

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

ارزیابی احتمالاتی عملکردی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای نامنظمی طبقه نرم  
و خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه توسط منحنی‌های شکنندگی

نگارنده: حامد کوهستانیان

اساتید راهنما:

دکتر حسین پهلوان

دکتر جلیل شفایی

استاد مشاور:

دکتر محمد شامخی امیری

آذر ماه ۱۳۹۷

شماره: ۹۲۳۸۵  
تاریخ: ۱۰/۲۲/۹۷

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای حامد کوهستانیان با شماره دانشجویی ۹۵۱۲۵۹۴ رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان ارزیابی احتمالاتی عملکردی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس‌لرزه توسط منحنی های شکنندگی که در تاریخ 1397/9/26 با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

قبول (با درجه: .....):  مردود   
نوع تحقیق: نظری  عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر حسین پهلوان	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر جلیل شفقانی	استادیار	
۳- استاد مشاور	دکتر محمد شامخی امیری	استادیار	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی عجمی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر وحیدرضا کلاتجاری	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر ابراهیم زمانی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: رضا نادری  
نام و نام خانوادگی مدیران آموزش تحصیلات تکمیلی: و امضاء و مهر دانشکده:

تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیلی) می‌تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع

مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم به

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

سپاس گزارم از

استادان ارجمندم جناب آقای دکتر پهلوان، جناب آقای دکتر شغابی و جناب

آقای دکتر شامخی امیری

که بی دریغ مراد مسیر رسیدن به هدف ما را انجام این پژوهش پشتیبانی کردند.

# تعمیرنامه

اینجانب حامد کوهستانیان دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "ارزیابی احتمالاتی عملکردی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه توسط منحنی‌های شکنندگی" تحت راهنمایی دکتر حسین پهلوان و دکتر جلیل شفائی و تحت مشاوره دکتر محمد شامخی امیری متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان‌نامه 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 می‌باشد 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 پایان‌نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، 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، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

## چکیده

بررسی خسارت‌های ناشی از زلزله‌های گذشته مانند زلزله‌ی کرمانشاه، مؤید این مطلب است که ساختمان‌هایی که دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم هستند، آسیب‌های بیشتری را در زلزله تجربه کرده‌اند. همچنین پس‌لرزه‌ی زلزله‌های گذشته موجب افزایش آسیب در ساختمان‌ها گردیده است، در صورتی که در آیین‌نامه‌های فعلی اثر پس‌لرزه در محاسبات طراحی دیده نمی‌شود. در این پژوهش به منظور مشاهده اثرات نامنظمی و پس‌لرزه در سازه‌های بتن‌آرمه، منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های سه، پنج و هشت طبقه با سیستم لرزه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه، دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله اصلی و توالی زلزله و پس‌لرزه بررسی شده است. این مدل‌ها مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌های ایران طراحی و پس از نهایی شدن مقاطع، سازه در نرم‌افزار OpenSees به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی گردید. سپس با انتخاب تعدادی شتاب‌نگاشت مناسب و سازگار با شرایط منطقه، مدل‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA قرار می‌گیرند و بیشترین دررفت طبقات به‌عنوان پارامتر تقاضا محاسبه شده است، با انتخاب ظرفیت تغییر مکان نسبی 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 چهار سطح آسیب متفاوت محاسبه شد. نتایج تحلیل‌های غیرخطی حاکی از آن است که در مدل‌های پنج و هشت طبقه در مقایسه با مدل سه‌طبقه تأثیر نامنظمی طبقه نرم و اثر پس‌لرزه در افزایش آسیب‌پذیری ساختمان بیشتر بوده است و با افزایش ارتفاع سازه از میزان تأثیر نامنظمی طبقه نرم و پس‌لرزه در آسیب‌پذیری ساختمان کاسته شده است.

**کلمات کلیدی:** ارزیابی احتمالاتی، قاب خمشی بتن مسلح، طبقه نرم، منحنی‌های شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

۱. فصل اول

۱

مقدمه

۱

- ۱-۱ مقدمه ..... ۲
- ۲-۱ علت در نظرگیری طبقه نرم و خیلی نرم در سازه‌ها ..... ۳
- ۳-۱ هدف و کاربرد نتایج حاصل از این مطالعه ..... ۵
- ۴-۱ روش تحقیق ..... ۵
- ۵-۱ معرفی فصول پایان‌نامه ..... ۶

