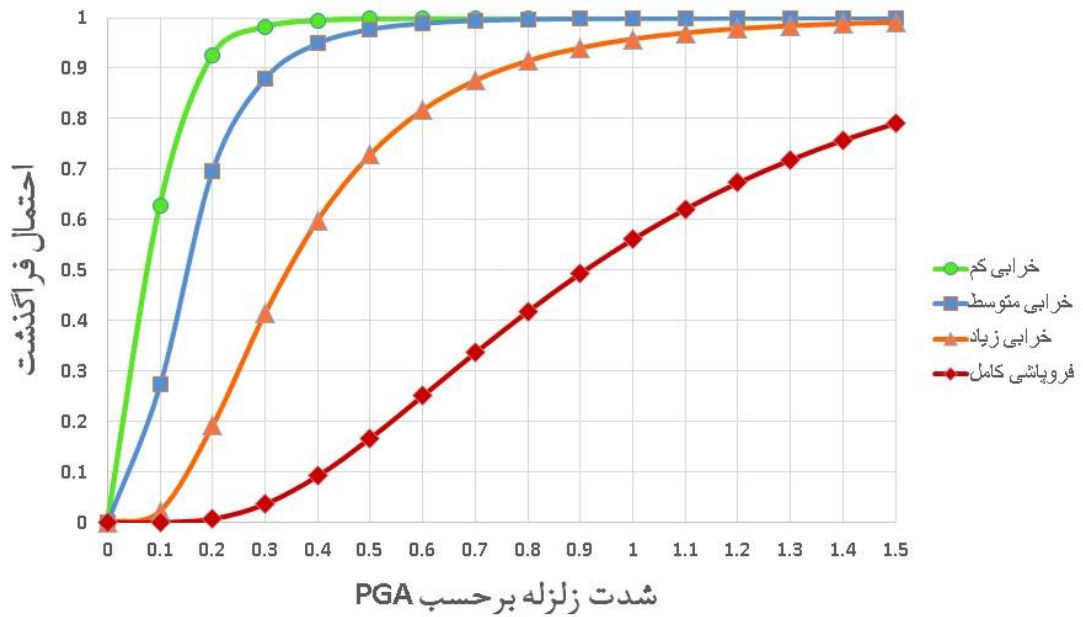
شکل (۳-۴۲) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



شکل (۳-۴۳) منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



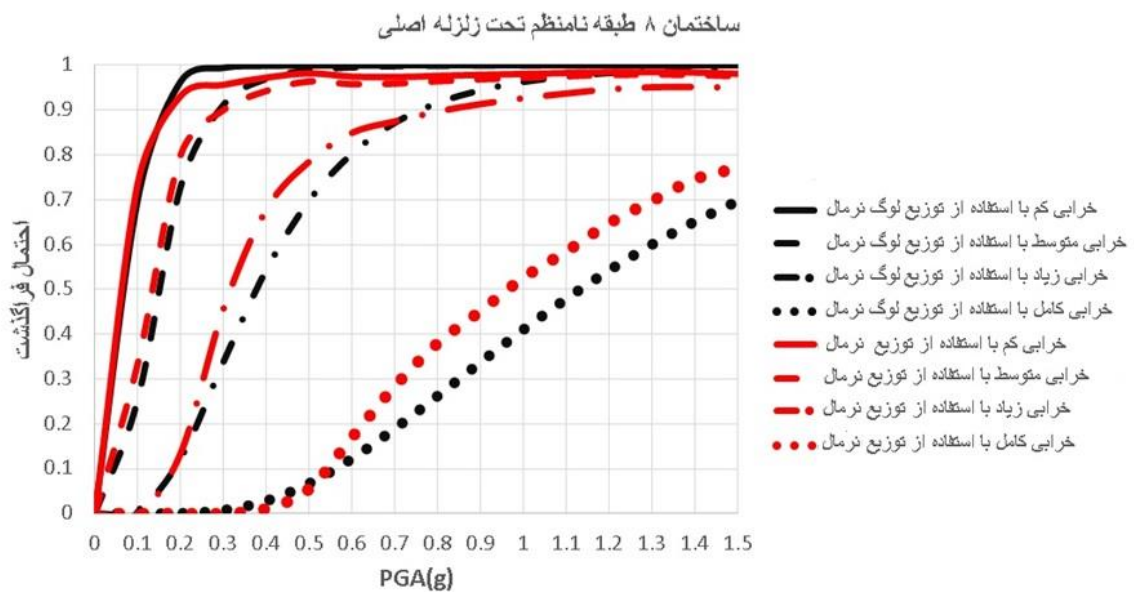
شکل (۳-۴۴) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه



شکل (۳-۴۵) منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و پس لرزه

۳-۷-۳ آنالیز حساسیت

تابع توزیع احتمالاتی به کار برده شده در این پژوهش برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، توزیع لوگ نرمال می‌باشد. سؤالی که ممکن است پیش بیاید این است که چرا از توزیع نرمال برای عملیات احتمالاتی استفاده نشده است، با توجه به آن که ممکن است نمونه از این مدل پیروی کند. جواب دادن به این پرسش نیازمند آزمایش‌های فراوان بر روی هر کدام از نمونه‌های استفاده‌شده در این پژوهش می‌باشد که شامل ساختمان‌های سه، پنج و هشت طبقه هم به صورت منظم و هم نامنظم در پلان است که امری زمان‌بر و عملاً غیرممکن می‌باشد در نتیجه برای جواب دادن به این پرسش از تابع توزیع نرمال برای ترسیم منحنی‌ها استفاده شده و سپس نمودارها با حالت توزیع لوگ نرمال مقایسه شده تا مشخص گردد به چه میزانی با هم فرق کرده‌اند.



شکل (۳-۴۶) نمودار توزیع نرمال و توزیع لوگ نرمال سازه هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی

با توجه به شکل (۳-۴۶) که منحنی توزیع لوگ نرمال و همچنین توزیع نرمال ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت اثر زلزله اصلی می‌باشد می‌توان مشاهده کرد که در سطوح خرابی کم و متوسط

نمودارها تفاوت چندانی باهم ندارند اما در سطوح خرابی زیاد و شدید توزیع نرمال در حدود ۱۰ درصد میزان خرابی را در میانه شکنندگی که مربوط به احتمال فراگذشت ۵۰ درصد است بیشتر نشان می‌دهد. به علت محدودیت فضا از آورده شدن مابقی نمودارها خودداری شده است اما می‌توان بیان نمود که در بدترین شرایط تفاوت ۱۵ درصدی در نقطه میانه شکنندگی مشاهده می‌شود.

فصل چهارم

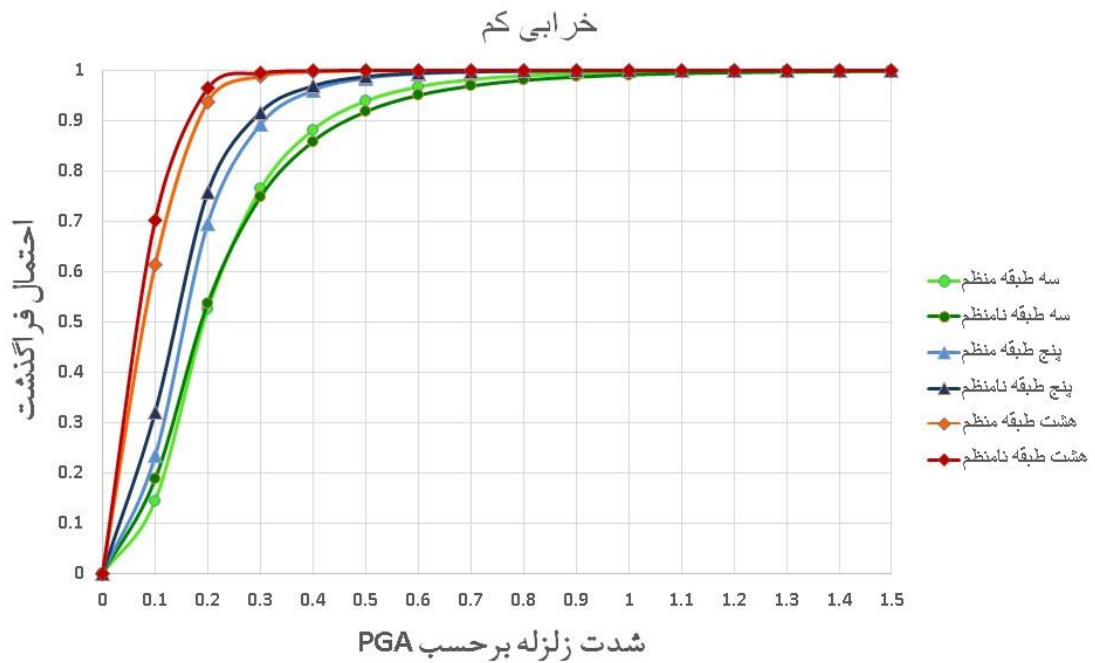
تجزیه و تحلیل نتایج

۱-۴ مقدمه

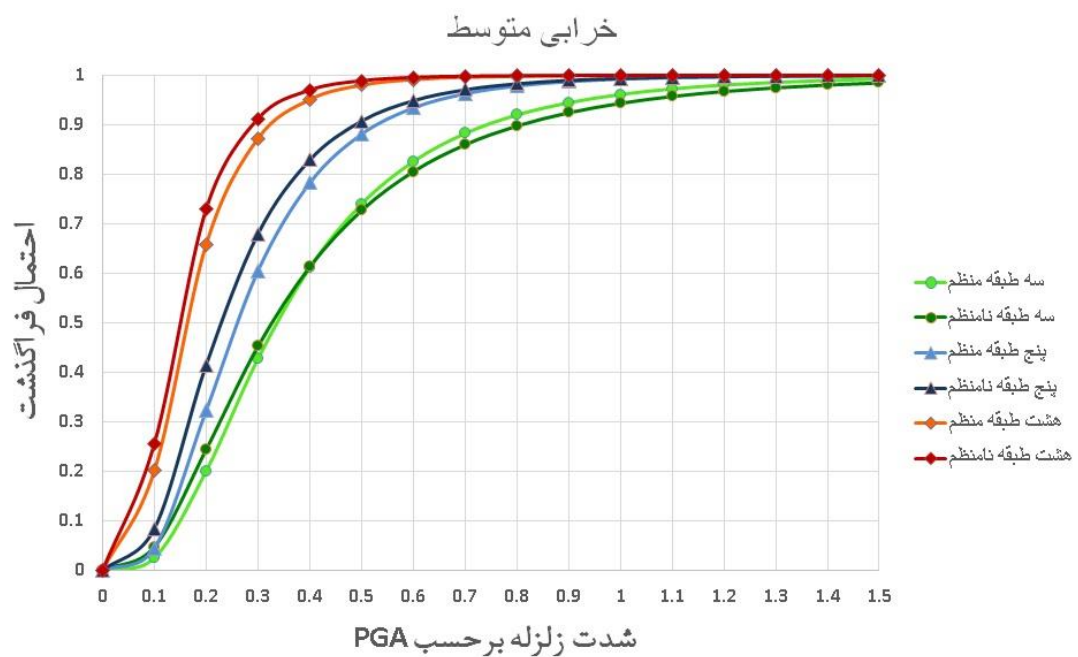
در این فصل به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از پژوهش در قالب نمودارها و جدول‌ها پرداخته می‌شود، بدین صورت که منحنی‌های شکنندگی سازه سه طبقه منظم با سازه سه طبقه نامنظم، پیچشی در پلان که هر دو تحت زلزله اصلی قرار دارند در یک نمودار آورده شده و مقایسه گردیده‌اند، سازه‌های پنج طبقه منظم و نامنظم و سپس هشت طبقه منظم و نامنظم تحت زلزله اصلی هم به همین صورت در یک نمودار آورده شده‌اند و عملکرد آن‌ها مورد قضاوت قرار گرفته است و در انتها نمودار همان سازه‌های منظم و نامنظم پیچشی در پلان این بار تحت زلزله و پس‌لرزه باهم مقایسه شده و میزان افزایش خسارت ناشی از پس‌لرزه در آن‌ها مشخص شده است.

۲-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی

جهت مقایسه بهتر منحنی‌های شکنندگی سازه‌های منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی، احتمال آسیب‌پذیری در هر یک از حالات مختلف خرابی باهم رسم شده و مقایسه می‌شود.