۲. فصل دوم

۷

ادبیات فنی و پیشینه پژوهش

۷

- ۱-۲ مقدمه ..... ۸
- ۲-۲ سیستم سازه ای قاب خمشی ..... ۸
- ۳-۲ نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم ..... ۹
- ۴-۲ منحنی‌های شکنندگی ..... ۹
- ۱-۴-۲ تعریف منحنی‌های شکنندگی ..... ۹
- ۲-۱-۴-۲ روش‌های مختلف تولید منحنی‌های شکنندگی ..... ۱۱
- ۳-۱-۴-۲ روش تجربی ..... ۱۲
- ۴-۱-۴-۲ روش قضاوت مهندسی ..... ۱۳
- ۵-۱-۴-۲ روش تحلیلی ..... ۱۳
- ۶-۱-۴-۲ روش ترکیبی ..... ۱۴
- ۲-۴-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ..... ۱۴
- ۳-۴-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی ..... ۱۴
- ۱-۳-۴-۲ توزیع یکنواخت ..... ۱۵
- ۲-۳-۴-۲ توزیع نرمال ..... ۱۵
- ۳-۳-۴-۲ توزیع لوگ نرمال ..... ۱۷
- ۴-۳-۴-۲ توزیع گاما ..... ۱۸
- ۵-۳-۴-۲ توزیع بتا ..... ۱۹
- ۴-۴-۲ ترسیم منحنی شکنندگی ..... ۱۹
- ۲-۴-۴-۲ ترسیم منحنیهای شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی ..... ۲۰
- ۵-۴-۲ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی ..... ۲۱
- ۶-۴-۲ دقت منحنی‌های شکنندگی ..... ۲۲



۲۳	..... ۵-۲ تأثیر پس لرزه و نحوه انتخاب رکوردهای پس لرزه دار
۲۴	..... ۶-۲ مروری بر حوادث ناشی از وقوع پس لرزه
۲۵	..... ۱-۶-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه در نظر گرفتن اثر پس لرزه
۲۷	..... ۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه منحنی های شکنندگی
۳۰	..... ۸-۲ نرم افزار اپنسیس
۳۱	..... ۱-۸-۲ ویژگیهای نرم افزار اپنسیس
۳۲	..... ۲-۸-۲ معایب نرم افزار اپنسیس
۳۲	..... ۹-۲ مروری بر تحلیل دینامیکی افزایشی
۳۳	..... ۱-۹-۲ معرفی
۳۴	..... ۲-۹-۲ تاریخچه روش IDA
۳۵	..... ۱-۲-۹-۲ مزایای استفاده از روش آنالیز دینامیکی افزایشی

## ۳۷ فصل سوم

### ۳۷ روش تحقیق

۳۸	..... ۱-۳ مقدمه
۳۸	..... ۲-۳ تعریف مدل
۳۸	..... ۱-۲-۳ فرضیات در نظر گرفته شده برای طراحی سازه
۴۰	..... ۳-۳ نتایج طراحی
۴۲	..... ۴-۳ مدل سازی در اپنسیس
۴۲	..... ۱-۴-۳ تعریف مصالح
۴۵	..... ۲-۴-۳ بتن محصور نشده
۴۵	..... ۳-۴-۳ بتن محصور شده
۴۶	..... ۴-۴-۳ تعریف مقاطع
۴۸	..... ۵-۳ صحت سنجی
۵۰	..... ۶-۳ انتخاب رکورد و مشخصات شتاب نگاشت
۵۲	..... ۲-۶-۳ اعمال توالی اثر زلزله و پس لرزه
۵۲	..... ۷-۳ تشخیص وجود نامنظمی از نوع طبقه نرم و خیلی نرم
۵۳	..... ۸-۳ جمع بندی

## ۵۵ فصل چهارم

### ۵۵ تجزیه و تحلیل نتایج

۵۶	..... ۱-۴ مقدمه
----	-----------------

۵۶.....	۲-۴ تحلیل دینامیکی فزاینده
۵۶.....	۱-۲-۴ معرفی سطوح خرابی
۵۷.....	۲-۲-۴ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)
۵۷.....	۳-۲-۴ منحنی IDA سازه ها تحت زلزله اصلی
۶۹.....	۳-۴ ترسیم منحنی های شکنندگی
۷۱.....	۴-۴ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی
۷۴.....	۵-۴ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی و پس لرزه
۷۷.....	۶-۴ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب خمشی بتن آرمه تحت زلزله اصلی با زلزله اصلی و پس لرزه
۸۳.....	۷-۴ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب خمشی بتن آرمه با نامنظمی دارای طبقه نرم و طبقه خیلی نرم
۸۶.....	۸-۴ تفسیر منحنی های شکنندگی
۸۸.....	۹-۴ جمع بندی

## ۵. فصل پنجم

۸۹	نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات تحقیقات آینده
۹۰.....	۱-۵ مقدمه
۹۱.....	۲-۵ جمع بندی
۹۳.....	۳-۵ پیشنهاداتی برای تحقیقات آینده

## ۶. پیوست

۹۶.....	۱-۶ شتابنگاشت زلزله به همراه پس لرزه
---------	--------------------------------------

## فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۱) تصویری از آثاری به‌جای مانده از زلزله ۷/۳ ریشتری کرمانشاه سال ۱۳۹۶
- شکل (۱-۲) نمودار توزیع نرمال
- شکل (۲-۲) احتمال خرابی توزیع نرمال
- شکل (۳-۲) نمودار توزیع لوگ نرمال
- شکل (۴-۲) منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال
- شکل (۱-۳) پلان تپ سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه
- شکل (۲-۳) مقایسه منحنی تنش- کرنش بتن محصور شده با خاموت عرضی و محصور نشده
- شکل (۳-۳) مدل مقطع الیافی
- شکل (۴-۳) تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه
- شکل (۵-۳) جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوبعدی به‌منظور صحت‌سنجی
- شکل (۶-۳) مقایسه نتایج پوش‌آور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدلسازی شده در نرم‌افزار **OpenSees**
- شکل (۷-۳) شتابنگاشت زلزله و پس‌لرزه مقیاس شده **Mammoth Lakes-Convict Creek**
- شکل (۱-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۲-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۳-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۴-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۵-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۶-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۷-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۸-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۹-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۱۰-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به‌تنهایی
- شکل (۱۱-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۱۲-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه
- شکل (۱۳-۴) نمودار رگرسیون لگاریتمی
- شکل (۱۴-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله

- شکل (۱۵-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله ۷۱
- شکل (۱۶-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله ۷۲
- شکل (۱۷-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله ۷۲
- شکل (۱۸-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله ۷۳
- شکل (۱۹-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله ۷۳
- شکل (۲۰-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۴
- شکل (۲۱-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۴
- شکل (۲۲-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۵
- شکل (۲۳-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۵
- شکل (۲۴-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۶
- شکل (۲۵-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس لرزه ۷۶
- شکل (۲۶-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۷۷
- شکل (۲۷-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۷۸
- شکل (۲۸-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۷۹
- شکل (۲۹-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۸۰
- شکل (۳۰-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۸۱
- شکل (۳۱-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه ۸۲
- شکل (۳۲-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله ۸۳
- شکل (۳۳-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله ۸۴
- شکل (۳۴-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله ۸۵
- شکل (۳۵-۴) مقایسه مقادیر میانه شکنندگی مدل سه طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه ۸۷
- شکل (۳۶-۴) مقایسه مقادیر میانه شکنندگی مدل پنج طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه ۸۷
- شکل (۳۷-۴) مقایسه مقادیر میانه شکنندگی مدل هشت طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه ۸۸
- شکل (۱-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (14th & Elm (Old CHP)-Coalinga) ۹۶
- شکل (۲-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (Sun Valley - Roscoe Blvd-Northridge) ۹۶
- شکل (3-6) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (IMPERIAL VALLEY- Bonds Corner) ۹۶
- شکل (۴-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (mammoth lakes - Convict Creek) ۹۷
- شکل (۵-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (mammoth lakes-Fish & Game (FIS)) ۹۷

- ۹۷ شکل (۶-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (Managua-Nicaragua)
- ۹۸ شکل (۷-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (Northridge - 17645 Saticoy St)
- ۹۸ شکل (۸-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (Northridge-Canoga Park Topanga Can)
- ۹۸ شکل (۹-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (northridge- Jensen Filter Plant Administrative Building)
- ۹۹ شکل (۱۰-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (northridge - LA - Sepulveda VA Hospital)
- ۹۹ شکل (۱۱-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (northridge-Newhall - Fire Sta)
- ۹۹ شکل (۱۲-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (northridge- Rinaldi Receiving Sta)
- ۱۰۰ شکل (۱۳-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (El Centro Array #4- IMPERIAL VALLEY)
- ۱۰۰ شکل (۱۴-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (El Centro Array #5- IMPERIAL VALLEY)
- ۱۰۰ شکل (۱۵-۶) شتابنگاشت زلزله و پس لرزه (El Centro Array #7- IMPERIAL VALLEY)

## عنوان جدول‌ها

- ۴۰ جدول (۱-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم
- ۴۱ جدول (۲-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم
- ۴۱ جدول (۳-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم
- ۴۹ جدول (۴-۳) مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب سازه‌های دارای طبقه خیلی نرم و خیلی نرم
- ۵۱ جدول (۵-۳) شتاب نگاشتهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده
- ۵۷ جدول (۱-۴) جدول مربوط به تقسیم بندی ساختمان بر اساس ارتفاع