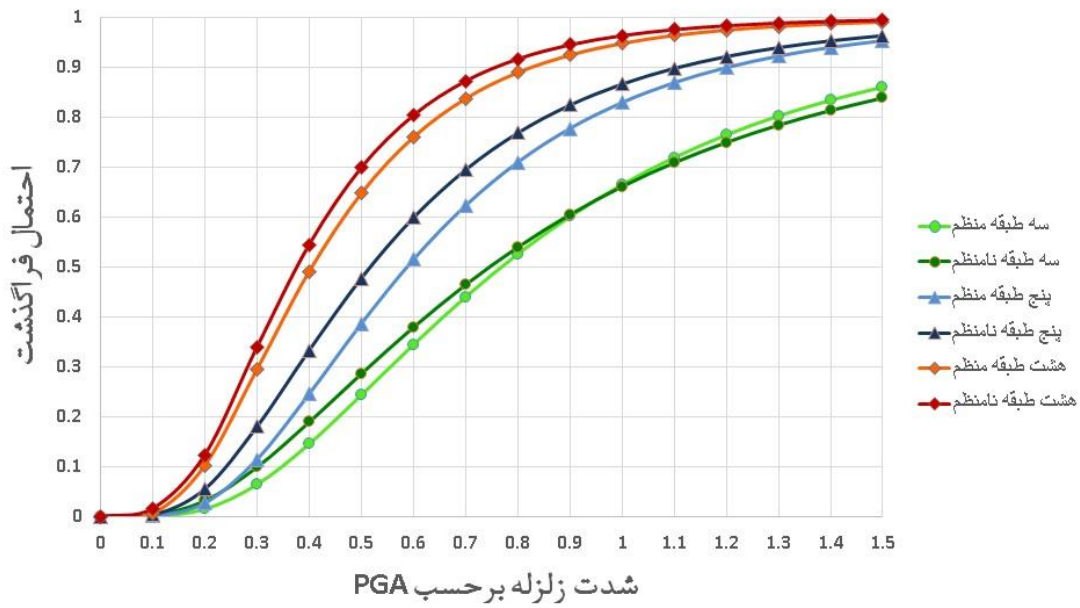


شکل (۱-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کم تحت زلزله اصلی



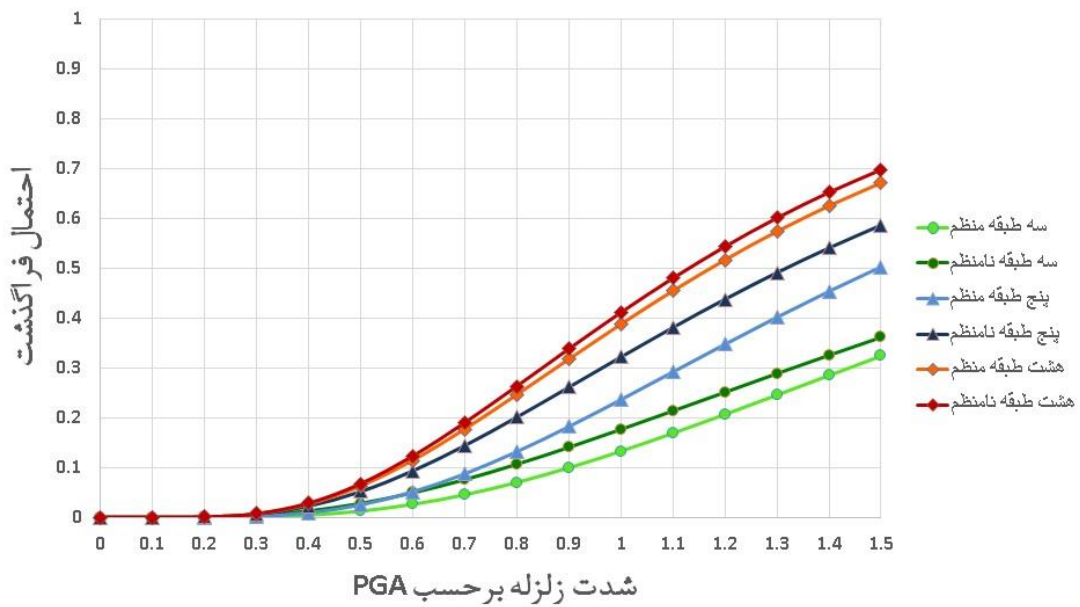
شکل (۲-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی متوسط تحت زلزله اصلی

خرابی زیاد



شکل (۳-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی زیاد تحت زلزله اصلی

فروپاشی کامل

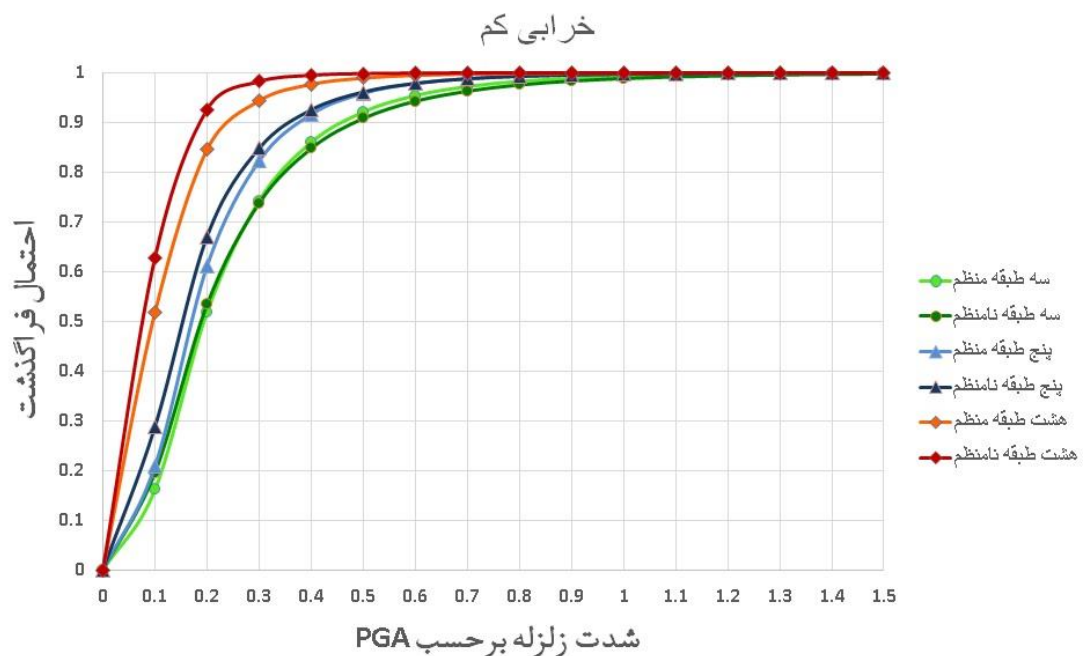


شکل (۴-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کامل تحت زلزله اصلی

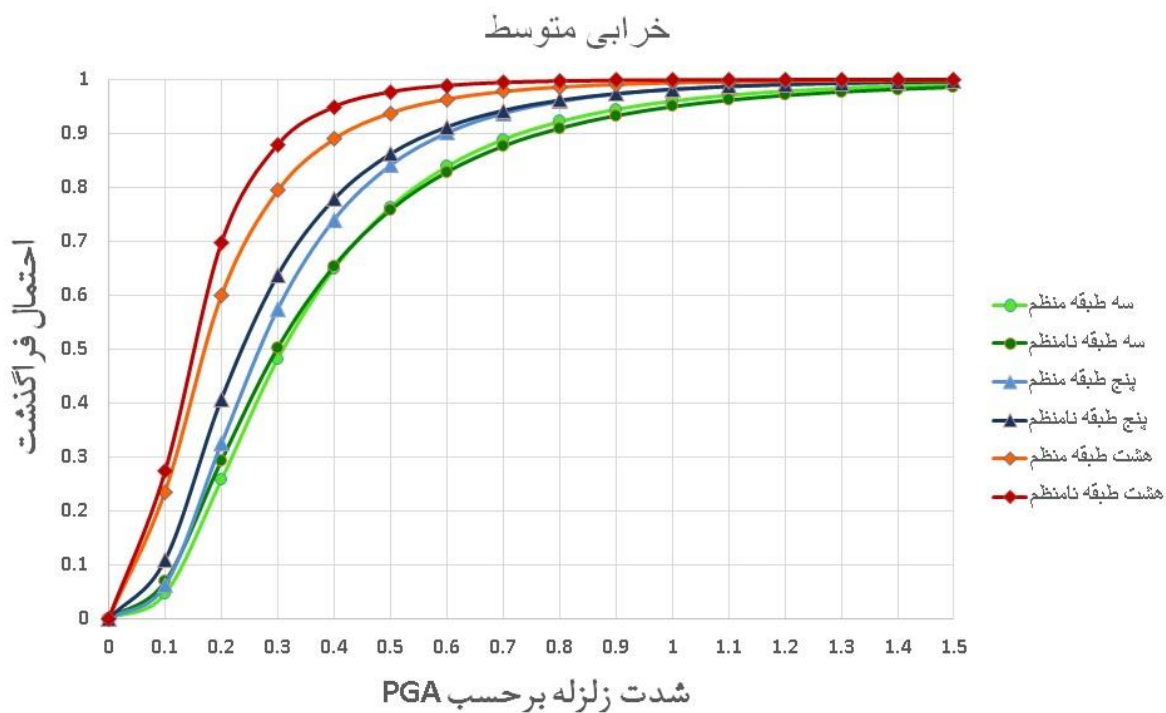
۳-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی و

پس‌لرزه

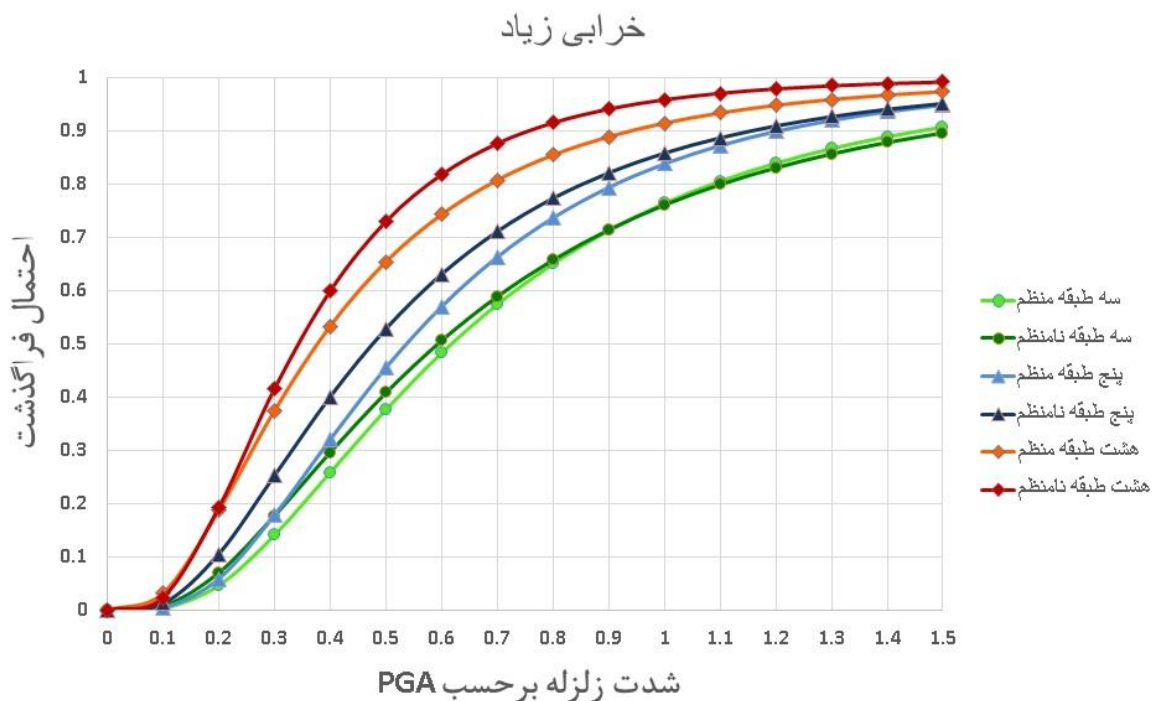
برای مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه‌های منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه، احتمال آسیب‌پذیری در هر یک از حالات مختلف خرابی مشابه قسمت قبل باهم رسم شده و مقایسه می‌شود.



شکل (۳-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کم تحت زلزله و پس‌لرزه

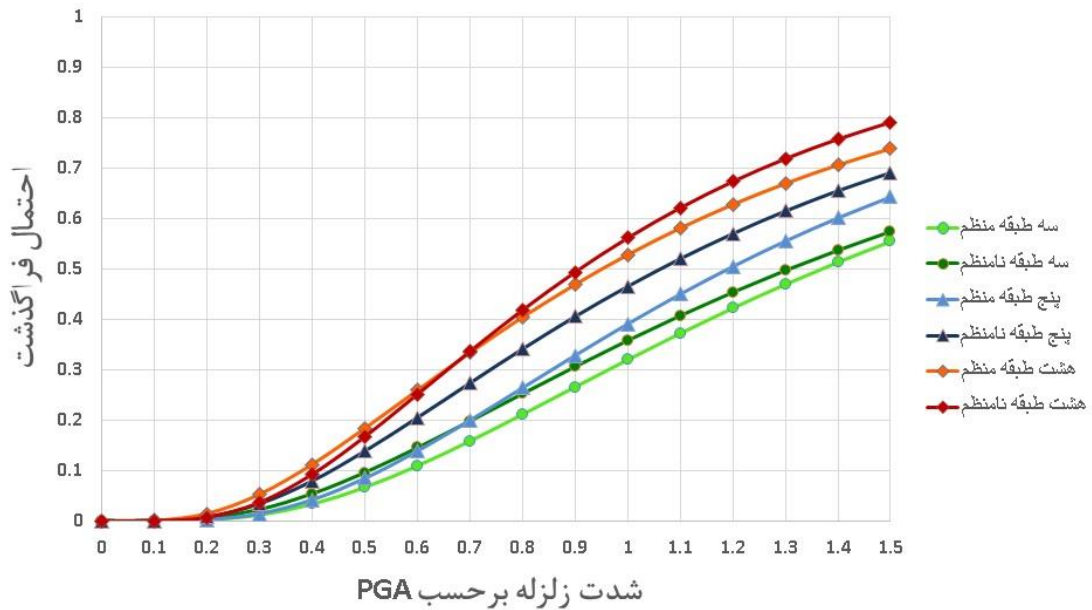


شکل (۶-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی متوسط تحت زلزله و پس‌لرزه



شکل (۷-۴) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی زیاد تحت زلزله و پس‌لرزه

فروپاشی کامل



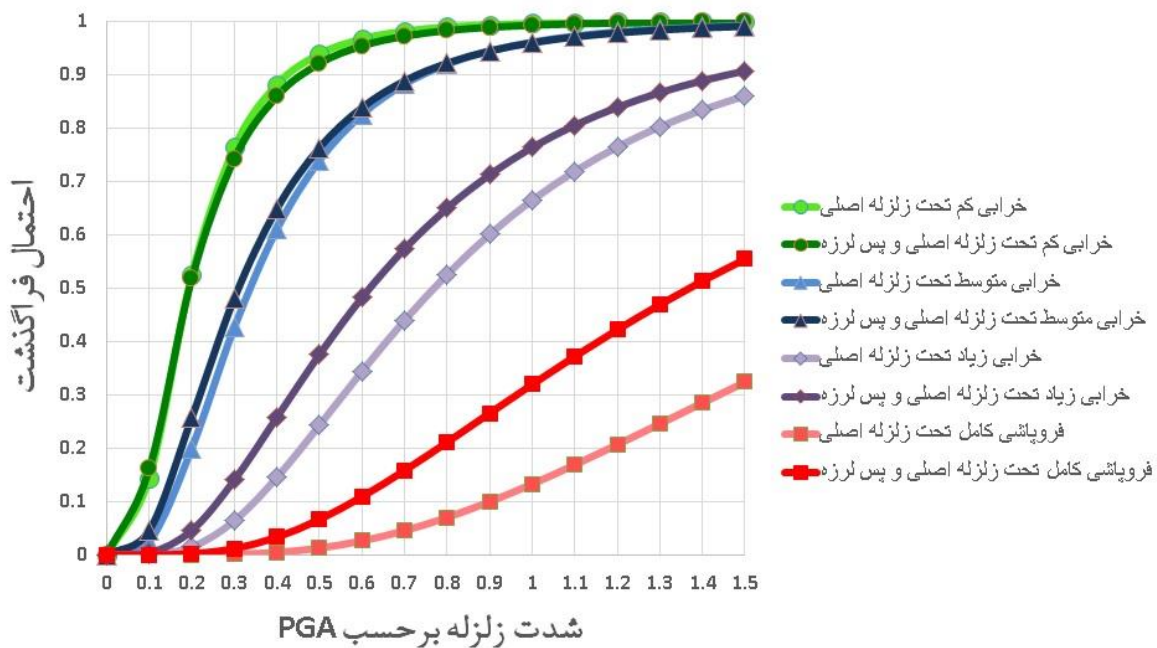
شکل (۴-۸) منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان در سطح خرابی کامل تحت زلزله و پس‌لرزه

۴-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی فولادی تحت زلزله اصلی با

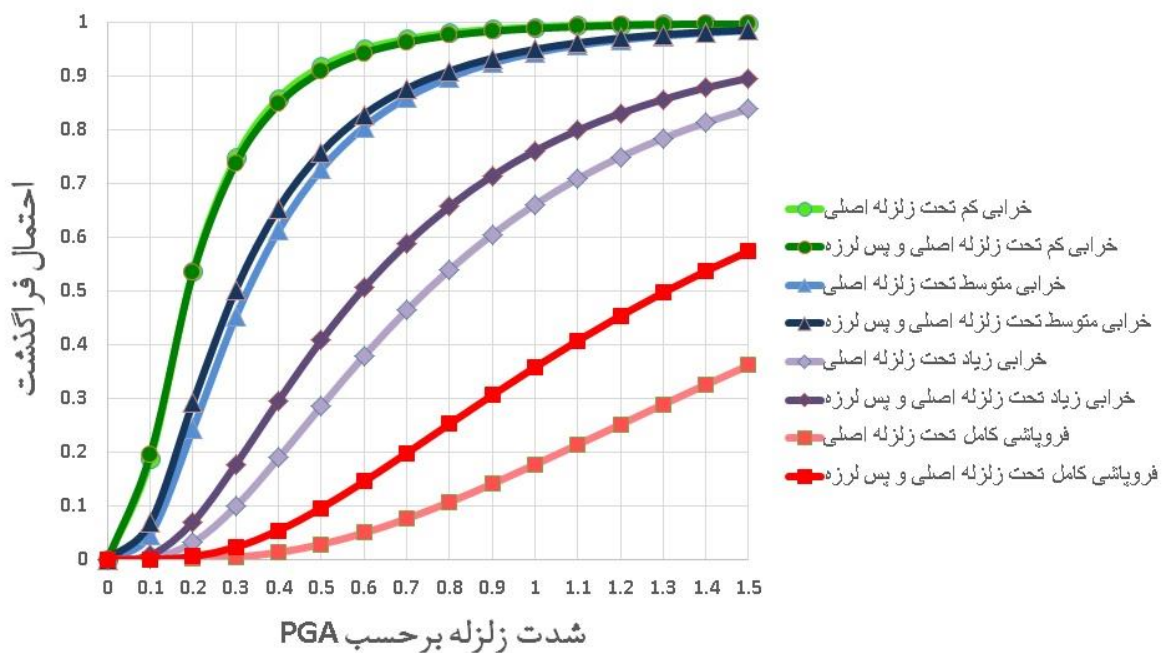
زلزله اصلی و پس‌لرزه

جهت مشخص شدن تأثیر پس‌لرزه در سازه، منحنی‌های شکنندگی سازه‌های منظم و نامنظم

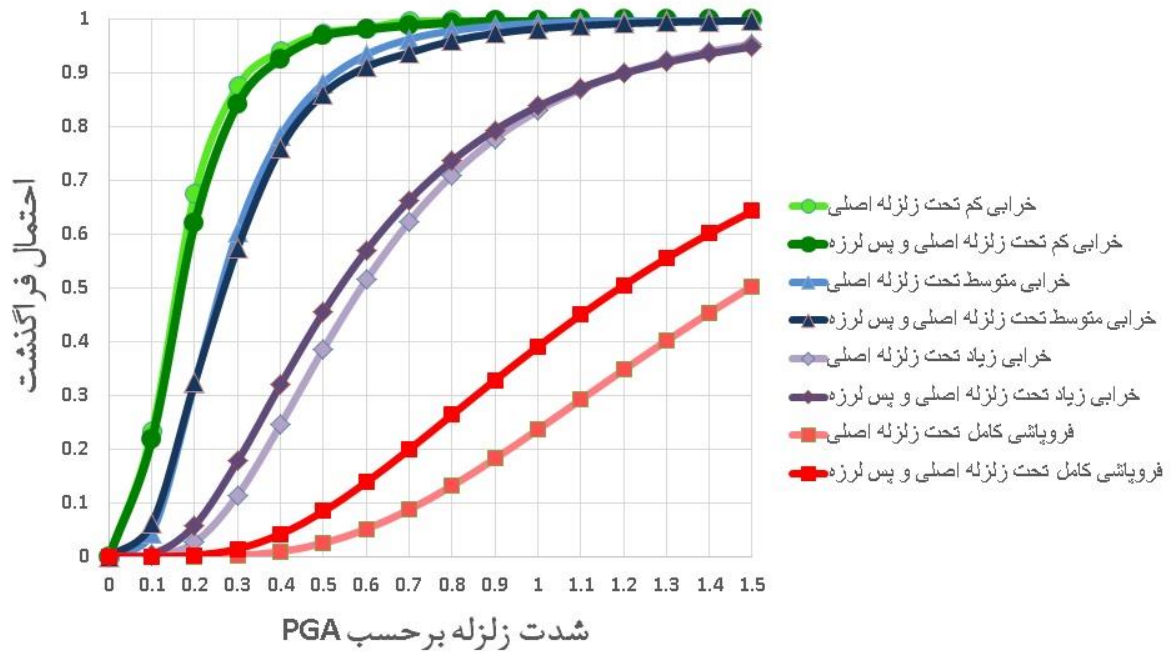
پیچشی تحت زلزله اصلی و زلزله با پس‌لرزه باهم رسم گردیده است.



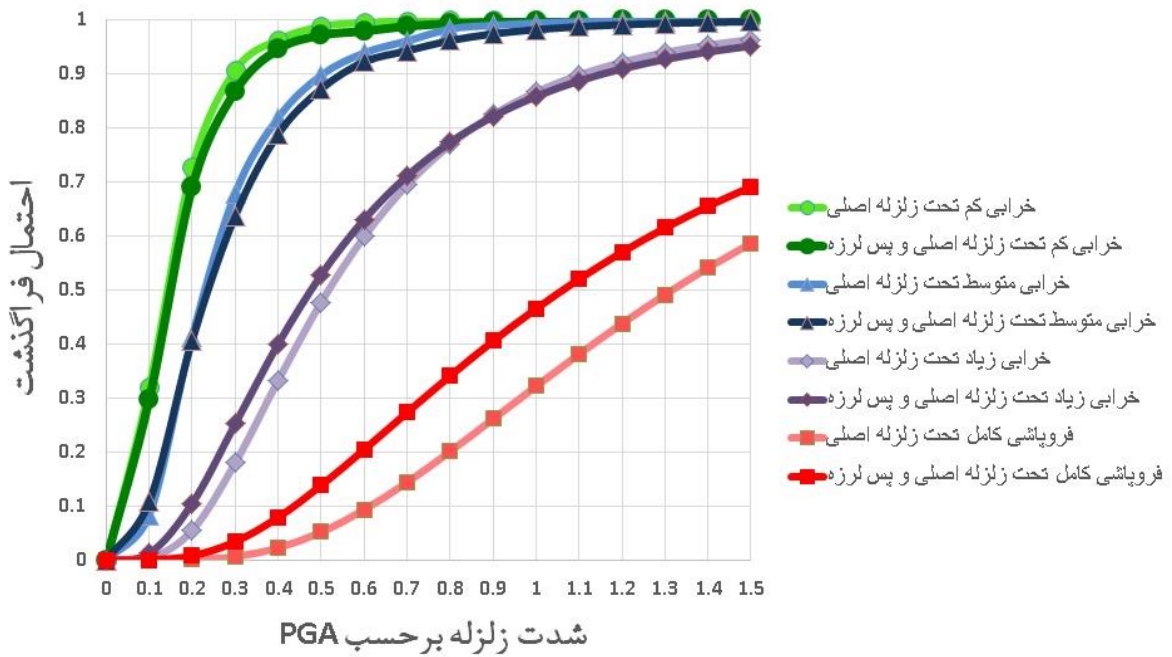
شکل (۹-۴) منحنی شکنندگی ساختمان سه طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه



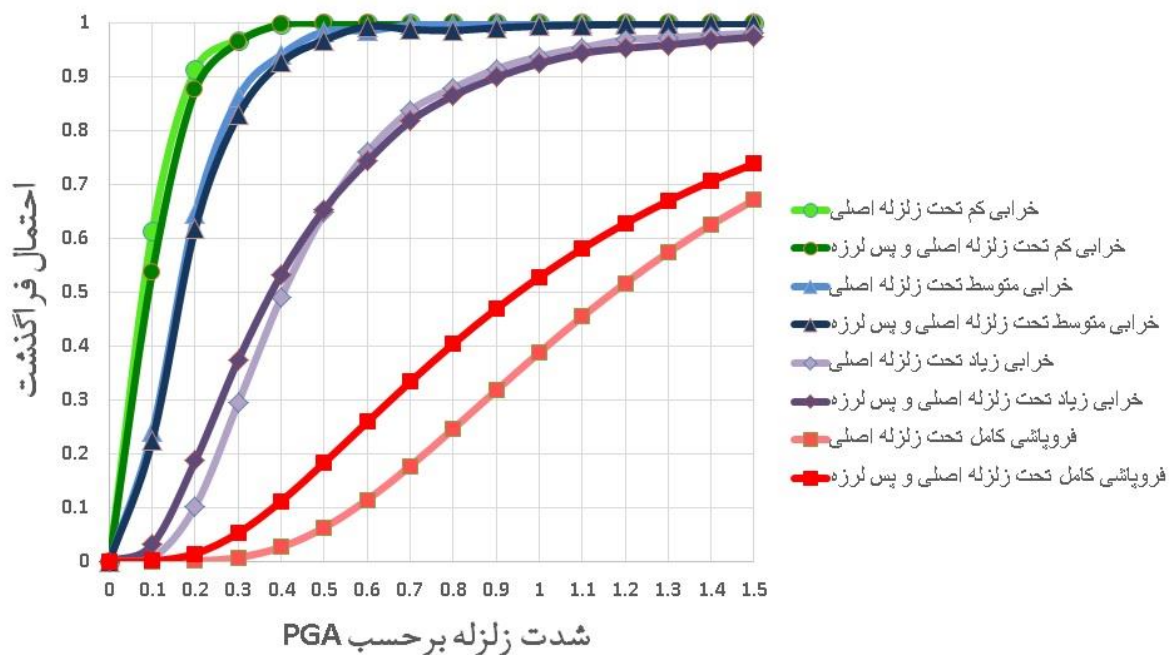
شکل (۱۰-۴) منحنی شکنندگی ساختمان سه طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه



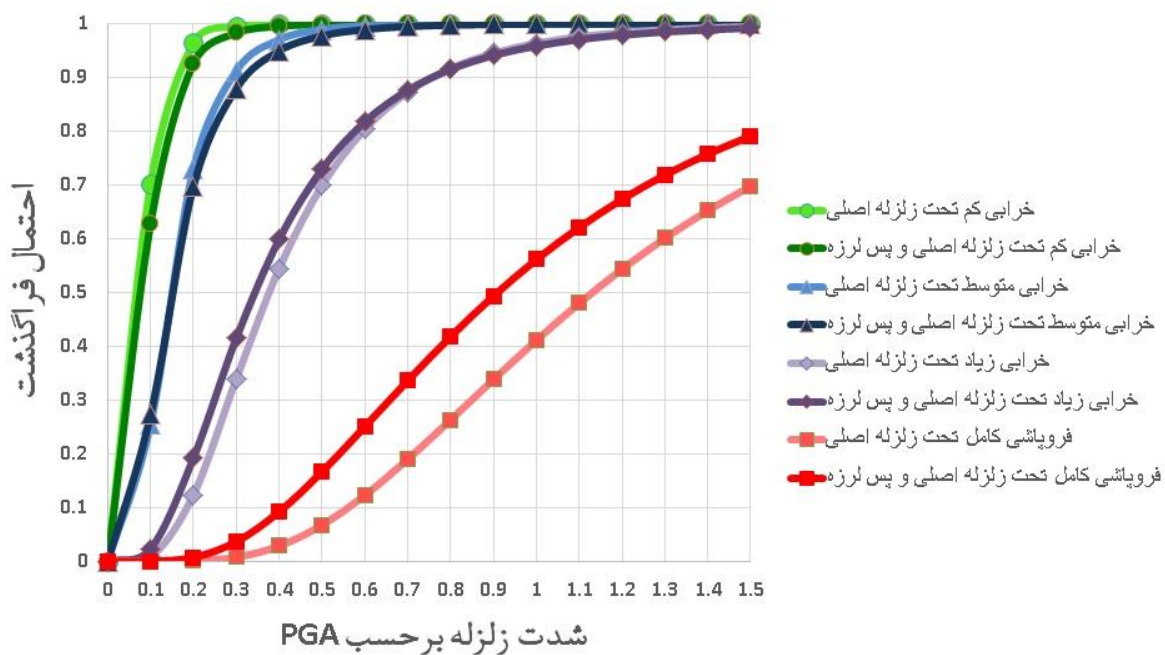
شکل (۴-۱۱) منحنی شکنندگی ساختمان پنج طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه



شکل (۴-۱۲) منحنی شکنندگی ساختمان پنج طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه



شکل (۴-۱۳) منحنی شکنندگی ساختمان هشت طبقه منظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه



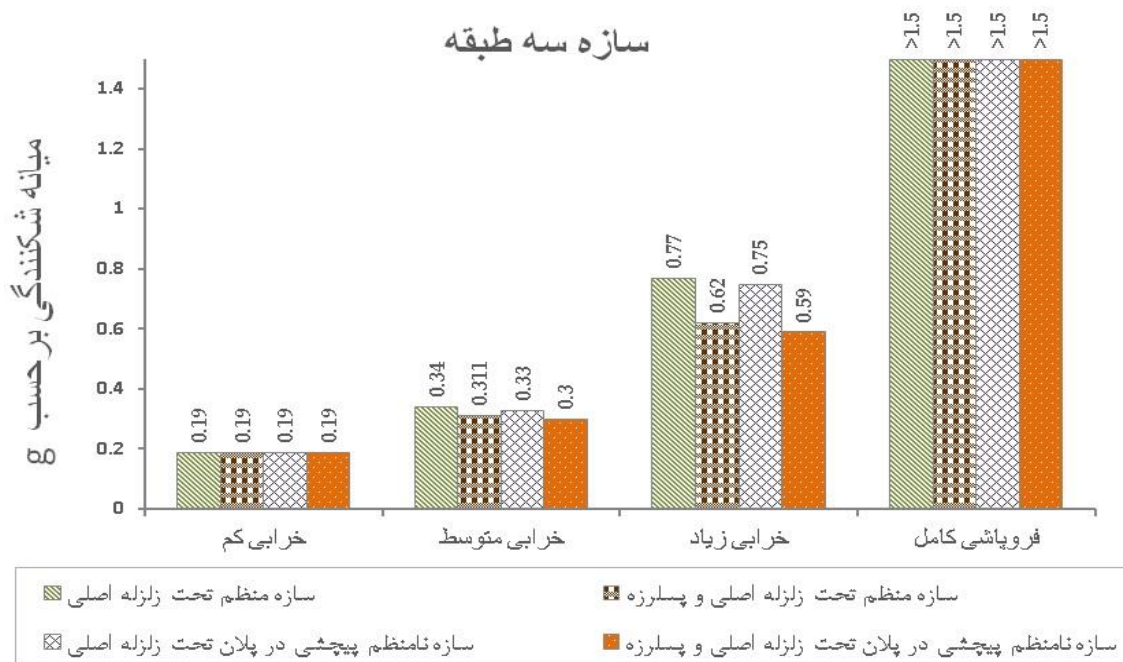
شکل (۴-۱۴) منحنی شکنندگی ساختمان هشت طبقه نامنظم تحت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس لرزه

۵-۴ تفسیر منحنی‌های شکنندگی

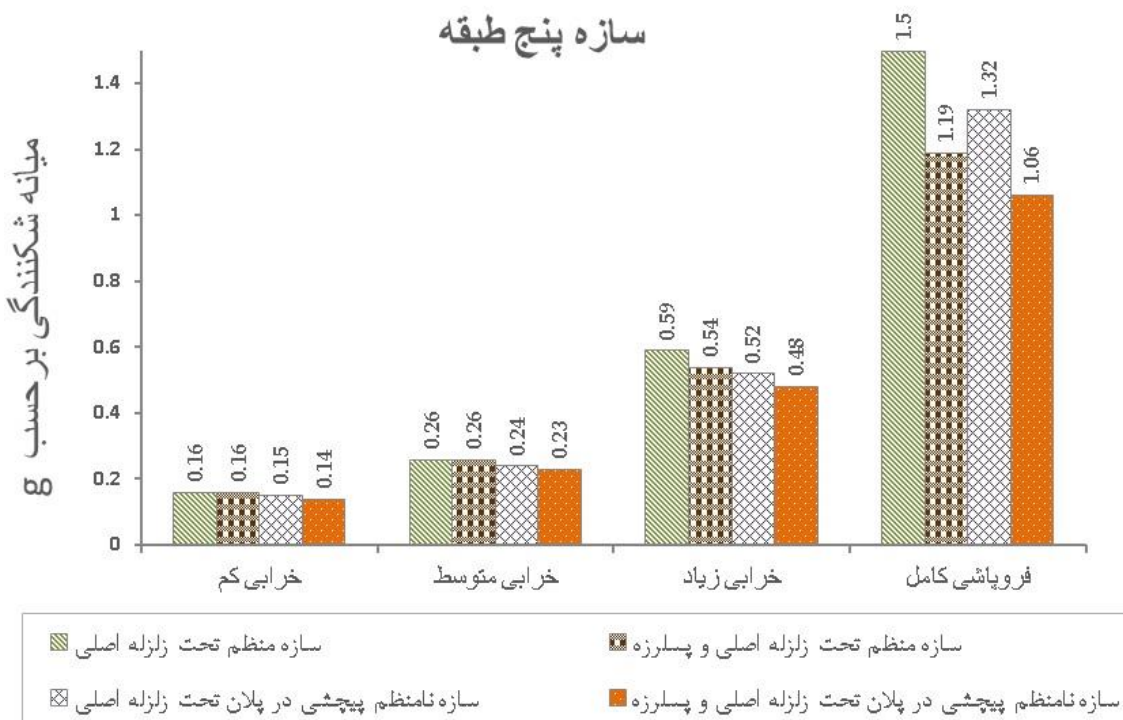
جهت تفسیر عملکرد ساختمان‌های منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس‌لرزه از مقادیر میانه‌ی شکنندگی این سازه‌ها در سطوح مختلف خرابی استفاده می‌شود. میانه‌ی شکنندگی، معرف میزان شدت زلزله‌ی موردنیاز برای عبور از احتمال فرا گذشت ۵۰٪ برای هریک از سطوح خرابی می‌باشد.

جهت به دست آوردن مقادیر میانه‌ی شکنندگی خطی افقی از نقطه‌ی احتمال فرا گذشت ۵۰٪ روی محور قائم نمودار منحنی‌های شکنندگی رسم می‌شود تا هریک از منحنی‌ها را قطع نماید، سپس از محور افقی عدد متناظر با محل تقاطع خط رسم شده با منحنی شکنندگی قرائت می‌گردد که این عدد، شدت زلزله‌ی موردنیاز برای عبور از احتمال ۵۰٪ برای سطح خرابی موردنظر را نشان می‌دهد. این ارقام برای سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله به همراه پس‌لرزه در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، برای هریک از ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه به‌طور جداگانه مطابق شکل‌های زیر در قالب نمودار میله‌ای نمایش داده شده است تا بتوان به راحتی میزان شکنندگی هریک را مقایسه نمود.

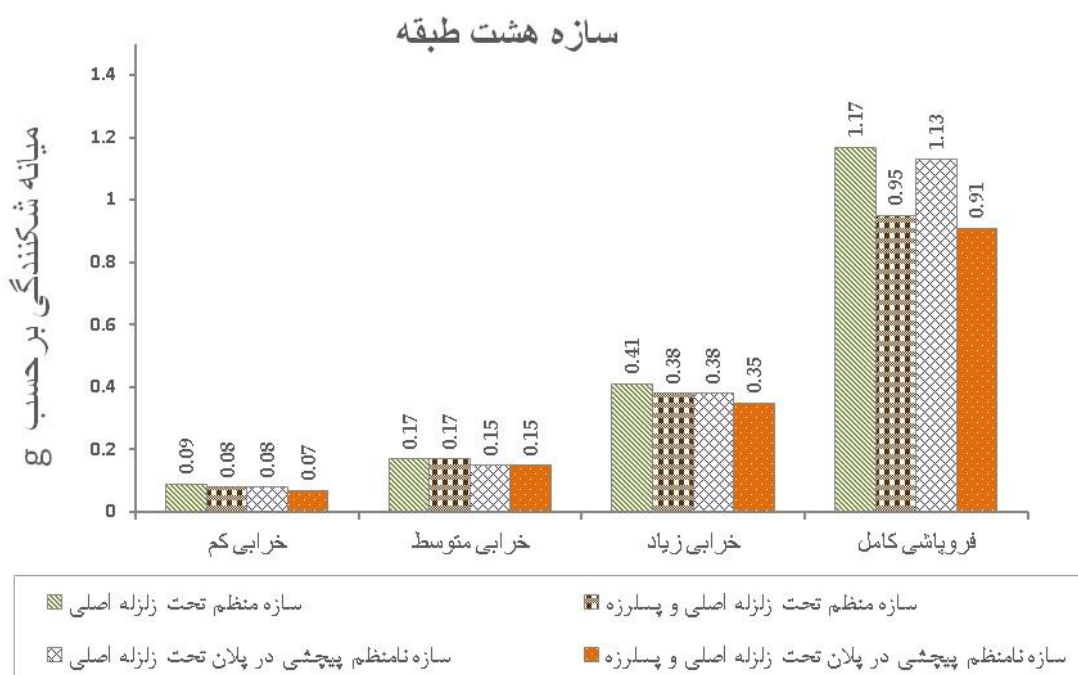
لازم به ذکر است که منظور از $1/5 >$ نوشته شده در شکل ۴-۱۵ این است که خط افقی رسم شده از نقطه‌ی احتمال فرا گذشت ۵۰٪ نمودار مربوطه را قطع نکرده است.



شکل (۴-۱۵) نمودار میانه شکنندگی برای سازه سه طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس‌لرزه



شکل (۴-۱۶) نمودار میانه شکنندگی برای سازه پنج طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس‌لرزه



شکل (۴-۱۷) نمودار میانگین شکنندگی برای سازه هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان تحت زلزله اصلی و زلزله و پس لرزه

۴-۵-۱ نتایج

نتایج به دست آمده از این پژوهش به شرح زیر می باشد.

❖ تأثیر نامنظمی پیچشی زیاد

- در مورد تأثیر نامنظمی پیچشی در سازه ساختمان های سه طبقه در سطح آسیب پذیری کم تفاوتی باهم نداشته، در سطح آسیب پذیری متوسط حدود سه درصد افزایش میزان آسیب در سازه نامنظم دیده می شود و همچنین در سطح آسیب پذیری زیاد نیز حدود سه درصد افزایش در میزان آسیب سازه نامنظم وجود داشته است.
- در سازه پنج طبقه در سطح آسیب پذیری کم حدود شش درصد میزان افزایش در آسیب پذیری سازه نامنظم دیده می شود. در سطح آسیب پذیری متوسط و آسیب پذیری زیاد و کامل نیز به ترتیب هشت درصد و دوازده درصد افزایش در میزان آسیب پذیری

سازه نامنظم وجود دارد. فروپاشی کامل نیز با دوازده درصد افزایش در میزان آسیب‌پذیری سازه نامنظم همراه است.