# ۱. فصل اول

## مقدمه

## ۱-۱ مقدمه

زلزله یکی از مهم‌ترین پدیده‌های طبیعی است که آسیب‌های اقتصادی و تلفات انسانی زیادی به دلیل خسارت و گسیختگی سازه‌ها ایجاد می‌کند. احتمالاً این جمله را شنیده اید که زلزله باعث مرگ آدم‌ها نمی‌شود بلکه این ساختمان‌ها هستند که باعث مرگ آدم‌ها می‌شود. اگرچه تعداد زلزله‌ها در دو دهه اخیر افزایش چشم‌گیری نداشته‌است اما آمار خسارات جانی و مالی افزایش چشم‌گیری داشته‌است. این آمار در کشور ما بخصوص در مناطق روستایی و مناطقی که هنوز دارای بافت فرسوده و با قدمت زیادی می‌باشد بیشتر قابل لمس بوده‌است. با نگاهی گذرا به تاریخ معاصر ایران رویدادهایی مانند زلزله بم، منجیل، بوئین‌زهرا و اخیراً زلزله کرمانشاه نشان می‌دهد که ساختمان‌های موجود بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی در برابر اثرات زلزله بسیار آسیب‌پذیر هستند. پیامدهای ناگوار اقتصادی و اجتماعی ناشی از رویداد زمین‌لرزه‌ها که بیشتر به سبب طراحی و اجرای نامناسب ساختمان‌ها پدید آمده‌است، از یک طرف و گسترش روزافزون ساخت‌وسازها از طرف دیگر اهمیت طراحی‌های مناسب و بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زمین‌لرزه را مشخص ساخته‌است.

یکی از اساسی‌ترین گام‌ها در طراحی سازه‌ها طراحی مقاوم در برابر زمین‌لرزه بوده که مطالعات لرزه‌خیزی را می‌طلبد. این مهم در گرو استفاده از داده‌های زمین‌لرزه‌ای به‌منظور نمایان شدن الگوی لرزه‌خیزی در یک منطقه و برآورد پارامترهای زمین‌لرزه، در محل احداث سازه و در شهرهای مختلف می‌باشد.

موضوع طراحی بر اساس عملکرد در سال‌های اخیر در سطح جهان و کشور ما مورد استقبال قرار گرفته‌است. آیین‌نامه‌های فعلی که بر اساس نیرو تهیه شده‌اند برای طراحی در محدوده ارتجاعی مناسب‌اند، از این رو سطوحی از عملکرد که متضمن پذیرش خسارت بوده، بر اساس معیار جابجایی قابل‌تعریف است. لذا جابه‌جایی می‌تواند معیار مناسبی جهت تعریف شاخص خسارت و طراحی بر اساس عملکرد باشد. افزایش خسارت وارد بر سازه‌ها در زلزله‌های شدید مانند زلزله‌ی نورث‌ریج کالیفرنیا (۱۹۹۴)



کوبه‌ی ژاپن (۱۹۹۵) سنترالوسترن هند (۲۰۰۱) و زلزله بم (۲۰۰۵) باعث ایجاد خرابی‌های زیادی در سازه‌ها شده و نقاط ضعف آیین‌نامه‌های فعلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها را مشخص نموده‌است. به همین دلیل آیین‌نامه‌های کنونی به سمت طراحی بر اساس عملکرد و در نظر گرفتن معیارهای جابجایی برای ارزیابی خرابی سازه پیش رفته‌است.

منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه‌ها می‌باشد. این منحنی‌ها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه خیری ساختمان تعیین می‌نمایند.

در پژوهش حاضر به ارزیابی احتمالاتی آسیب سازه‌ها با در نظرگیری اثرات نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله و پس‌لرزه پرداخته شده‌است. دانستن این موضوعات برای تصمیم‌گیری‌های بعدی جهت بهسازی و مقاوم‌سازی از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد.

## ۲-۱ علت در نظرگیری طبقه نرم<sup>۱</sup> و خیلی نرم<sup>۲</sup> در سازه‌ها

با توجه به لرزه‌خیزی کشور ما ایران، بسیاری از ساختمان‌های بتن مسلح ساخته شده در کشور به دلیل بحث‌های مرتبط با تأمین پارکینگ، طبقه تجاری و همچنین استفاده نامناسب از میان قاب‌های بنایی در آن‌ها ضعف طبقه‌ی نرم و خیلی نرم وجود داشته و یا به عبارتی تغییرات ناگهانی سختی سازه در طبقاتی وجود دارد که به دلیل وجود طبقه نرم و بعضاً خیلی نرم منجر به آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها در زمان وقوع زلزله گردیده‌است.