■ سازه هشت طبقه نامنظم نیز نشان‌دهنده یازده درصد افزایش در سطح خرابی کم و همچنین دوازده درصد افزایش در سطح خرابی متوسط می‌باشد. در سطح خرابی زیاد در سازه نامنظم حدود هفت درصد افزایش میزان آسیب‌پذیری مشاهده می‌شود. سه درصد نیز سازه نامنظم در سطح خرابی کامل افزایش نسبت به سازه منظم داشته است.

❖ تأثیر اتفاق افتادن پس‌لرزه

■ پس‌لرزه در سازه سه‌طبقه منظم در سطح خرابی کم تأثیری نداشته اما در سطوح خرابی متوسط و زیاد به ترتیب باعث افزایش نه و نوزده درصد در میزان آسیب‌پذیری سازه شده است. در مورد سازه سه‌طبقه نامنظم نیز پس‌لرزه باعث افزایش در میزان آسیب‌پذیری سازه در سطح خرابی کم نشده ولی در سطوح خرابی متوسط و زیاد افزایش در میزان آسیب به میزان، به ترتیب نه و بیست‌ویک درصد را ایجاد کرده است.

■ در مورد سازه پنج طبقه پس‌لرزه با افزایشی در میزان آسیب‌پذیری سازه منظم در سطح خرابی کم و متوسط همراه نبوده اما در سطوح خرابی زیاد و کامل باعث افزایش میزان خسارت به ترتیب به مقدار هشت و بیست درصد در سازه منظم شده است. سازه پنج طبقه نامنظم در سطوح خرابی کم و متوسط هفت و چهار درصد افزایش در میزان آسیب‌پذیری تحت پس‌لرزه از خود نشان داده و در سطوح خرابی زیاد و کامل با میزان هشت و بیست درصد افزایش تحت اثر پس‌لرزه همراه بوده است.

- و در انتها سازه هشت طبقه منظم تحت پس‌لرزه در سطح خرابی کم یازده درصد افزایش در میزان آسیب‌پذیری از خود نشان داده و در سطح خرابی متوسط تغییری در آن مشاهده نمی‌شود ولی در سطوح خرابی زیاد و کامل به ترتیب هفت و نوزده درصد میزان آسیب افزایش یافته است. در ساختمان هشت طبقه نامنظم با وارد آمدن پس‌لرزه در سطح خرابی کم سازه با دوازده درصد افزایش در میزان آسیب‌پذیری همراه بوده است و در سطح آسیب‌پذیری متوسط تغییری در افزایش میزان آسیب تحت پس‌لرزه مشاهده نمی‌شود اما در سطوح خرابی زیاد و کامل پس‌لرزه باعث افزایش میزان آسیب‌پذیری سازه نامنظم به ترتیب در حدود هشت و بیست درصد شده است.

❖ در حالتی که سازه منظم باشد و فقط زلزله اصلی به آن وارد می‌شود باحالتی که سازه نامنظم بوده و علاوه بر زلزله اصلی، پس‌لرزه نیز به آن وارد شده است در سازه:

- سه طبقه در سطح خرابی کم بدون تغییر و در سطوح خرابی متوسط و زیاد به ترتیب حدود دوازده درصد و بیست و چهار درصد افزایش میزان آسیب‌پذیری مشاهده می‌شود.
- پنج طبقه در سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب در حدود سیزده درصد دوازده درصد، بیست درصد و سی و سه درصد با افزایش میزان آسیب‌پذیری همراه می‌باشد.
- هشت طبقه نیز در سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل نیز به ترتیب شاهد افزایش میزان آسیب‌پذیری به مقدار سی دو، دوازده، پانزده و بیست و سه درصد می‌باشد.

فصل پنجم

جمع‌بندی نتایج و ارائه پیشنهادها

۵-۱ مقدمه

همان‌گونه که بیان گردید وجود نظم در سازه یکی از پارامترهای مؤثر بر رفتار لرزه‌ای می‌باشد و در بعضی مواقع به علت ملاحظات معماری، به‌ناچار سازه دچار نامنظمی می‌شود. یکی از انواع نامنظم در پلان، نامنظمی پیچشی می‌باشد که در این پژوهش برای مشخص شدن اثر آن سه ساختمان سه، پنج و هشت طبقه منظم با مساحت پلان و ارتفاع طبقات مشخص طراحی شد و بار دیگر ساختمان‌ها حالت قبل با تغییر محل محور تیرها و ستون‌ها با همان مساحت پلان و ارتفاع طبقات به سازه‌ای نامنظمی زیاد پیچشی تبدیل و طراحی گردید. این سازه‌های منظم و نامنظم پیچشی در پلان که مجموع کل آن‌ها به شش عدد می‌رسید هرکدام تحت بیست رکورد زلزله اصلی با مشخصات ذکرشده در فصل سوم قرار گرفت و منحنی‌های شکست آن‌ها ترسیم گردید.

سؤال دیگری که پیش می‌آید ای است آیا پس‌لرزه اثری رو سازه داشته یا ندارد و اگر اثری دارد میزان آن چقدر است؟ برای جواب به این سؤال و تعیین میزان آسیبی که ممکن است پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی برای سازه ایجاد کند، همان ساختمان‌های مرحله قبل را این بار تحت زلزله و پس‌لرزه که بازهم مشابه حالت قبل بیست رکورد با مشخصات ذکرشده در فصل سوم قرار گرفته و منحنی شکست برای آن‌ها ترسیم گردید. قابل ذکر می‌باشد که جهت انجام این پژوهش تعداد ۲۴۰ تحلیل توسط نرم‌افزار اپنسیس صورت پذیرفت.

۲-۵ جمع‌بندی

همان‌گونه که در قسمت نتایج فصل چهارم مشاهده گردید طی زلزله اصلی سازه سه طبقه کمترین میزان آسیب ناشی از نامنظمی پیچشی زیاد در پلان به سازه را متحمل گردید که مجموع آن برای تمام سطوح خرابی در میانه شکنندگی ۶ درصد می‌باشد. همچنین بیشترین میزان افزایش آسیب به خاطر وجود نامنظمی پیچشی زیاد در پلان تحت زلزله اصلی در سازه پنج طبقه مشاهده می‌شود که با جمع زدن میزان افزایش خرابی در سطوح مختلف آسیب در میانه شکنندگی عدد ۳۸ درصد به دست می‌آید.

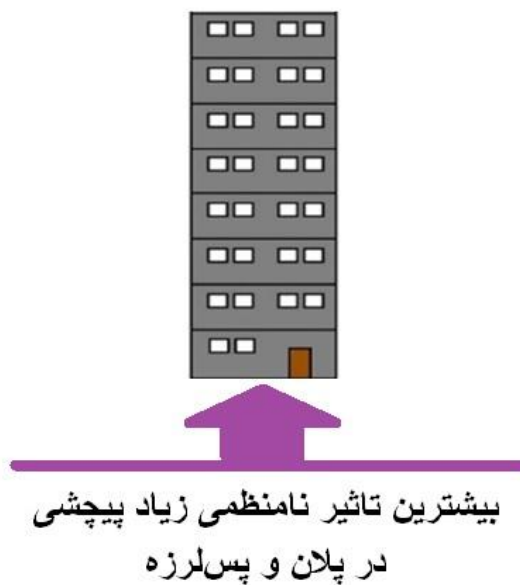
در مورد تأثیر اتفاق افتادن پس‌لرزه در سازه نکته جالبی که می‌توان بیان نمود این است که میزان افزایش آسیب وارده به سازه طی پس‌لرزه در ساختمان‌ها در سطوح خرابی کم و متوسط نسبت به سطوح خرابی زیاد و کامل مقدار کمتری داشته و به عنوان مثال در سطح خطر کم در سازه سه طبقه منظم و نامنظم پیچشی تأثیری نداشته اما در سطح خرابی متوسط ۱۰ درصد و در سطح خرابی زیاد این مقدار دو برابر شده و ۲۰ درصد موجب افزایش خسارت وارد بر سازه گردیده است همچنین در سازه‌های پنج طبقه و هشت طبقه منظم و نامنظم نیز بیشترین تأثیر را پس‌لرزه در سطح خرابی کامل داشته که در آنجا نیز ۲۰ درصد موجب افزایش خسارت گردیده است.

می‌توان بیان نمود در صورتی که مجموع افزایش خسارت ناشی از وجود نامنظمی و پس‌لرزه در تمامی سطوح عملکردی باهم در نظر گرفته شود سازه هشت طبقه در میانه شکنندگی در مجموع ۸۲ درصد افزایش داشته است.

خلاصه مطالب بیان شده در بالا در قالب شکل (۵-۱) و (۵-۲) نمایش داده شده است.



شکل (۱-۵) نمایش شماتیک مربوط به بیشترین و کمترین تأثیر نامنظمی پیچشی در پلان در بین ساختمان‌های سه ، پنج و هشت طبقه تحت زلزله اصلی



شکل (۲-۵) نمایش شماتیک مربوط به بیشترین تأثیر نامنظمی پیچشی در پلان همراه با پس لرزه در بین ساختمان‌های سه ، پنج و هشت طبقه تحت زلزله اصلی و پس لرزه

۳-۵ پیشنهادهایی برای کارهای آینده

در این پژوهش تنها ساختمان‌های فولادی دارای سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی مورد بررسی قرار گرفته است که با توجه به طیف زیاد انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای فولادی نظیر قاب‌های ساده مهاربندی شده و یا سازه‌های اسکلت فولادی همراه با دیوار برشی در آینده می‌توان بر روی منحنی‌های شکنندگی این سازه‌ها به صورت منظم و یا نامنظم پیشگی در پلان تحت زلزله و پس لرزه ، مطالعاتی انجام داد و سپس اقدام به مقایسه نتایج در این حالت که بسیار کلی تر بوده نمود.

با توجه به مطالب ذکر شده در فصل دوم نامنظمی در پلان شامل ۵ مورد می‌باشد که تنها یک مورد آن در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته است . شایسته است که ۴ مورد باقی مانده نیز طی پژوهش‌هایی در آینده مورد بررسی قرار گیرد تا بتوان تأثیری را که این عوامل بر روی عملکرد سازه می‌گذارند محاسبه نمود.

وجود میان قاب می‌تواند تأثیر زیادی بر عملکرد سازه داشته باشد که متأسفانه در برخی از ساختمان‌ها مشاهده می‌شود که میان قاب‌ها به خوبی مهار نشده و درز اجرایی برای آن‌ها در نظر گرفته نشده و در تماس کامل با تیر و ستون‌ها می‌باشند در نتیجه می‌توان روی تأثیر میان قاب در سازه‌های فولادی که دارای نامنظمی پیشگی هستند مطالعاتی انجام داد و اثر سو هردو را بر روی سازه بررسی نمود.

مراجع

- [۱] C.-H. Zhai, W.-P. Wen, Z. Chen, S. Li, and L.-L. Xie, "Damage spectra for the mainshock–aftershock sequence-type ground motions," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 45, no. Supplement C, pp. 1-12, 2013/02/01/ 2013.
- [۲] Y. Li, R. Song, and W. Van De Lindt John, "Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock-Aftershock Sequences," *Journal of Structural Engineering*, vol. 140, no. 12, p. 04014095, 2014/12/01 2014.
- [۳] S. Akkar, H. Sucuoğlu, and A. Yakut, "Displacement-based fragility functions for low-and mid-rise ordinary concrete buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 21, no. 4, pp. 901-927, 2005.
- [۴] C. Rojahn, "Christopher Rojahn," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 14, no. 3, pp. 205-266, 20۰۰
- [۵] "HAZUS-MH MR5, Multi-Hazard loss Estimation Methodology: Earthquake Model," *Department of Homeland security, FEMA, Washington, D.C*, 2003.
- [۶] م. پهلوان, "ارزیابی لرزه ای و توسعه منحنی های شکنندگی ساختمان های بتن آرمه ایران با لحاظ اثر میان قاب های بنایی و ضعف سازه ای," پایان نامه دوره کارشناسی ارشد گرایش زلزله, ۱۳۹۳.
- [۷] C. Rojahn and R. L. Sharpe, *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied technology council, 1985.
- [۸] ج. فروند, "آمار ریاضی," ترجمه ع. عمیدی و م.ق. وحیدی اصل, مرکز نشر دانشگاهی تهران, چاپ هفتم, ۱۳۸۴.
- [۹] A. A. Hua-Sing, "Probability concepts in engineering planning and design," 1975.
- [۱۰] S. Andrzej and R. C. Kevin, "Reliability of structures," *Columbus: The McGraw-Hill Companies Inc*, 2000.
- [۱۱] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, vol. 264, 2006.
- [۱۲] Y.-J. Park, A. H.-S. Ang, and Y. K. Wen, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 740-757, 1985.