---

<sup>۱</sup> Soft Story

<sup>۲</sup> Extrme Soft Story

برای ارزیابی آسیب‌پذیری این سازه‌ها و ارائه طرح‌های بهسازی در سطح سازه‌های موجود بتن مسلح با طبقه نرم و خیلی نرم، ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری این سازه‌ها بسیار دارای اهمیت بوده است، زیرا به‌عنوان اولین گام در شناسایی و اولویت‌بندی بهسازی آن‌ها می‌باشد.

تحقیقات زیادی در زمینه‌ی ارزیابی احتمالاتی سازه‌های بتن آرمه با طبقه نرم و خیلی نرم انجام شده است، با توجه به اینکه هر زلزله با پس‌لرزه‌های بسیاری همراه بوده است در این تحقیق اثرات پس‌لرزه بر منحنی‌های شکنندگی و ارزیابی احتمالاتی سازه‌های ساخته شده بر اساس روش‌های ساخت در ایران و مطابق با آیین‌نامه ایران که دارای طبقه نرم می‌باشد، مورد مطالعه قرار گرفته است.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ طبقه نرم، به طبقه‌ای اطلاق می‌شود که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد که این مهم زمانی رخ می‌دهد که ارتفاع طبقه اول افزایش یابد یا میانقاب از آن حذف شود.

همچنین براساس استاندارد ۲۸۰۰ طبقه‌ی خیلی نرم، به طبقه‌ای اطلاق می‌شود که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۷۰ درصد متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد که این مهم زمانی رخ می‌دهد که ارتفاع طبقه اول افزایش یابد یا میانقاب از آن حذف شود.

مطابق با آیین‌نامه‌های مرتبط سختی طبقه<sup>۱</sup> برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبه‌ی سختی هر طبقه می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد و کلیه طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت، ضمناً سختی طبقات را می‌توان با استفاده از نرم افزار ایتبس<sup>۲</sup> و یا به کمک روابط دینامیک سازه، کنترل و محاسبه نمود. نمونه‌ای از خرابی‌ها بر اثر نامنظمی طبقه نرم در تصویر ۱-۱ زیر مشاهده می‌گردد.

---

<sup>۱</sup>. Story Stiffness

<sup>۲</sup>. Etabs



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

### ۳-۱ هدف و کاربرد نتایج حاصل از این مطالعه

هدف از انجام این تحقیق برآورد احتمالاتی میزان خسارتی است که سازه در طول زلزله متحمل شده است، به گونه‌ای که اگر سازه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم باشد به چه میزان خسارت وارده بر سازه طی زلزله افزایش یافته است. همچنین وقوع پس لرزه پس از روی دادن زلزله اصلی به چه اندازه بر میزان افزایش آسیب‌های وارده بر سازه تاثیرگذار است؟ از سویی باتوجه به مجاز بودن استفاده از طبقه نرم مطابق استاندارد ۲۸۰۰ و عدم لحاظ تاثیر پس لرزه بر طراحی سازه‌های موجود، درستی این موضوع مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۴-۱ روش تحقیق

روش پژوهش براساس اطلاعات آماری زلزله‌های گذشته و مدل‌سازی و طراحی در نرم افزار ایتبس و اپنسیس<sup>۱</sup> بوده است. در این تحقیق سه تیپ ساختمان بتن آرمه با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ بصورت سه

---

<sup>۱</sup>. opensees

بعدی، با سیستم لرزه‌ای قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط که دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم بوده‌اند، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مبحث نهم در نرم‌افزار ایتبس طراحی و سپس در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده‌است و تحت ۲۰ شتابنگاشت که دارای پس‌لرزه بوه‌اند، مورد تحلیل واقع شده‌اند. در نهایت منحنی‌های شکنندگی سازه‌های مذکور به کمک تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA) محاسبه و ترسیم شده‌اند.

## ۱-۵ معرفی فصول پایان‌نامه

این تحقیق به‌طور کلی در پنج فصل تنظیم شده است که به‌صورت خلاصه به شرح زیر می‌باشد:

فصل اول شامل مقدمات کلی در مورد موضوعات مورد بحث پایان‌نامه مانند دلایل پدیده نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم هدف و روش تحقیق هست. در فصل دوم تعاریف، اصول و مبانی نظری موضوع پایان‌نامه شامل مفهوم قاب خمشی، دلایل ایجاد نامنظمی طبقه نرم و خرابی‌های ناشی از آن، تاثیر پس‌لرزه بیان شده و سپس تاریخچه‌ای از تحقیقاتی که در این زمینه صورت گرفته بیان شده است.