- [۱۳] M. Lew, F. Naeim, S. C. Huang, H. K. Lam, and L. D. Carpenter, *Geotechnical and geological effects of the 21 September 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan*. 2000, pp. 89-106.
- [۱۴] M. Parker and D. Steenkamp, *The economic impact of the Canterbury earthquakes*. 2012, pp. 13-25.
- [۱۵] P.-M. Alliard and P. Léger, "Earthquake Safety Evaluation of Gravity Dams Considering Aftershocks and Reduced Drainage Efficiency," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 134, no. 1, pp. 12-22, 2008/01/01 2008.
- [۱۶] Y. Li, Song, R., van de Lindt, J. V., Nazari, N., and Luco, N., "Integration of aftershock seismic hazard into performance-based engineering," *15th World Conf. Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*, 20.۱۲
- [۱۷] G. L. Yeo and C. A. Cornell, "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.*, 2005.
- [۱۸] Q. Li and B. Ellingwood, *Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences*. 2007, pp. 405-427.
- [۱۹] J. Lindt, *Experimental Investigation of the Effect of Multiple Earthquakes on Woodframe Structural Integrity*. 2008.
- [۲۰] Y. Li, Y. Yin, B. Ellingwood, and W. Bulleit, *Uniform hazard versus uniform risk bases for performance-based earthquake engineering of light-frame wood construction*. 2010, pp. 1199-1217.
- [۲۱] F. Ibarra, advisor Krawinkler, and Helmut, *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. 2005.
- [۲۲] P. A. Reasenber, and Jones, L. M., "earthquake aftershocks: update," *Science*, vol. 265, Issue 5176, pp. 1251-1252, 1994.
- [۲۳] S. Pei and J. Lindt, *Methodology for earthquake-induced loss estimation: An application to woodframe buildings*. 2009, pp. 31-42.
- [۲۴] ماهنامه شبکه شتاب نگاری ایران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، سال چهارم، شماره ۴۷، مرداد ۱۳۸۷.
- [۲۵] R. P. Kennedy, C. A. Cornell, R. D. Campbell, S. Kaplan, and H. F. Perla, "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 59, no. 2, pp. 315-338, 1980/08/01/ 1980.
- [۲۶] C. A. Kircher and W. Martin, "Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shopon Continuing Action to Reduce losses from Earthquake," *Washington ,Dc : U.S.Geological Survey*, 1993.

- [۲۷] T. Anagnos, C. Rojahn, and A. Kiremidjian, *NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings*. 1995.
- [۲۸] A. Singhal and A. Kiremidjian, *Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames*. 1998.
- [۲۹] M. Shinozuka "Statistical Analysis Of Bridge Fragility Curve," *proceeding of the workshop on effective Systems for Bridge, New York, NY*, 1998.
- [۳۰] O. Murao and F. Yamazaki, "Development of fragility curves for buildings in Japan," *Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes*, pp. 226-230, 2000.
- [۳۱] M. Reihorn, C. Barron, and A. Ayala, "spectral evaluation of seismic fragility of structures," *Structural safety and Reliability - Balkema publishers*, 2001.
- [۳۲] E. Mostafa, "Fragility Curve for non-Structural System in Concrete tower," *Istanbul University, Istanbul, Turkey*, 2001.
- [۳۳] A. Smyth, "Probabilistic Benefit-Cost Analysis for Earthquake Damage Mitigation: Evaluating Measures for Apartment Houses in Turkey," *Earthquake Spectra*, 2004.
- [۳۴] G. Arizaga "Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico," *A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science in civil engineering university of Puerto Rico*, 2006.
- [۳۵] A. S. Aziminejad and A. Moghadam, "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building," *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada*, 2007.
- [۳۶] ح. پهلوان, " کنترل سطح عملکردی ساختمان های بتن آرمه با استفاده از منحنی های شکنندگی," پایان نامه دوره کارشناسی ارشد, ۱۳۸۶.
- [۳۷] ناصری, "ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه ای سازه های بتن آرمه با توسعه منحنی های شکنندگی," پایان نامه دوره کارشناسی ارشد رشته عمران گرایش سازه, ۱۳۹۲.
- [۳۸] م. حسینی, " در مدلسازی و تحلیل سازه ها OpenSees کاربرد نرم افزار," انتشارات آزاده, ۱۳۹۲.
- [۳۹] Krawinkler and Whittaker, "Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitation," *NEES Inc*, 2007.
- [۴۰] H. MRI, "Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model," *Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC*, 2003.
- [۴۱] "مقررات ملی ساختمان ایران, مبحث ششم, بارهای وارد بر ساختمان," وزارت راه و شهرسازی, معاونت مسکن و ساختمان, ویرایش سوم, ۱۳۹۲.

[۴۲] "آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، وزارت راه و شهرسازی، کمیته ی دائمی بازنگری آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

ویرایش چهارم، ۱۳۹۴.

[۴۳] "دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (نشریه ۳۶۰)،" معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی، ۱۳۹۲.

پیوست

۱-۶ شماره گذاری مقاطع سازه های

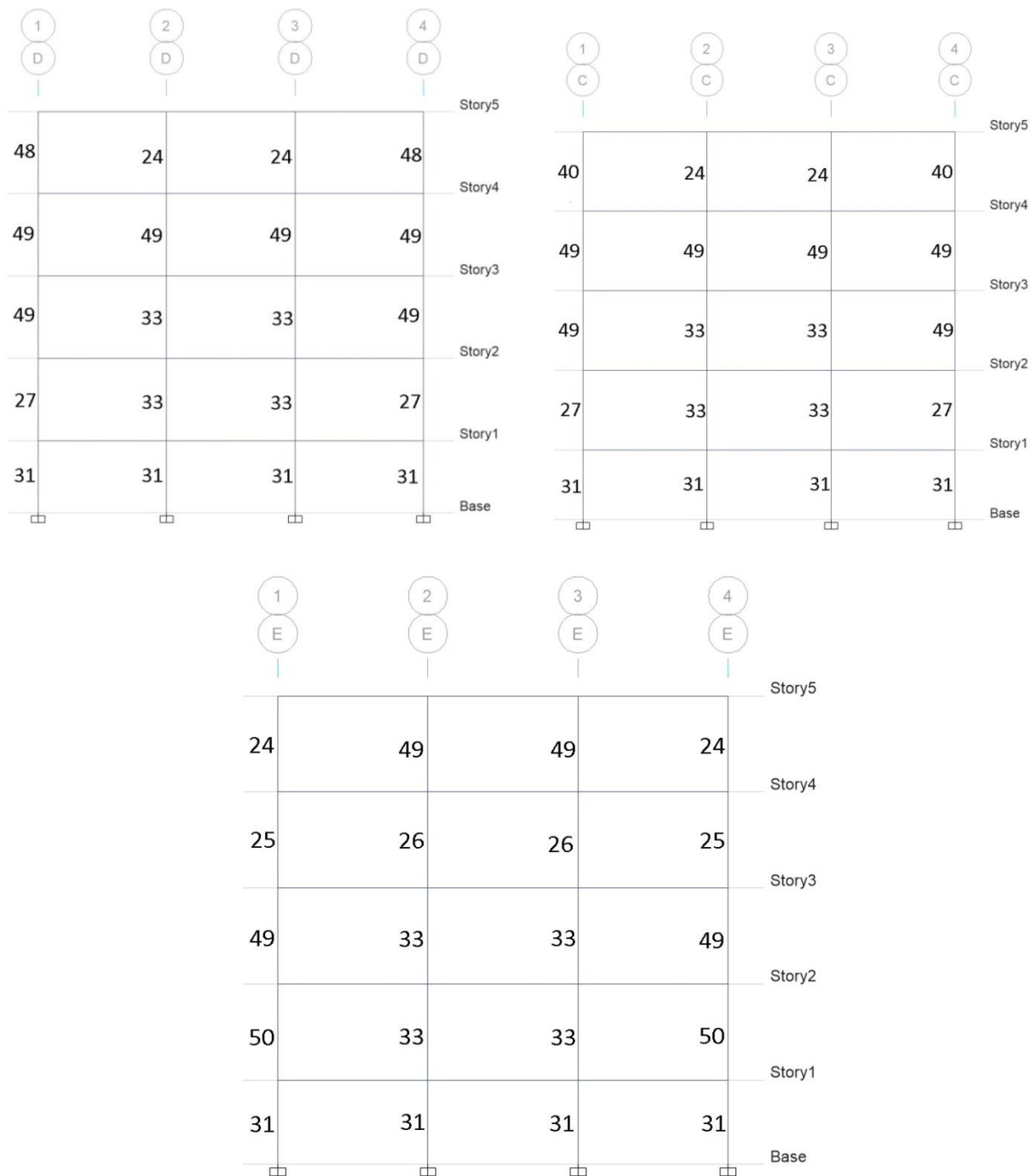
در این قسمت از پایان نامه مقاطع به کاررفته در سازه های پنج و هشت طبقه منظم و نامنظم پیچشی در پلان نمایش داده شده است. قابل ذکر می باشد که مشخصات مقاطع شماره گذاری شده ، در فصل سوم قابل دسترسی می باشد.

۱-۱-۶ سازه پنج طبقه منظم

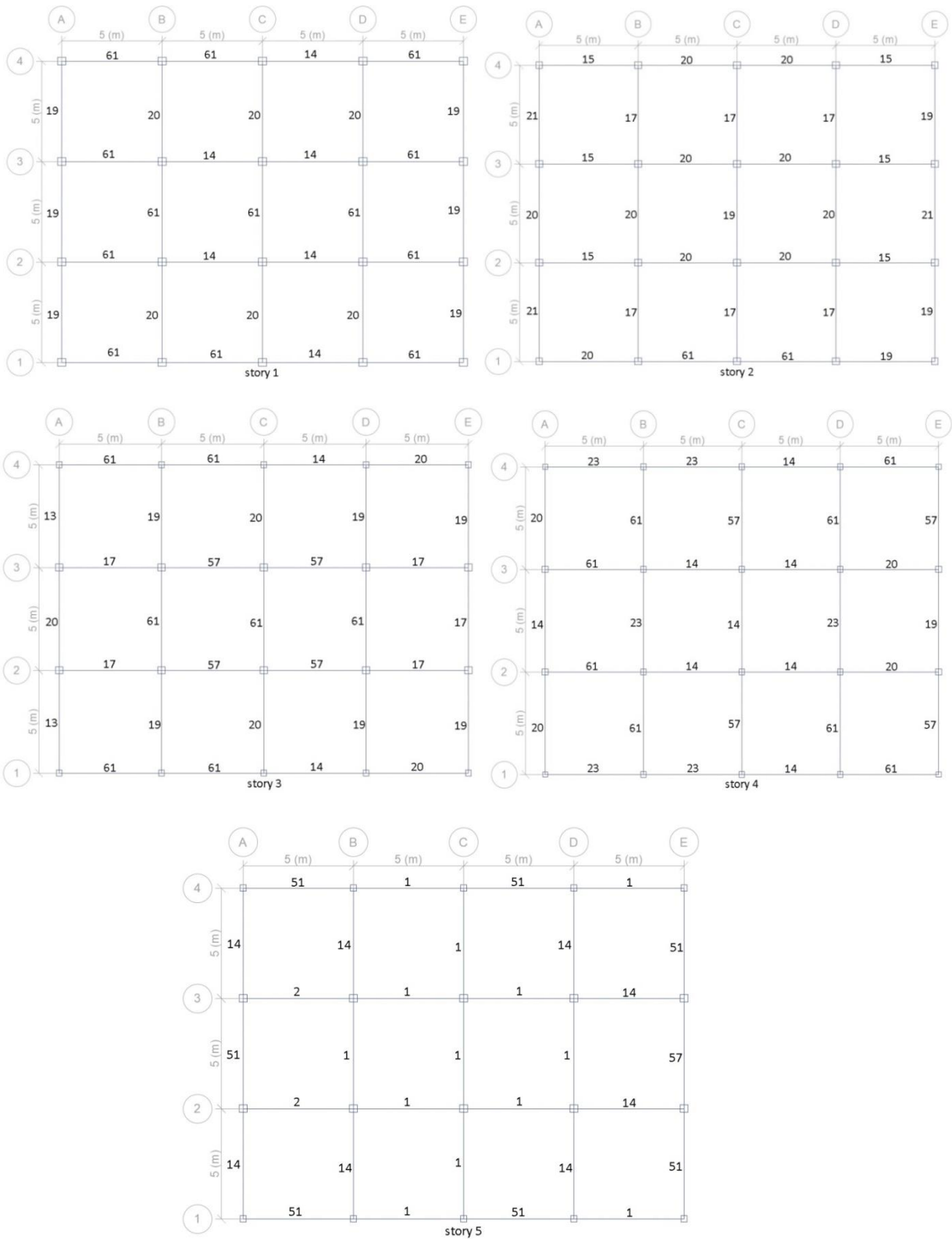
شماره گذاری مقاطع سازه پنج طبقه منظم به شرح زیر می باشد.

A				B			
1	2	3	4	1	2	3	4
24	49	49	24	48	24	24	48
25	26	26	25	49	49	49	49
49	33	33	49	49	33	33	49
50	33	33	50	27	33	33	27
31	31	31	31	31	31	31	31

شکل (۱-۶) نمای ساختمان پنج طبقه منظم



ادامه شکل (۱-۶) نمای ساختمان پنج طبقه منظم



شکل (۲-۶) پلان ساختمان پنج طبقه منظم

۲-۱-۶ سازه هشت طبقه منظم

شماره گذاری مقاطع سازه هشت طبقه منظم به صورت زیر می باشد.