در فصل سوم به روش تحقیق بر اساس نرم‌افزار اپنسیس مرور استفاده در تحلیل سازه و نحوه مدل‌سازی اعضا و تحلیل دینامیکی غیرخطی<sup>۱</sup> پرداخته شده است. در فصل چهارم داده‌ها و نتایج حاصل بر اساس ترسیم منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها در چهار حالت خرابی مطابق آیین‌نامه‌ی هازوس<sup>۲</sup> محاسبه و تمامی منحنی‌های ترسیم‌شده مورد تفسیر قرار گرفته‌اند. در فصل پنجم به جمع‌بندی نتایج و همچنین به پیشنهادهایی برای کارهای آینده پرداخته شده است.

---

<sup>۱</sup>. IDA

<sup>۲</sup>. HAZUS

## ۲. فصل دوم

# ادبیات فنی و پیشینه پژوهش

## ۱-۲ مقدمه

در این فصل تعاریف، اصول و مبانی نظری موضوع پایان نامه شامل مفهوم قاب خمشی، دلایل ایجاد نامنظمی طبقه نرم و خرابی های ناشی از آن، تاثیر پس لرزه بیان شده و سپس تاریخچه ای از تحقیقاتی که در این زمینه صورت گرفته بیان شده است. سپس منحنی های شکنندگی، روش های مختلف تولید منحنی شکنندگی، تئوری احتمال منحنی شکنندگی معرفی شده و پیشینه ی پژوهشی مربوط به این منحنی ها بیان خواهد شد. هم چنین به معرفی نرم افزار اپنسیس که اصلی ترین ابزار تحلیلی در این پژوهش است پرداخته خواهد شد. در انتها در مورد روش های تحلیلی به کار رفته در این تحقیق، از جمله تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) و تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده یا پوش آور<sup>۱</sup> به طور کامل بحث خواهد شد.

## ۲-۲ سیستم سازه ای قاب خمشی

سیستم قاب خمشی مجموعه ای از تیرها و ستون ها و اتصالات صلب می باشد که به طور هم زمان نیروهای جانبی و ثقلی را تحمل می کنند. این سیستم از شکل پذیری بالایی برخوردار است و در صورت وارد آمدن نیروهای جانبی مانند زلزله و باد در برابر این نیروها تغییر شکل بالایی را از خود نشان می دهد و مانع از خرابی ساختمان می گردد. در سیستم قاب خمشی بارهای قائم توسط قاب های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز برعهده قاب های خمشی می باشد. با توجه به اینکه در سیستم قاب خمشی عضو اضافی برای تحمل نیروهای جانبی زلزله و باد وجود ندارد بنابراین در صورت استفاده از این سیستم در طراحی ها، طراح ملزم به استفاده از اتصالات صلب برای سیستم قاب خمشی بوده است. اتصال صلب اتصالی است که علاوه بر مقاومت در برابر جدا شدن اعضا

---

<sup>۱</sup> Pushover

از یکدیگر، از چرخش اعضا نسبت به هم نیز جلوگیری می‌کند و در این نوع اتصالات زاویه اجزای متصل شونده قبل و بعد از تغییر شکل ثابت بوده و همواره ۹۰ درجه خواهد بود.

## ۳-۲ نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ طبقه نرم، به طبقه‌ای اطلاق می‌شود که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد و این مهم زمانی رخ می‌دهد که ارتفاع طبقه اول افزایش یابد یا میانقاب از آن حذف گردد. همچنین براساس استاندارد ۲۸۰۰ طبقه خیلی نرم، به طبقه‌ای اطلاق می‌شود که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۷۰ درصد متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد و این مهم زمانی رخ می‌دهد که ارتفاع طبقه اول افزایش داشته یا میانقاب از آن حذف گردد. مطابق با آیین‌نامه‌های مرتبط سختی طبقه برابر با مجموع سختی اعضای باربر جانبی آن طبقه می‌باشد [۱].

## ۴-۲ منحنی‌های شکنندگی

### ۱-۴-۲ تعریف منحنی‌های شکنندگی

برای بیان میزان آسیب پذیری المان‌های سازه‌ای بر اساس میزان خطر زلزله می‌توان در مورد انواع سازه‌های حساس به جابجایی نسبی، احتمال وقوع یا فرا گذشت از یک میزان خسارت خاص را برحسب یک ویژگی معرف زلزله مانند شتاب حداکثر زمین<sup>۱</sup> (PGA) یا سرعت حداکثر زمین<sup>۲</sup> (PGV) یا جابجایی