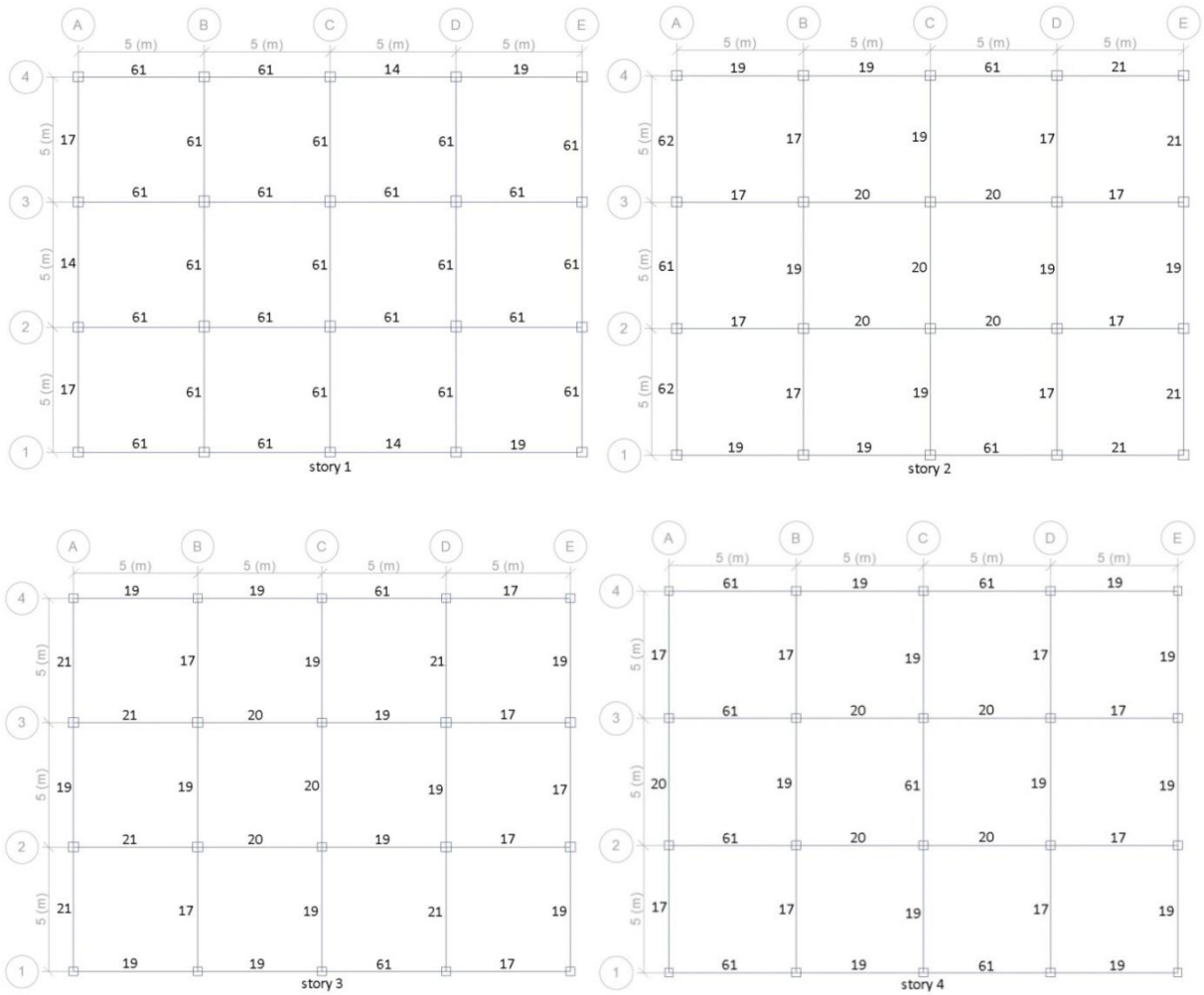
A					B				
1	2	3	4		1	2	3	4	
25	26	26	25	Story8	25	48	48	25	Story8
25	26	26	25	Story7	49	25	25	49	Story7
25	26	26	25	Story6	26	26	26	26	Story6
49	27	27	49	Story5	50	27	27	50	Story5
50	27	27	50	Story4	33	33	33	33	Story4
27	31	31	27	Story3	33	31	31	33	Story3
31	31	31	31	Story2	31	31	31	31	Story2
32	32	32	32	Story1	30	30	30	30	Story1
				Base					Base

شکل (۳-۶) نمای ساختمان هشت طبقه منظم

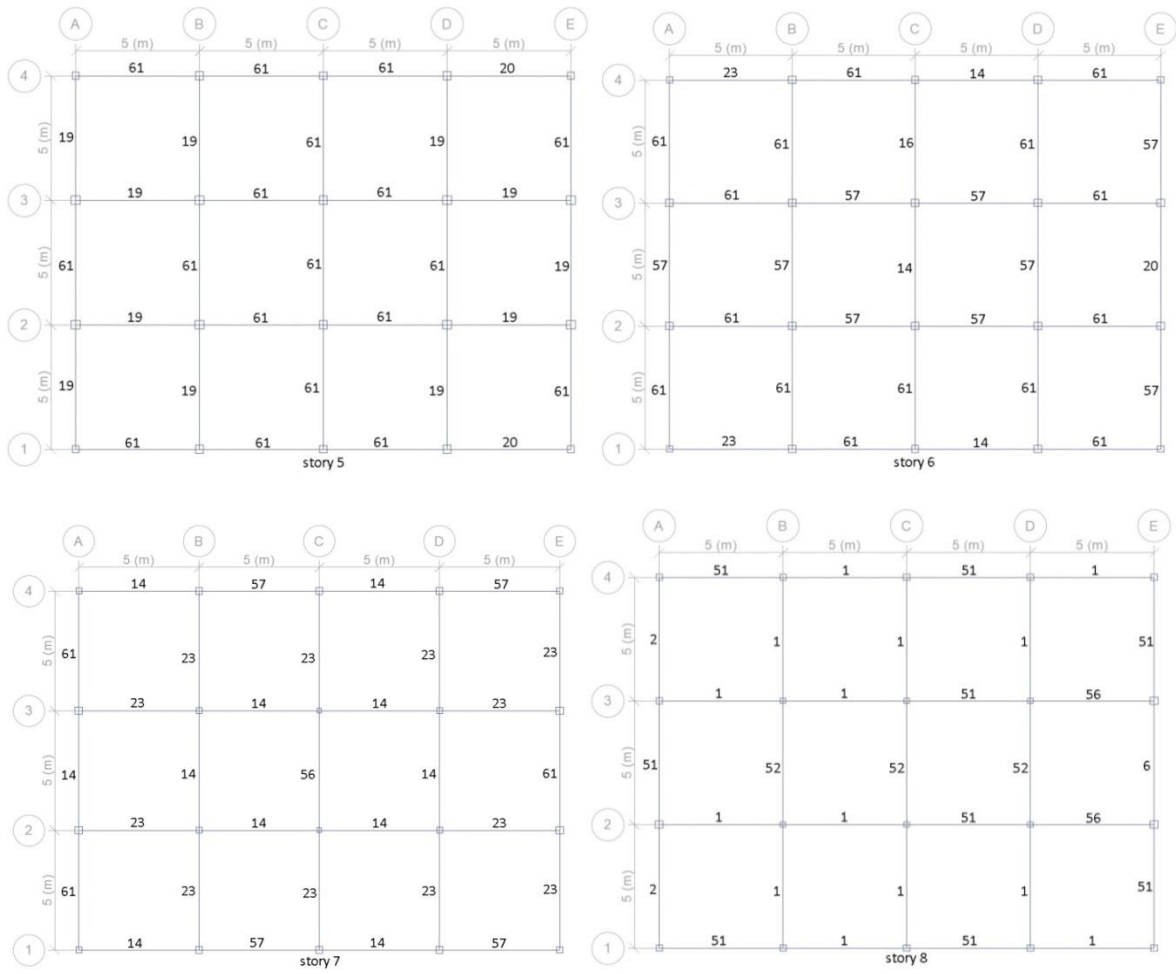
C				D			
1	2	3	4	1	2	3	4
25	20	20	25	25	48	48	25
49	24	24	49	49	25	25	49
49	26	26	49	26	26	26	26
26	50	50	26	50	27	27	50
27	33	33	27	33	33	33	33
33	33	33	33	33	31	31	33
31	31	31	31	31	31	31	31
31	31	31	31	30	30	30	30

E			
1	2	3	4
25	26	26	25
25	26	26	25
25	26	26	25
49	27	27	49
50	27	27	50
27	31	31	27
31	31	31	31
32	32	32	32

ادامه شکل (۳-۶) نمای ساختمان هشت طبقه منظم



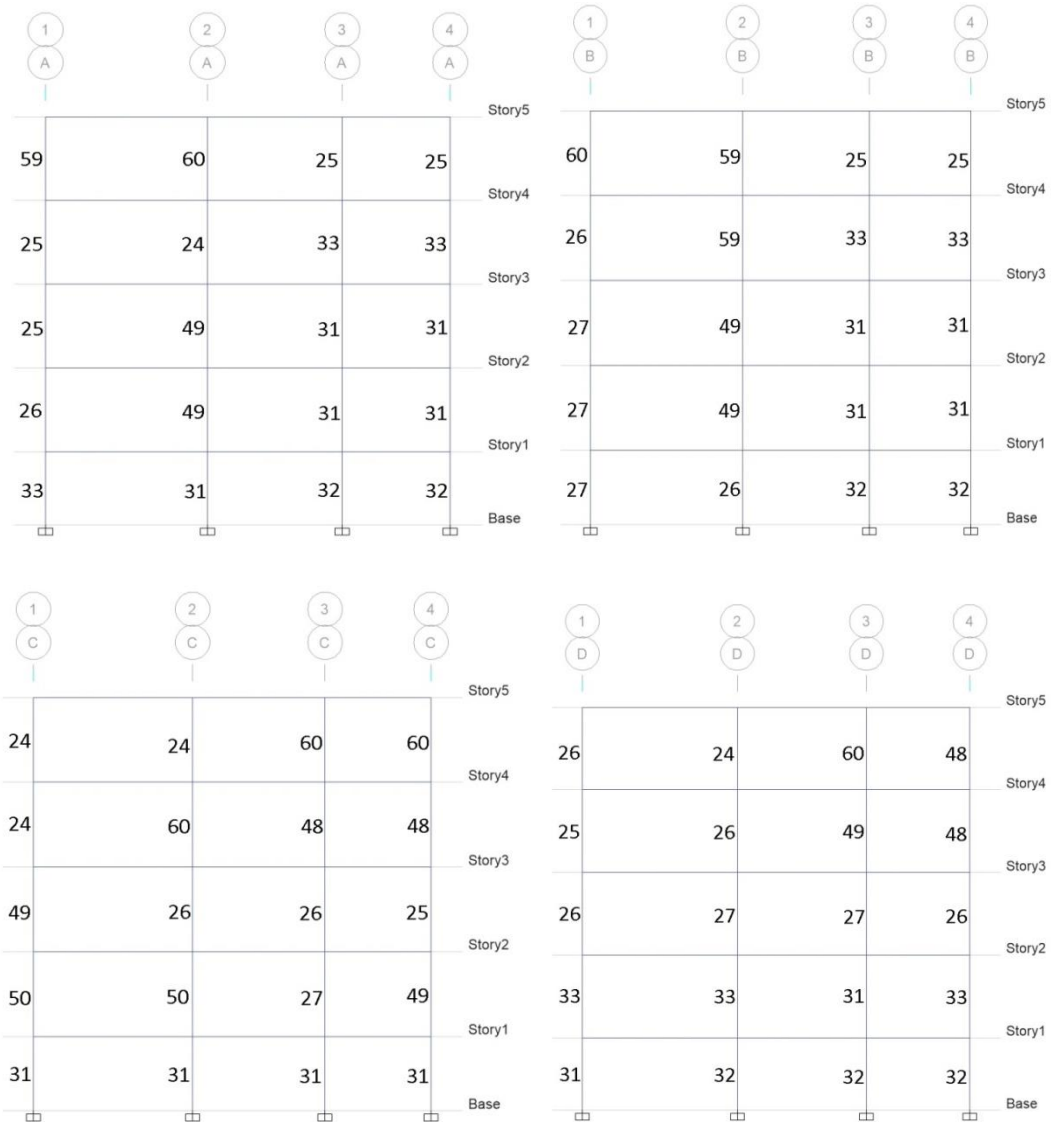
شکل (۴-۶) پلان ساختمان هشت طبقه منظم



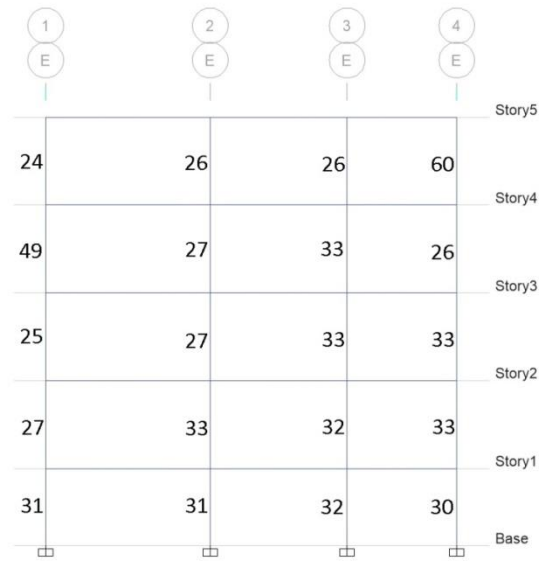
ادامه شکل (۴-۶) پلان ساختمان هشت طبقه منظم

۳-۱-۶ سازه پنج طبقه نامنظم

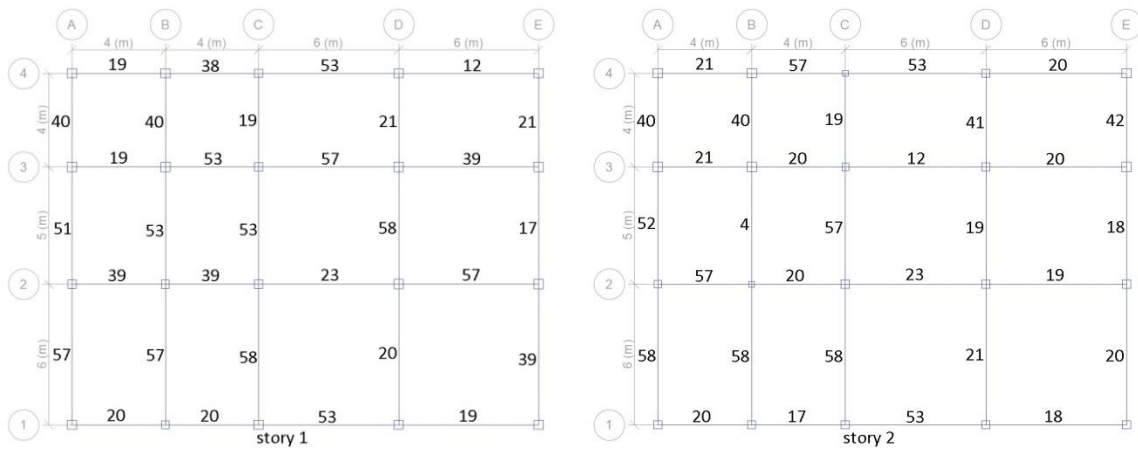
شماره گذاری مقاطع سازه پنج طبقه منظم به شرح زیر می باشد.