<sup>۱</sup>. Peak Ground Acceleration

<sup>۲</sup>. Peak Ground Velocity

حداکثر زمین (PGD)<sup>۱</sup> بیان و اندازه گیری نمود. با تکرار این کار برای مقادیر مختلف PGD, PGV, PGA می توان منحنی های نرمال شده که به منحنی شکنندگی<sup>۲</sup> معروف هستند را ایجاد نمود. مطابق با دستور العمل هازوس<sup>۳</sup> منحنی های شکست، آسیب های لرزه ای را برای<sup>۴</sup> سطح خرابی (ناچیز<sup>۴</sup>، متوسط<sup>۵</sup>، سنگین<sup>۶</sup> و کامل<sup>۷</sup>) ایجاد می کنند، این منحنی ها برای چهار حالت آسیب در هر حرکت زمین جداگانه رسم شده و در جریان محاسبه آسیب های وارد بر سازه ها بر اثر زمین لرزه ها وارد می شوند [۲].

از فرمول کوورا و بورن که در سال ۲۰۰۰ ارائه شده است، برای نمایش احتمال شرطی تجاوز پاسخ لرزه ای سازه (R) از حالات حدی عملکردی خاص، همانند ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کمانش و فروریزش که به حالت حدی عملکردی<sup>۸</sup> معروف اند و با  $r_{lim}$  بیان می شود که وابسته به پارامتر معرف زمین لرزه (I) می باشد، استفاده می گردد [۲].

$$\text{Fragility} = P\{R \geq r_{lim} | I\} \quad (1-2)$$

R: پارامتر پاسخ تغییرشکل، نیرو، سرعت و ...

$r_{lim}$ : حد آستانه پاسخ، که با خرابی همبسته شده است.

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

این تعریف برای پارامتر های N بعدی نیز قابل تعمیم است:

$$\text{Fragility} = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup \dots \cup R_N \geq r_{limN} | I\} = p\left\{ \bigcup_{i=1}^N R_i \geq r_{limi} | I \right\} \quad (2-2)$$

<sup>۱</sup>. Peak Ground Displacement

<sup>۲</sup>. Fragility curve

<sup>۳</sup>. Hazus MH MR5

<sup>۴</sup> Slight

<sup>۵</sup> Moderate

<sup>۶</sup> Extensive

<sup>۷</sup> Complete

<sup>۸</sup> Performance Limit State



اگر رابطه بالا را برای حالت دو بعدی، شتاب و جابجایی تعریف کنیم، داریم:

$$FFragility = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup Z \geq A_{lim} | I\} \quad (3-2)$$

$\Delta$ : متغیر پیشای پاسخ جابجایی

$Z$ : متغیر پیشای پاسخ شتاب

$D_{lim}$ : حد آستانه جابه جایی

$A_{lim}$ : حد آستانه شتاب

با تعریف رابطه‌ی (۳-۲) پاسخ به صورت یک سطح، که شبیه به زنگوله می‌باشد در فضای شبه شتاب و جابجایی طیفی نشان داده می‌شود. در صورتی که پاسخ سازه در روابط فوق از حالات حدی مشخص شده تجاوز کند، می‌توان آن را به کمک منحنی‌های شکست نشان داد.

#### ۲-۱-۴-۲ روش‌های مختلف تولید منحنی‌های شکنندگی

در تولید منحنی‌های شکست باید به این نکته توجه نمود که مشخصات سازه‌ها در هر کشور متفاوت است، بنابراین در تحلیل سازه‌ها باید مشخصات ویژه هر سازه در نظر گرفته شود. از آنجایی که ویژگی‌های طراحی هر سازه به طور مستقیم بر تولید منحنی شکست تاثیر گذار است، باید روش‌های ارائه شده برای تولید منحنی‌های شکنندگی بر اساس ضوابط و قواعد آیین‌نامه‌ای آن کشور کالیبره گردد. به طور کلی روش‌های تولید منحنی شکنندگی در چهار دسته تقسیم بندی می‌گردد:

۱- روش تجربی<sup>۱</sup>

۲- بر اساس قضاوت مهندسی<sup>۲</sup>

۳- روش تحلیلی<sup>۳</sup>

---

<sup>۱</sup> Empirical Method

<sup>۲</sup> Judgmental Approach

<sup>۳</sup> Analytical Method

#### ۴- روش ترکیبی<sup>۱</sup>

#### ۲-۴-۱-۳ روش تجربی

از اسم این روش چنین برمی آید که برای تولید منحنی‌های شکنندگی از مشاهده خرابی سازه‌ها در زلزله‌هایی که در گذشته رخ داده‌اند، استفاده شده است. در این روش در صورتی که تمام جزئیات نظیر اندرکنش خاک و سازه، خصوصیات گسل، توپوگرافی منطقه، خصوصیات زمین‌لرزه‌ها و فاصله از گسل در نظر گرفته شود، می‌توان به عنوان روشی قابل اعتماد، از نتایج حاصل از آن استفاده نمود. با توجه به این که برای تولید منحنی‌های شکنندگی در این روش از اطلاعات مربوط به یک منطقه استفاده می‌گردد و از آنجایی که اطلاعات مربوط به زلزله‌های گذشته کامل نیستند، بنابراین این روش محدودیت دارد. محدودیت‌های استفاده از روش تجربی به شرح زیر می‌باشد:

الف) تخمین شدت زلزله بر اثر بازسازی‌های رخ داده دشوار می‌باشد.