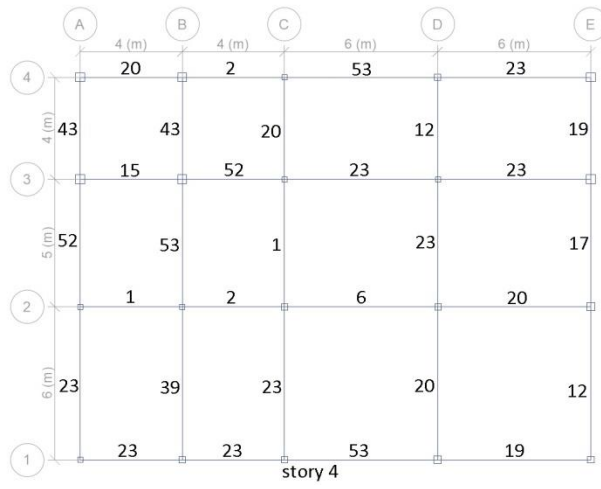
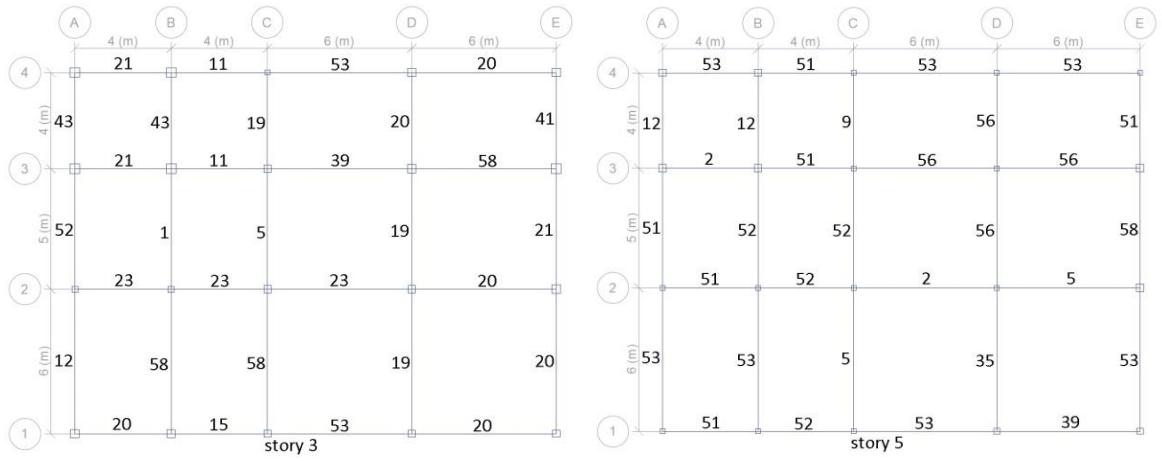
شکل (۵-۶) نمای ساختمان پنج طبقه نامنظم



ادامه شکل (۵-۶) نمای ساختمان پنج طبقه نامنظم



شکل (۶-۶) پلان ساختمان پنج طبقه نامنظم



ادامه شکل (۶-۶) پلان ساختمان پنج طبقه نامنظم

۴-۱-۶ سازه هشت طبقه نامنظم

شماره گذاری مقاطع سازه هشت طبقه منظم به صورت زیر می باشد.

A				B			
1	2	3	4	1	2	3	4
59	60	48	48	24	59	48	48
24	25	25	26	49	49	26	26
25	49	26	26	26	49	26	26
25	26	27	27	27	27	27	27
50	27	33	33	27	27	33	33
50	27	29	29	29	29	29	29
33	31	32	32	31	29	32	32
32	30	30	44	32	32	30	30

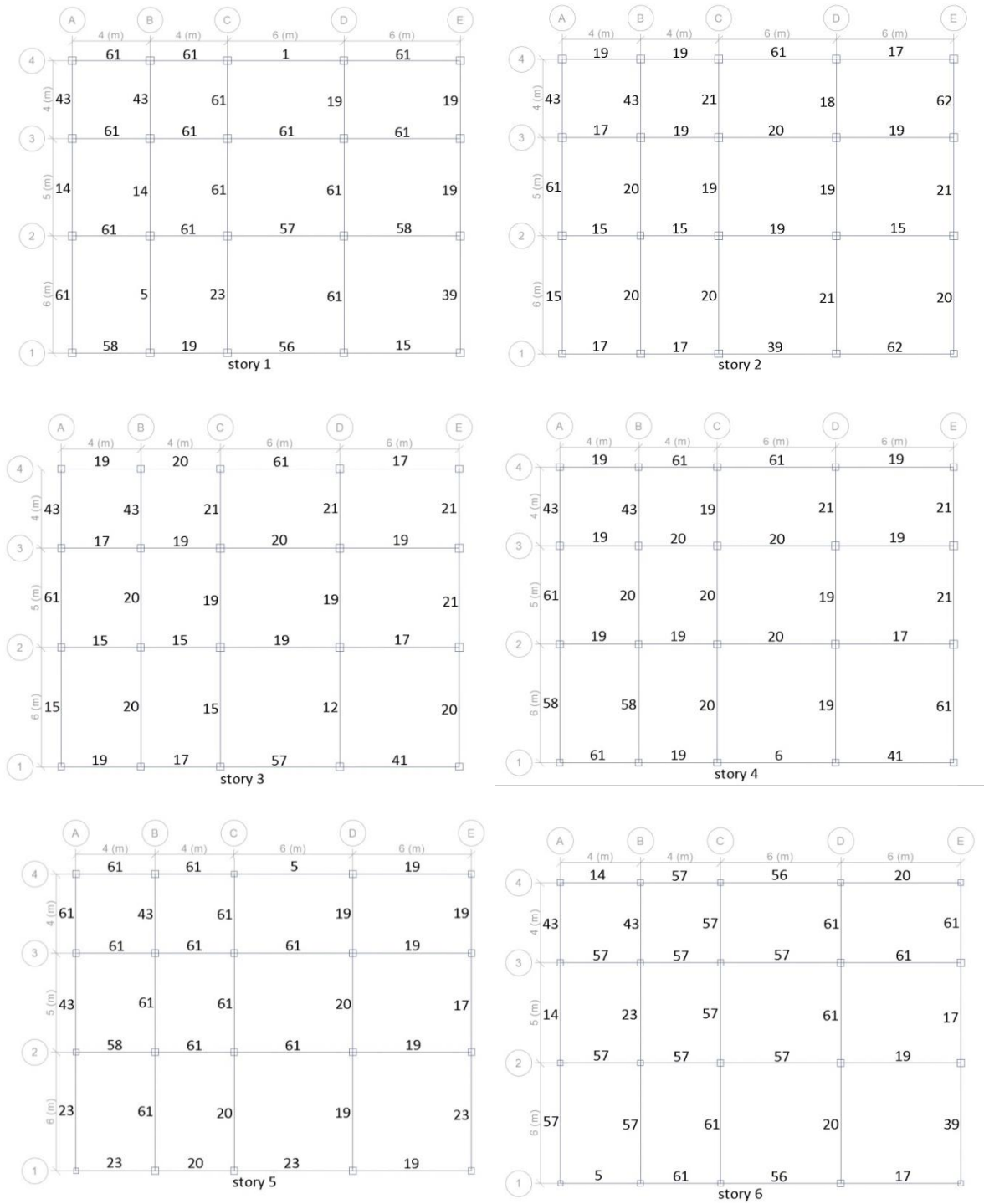
شکل (۶-۷) نمای ساختمان هشت طبقه نامنظم

	1 C	2 C	3 C	4 C	
					Story8
24		48	24	24	Story7
48		49	49	60	Story6
26		50	26	49	Story5
27		27	27	49	Story4
27		29	33	27	Story3
29		31	31	33	Story2
31		32	32	32	Story1
30		44	30	30	Base

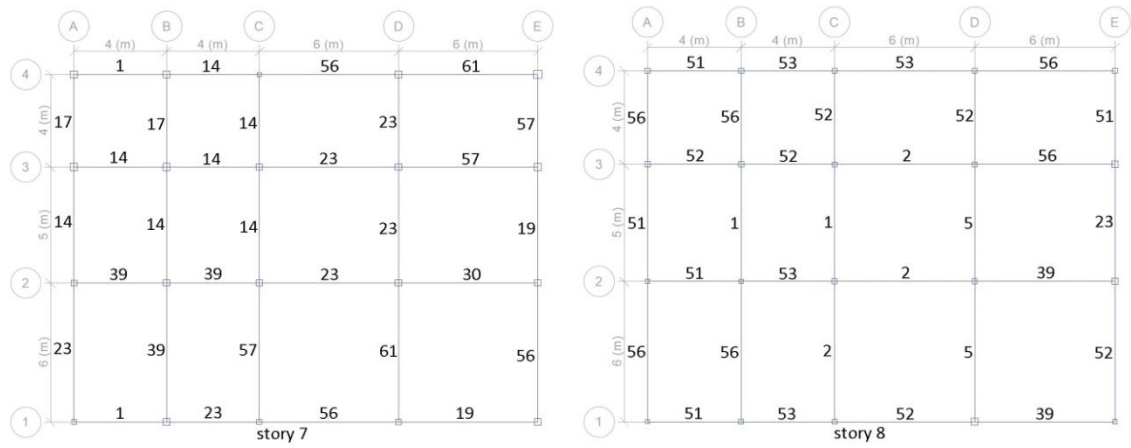
	1 D	2 D	3 D	4 D	
					Story8
26		48	24	24	Story7
25		49	49	49	Story6
27		27	27	49	Story5
33		33	33	27	Story4
33		31	31	33	Story3
31		31	31	31	Story2
32		30	30	32	Story1
45		44	44	44	Base

	1 E	2 E	3 E	4 E	
					Story8
24		49	49	48	Story7
49		49	50	27	Story6
25		27	33	49	Story5
50		33	33	50	Story4
27		31	31	27	Story3
33		31	31	27	Story2
29		32	32	32	Story1
30		44	44	44	Base

ادامه شکل (۶-۷) نمای ساختمان هشت طبقه نامنظم



شکل (۸-۶) پلان ساختمان هشت طبقه نامنظم



ادامه شکل (۶-۸) پلان ساختمان هشت طبقه نامنظم

Abstract:

Structural discipline is one of the most important parameters affecting seismic behavior, which should be created by appropriate interaction between architectural and structural engineers in the building. Investigating the behavior of structures in past earthquakes, it can be seen that the existence of structural order in lateral bearing system has strongly influenced the seismic behavior of the structure.

These observations show that buildings that have an asymmetrical lateral bearing system due to their particular architecture are a lot of damage during the earthquake. On the other hand if the aftershock occurs after the main mainshock, it will increase the amount of the damaged and disrupt the structure's performance.

In this study, the fragility curves for a three , five and eight-story structure with a steel moment resisting frame system with a torsional irregularity in the plan under the influence of earthquake and after shock have been investigated. The structure is designed according to rules of Iranian Regulations and after the finalization of the sections , the structure is modeled in 3D software (OpenSees). Then, by selecting a number of appropriate accelerations and adapting to the conditions of the region, the nonlinear increases dynamic analysis (IDA) will be obtained, and the maximum drift of floors is calculated as the demand parameter; By selecting the relative displacement capacity of the four seismic performance levels, minor, moderate, extensive, and complete damage according to the American Hazus Code, and using structural trust relationships, the seismic fragility curves of this system for four different damage levels It is obtained and discussed the results of torsional irregularities and effect of aftershock in the seismic fracture of the building.

Keywords: Torsional Irregularities, Steel Moment Frame, Fragility Curves, Accelerated, IDA Analysis.



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Performance seismic assessment of steel frame
structures having torsional irregularity subjected
to mainshock-aftershock via fragility curves**

By: Mohammad Hossein Razmkhah

Supervisors:

Dr: Mohammad Shamekhi Amiri

Dr: Hosein Pahlavan

September 2018