ب) پارامترهای خسارت را به خوبی مد نظر قرار نمی‌دهد.

ج) استفاده از این روش برای سازه‌های جدید و اصلاح شده دشوار است.

د) در این روش نمی‌توان به سادگی اندرکنش خاک-سازه را به درستی مدل‌سازی نمود و امکان وارد نمودن حرکت زمین به سادگی امکان پذیر نیست.

فواید استفاده از این روش به شرح زیر می‌باشد:

الف- در ساختمان‌های قدیمی ساز که معمولاً اصول مهندسی در آنها رعایت نشده است و تخمین میزان آسیب پذیری آن‌ها با مدل کردن امکان پذیر نیست، کاربرد دارد.

ب- خسارت واقعی وارد شده بر اجزای سازه ای و غیر سازه ای در یک منطقه را نشان می‌دهد.

ج- مودهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.

د- روش استفاده از آن آسان است و فرضیات کمی دارد.

---

<sup>۱</sup> Hybrid Approach

## ۴-۱-۴-۲ روش قضاوت مهندسی

در این روش برای تولید منحنی شکست از اطلاعات کارشناسان استفاده شده است، و نمونه‌های تولید شده در این روش منحنی‌های ATC-13 و FEMA/NIBS می‌باشد. از آنجایی که این منحنی‌ها به شدت به تجربه فردی کارشناسان و مشخصات وابسته است و برای تولید منحنی از آن استفاده گردیده، قابلیت اعتماد آن کیفی است. از مشخصات این روش می‌توان به عدم وابستگی آن نسبت به محدودیت‌های مربوط به کیفیت و کمیت آمارهای خسارت سازه‌ای، اشاره نمود.

## ۵-۱-۴-۲ روش تحلیلی

روش تحلیلی به این صورت می‌باشد که ابتدا سازه‌ها طبق آیین‌نامه‌های موجود هر کشور طراحی شده و سپس با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مختلف تحت شدت‌های فزاینده قرار می‌گردد و به کمک آنها منحنی‌ها شکنندگی و IDA رسم می‌گردد. در این روش هرچه تعداد تحلیل‌های انجام شده افزایش یابد درصد خطا کاهش یافته و منحنی‌های به دست آمده با درصد اطمینان بالاتری نسبت به دو حالت قبل بدست می‌آید، در این روش تحلیل‌ها می‌توانند به صورت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی باشد.

فواید استفاده از این روش به شرح زیر می‌باشد:

الف- نتایج بدست آمده به شدت حرکت زمین وابسته است.

ب- این روش تحلیلی برای سازه‌هایی اعمال می‌گردد که قبلاً آسیب ندیده اند.

ج- این روش شامل اندرکنش بین سازه و خاک و شدت حرکت زمین را می‌باشد.

محدودیت‌های استفاده از این روش شامل موارد زیر می‌باشد:

الف- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده ای دارد.

ب- یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می‌گیرد.

ج- خسارت بر اساس داده‌های واقعی نمی‌باشد [۳].

## ۲-۴-۱-۶ روش ترکیبی

این روش دربرگیرنده سه روش قبلی است. منحنی های شکنندگی به دست آمده از این روش ترکیبی از ارزیابی های ریاضی و داده های خسارت می باشد بنابراین قابلیت اعتماد بالایی دارند. منحنی های به دست آمده از روش های بیان شده، در منابع لازم برای تولید منحنی از نظر دقت نتایج با یکدیگر متفاوت می باشند و انتخاب هر یک از روش ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می گیرد.

## ۲-۴-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

گام های ترسیم منحنی شکنندگی به کمک تحلیل تاریخچه ی زمانی به شرح زیر می باشد:

- ۱- انتخاب سازه و مدل سازی آن با توجه به رفتار غیرخطی اعضا و میرایی
- ۲- انتخاب شتاب نگاشت مناسب مربوط به زلزله های گذشته با توجه به پارامترهای نوع خاک و شکل طیف و در انتها مقیاس کردن آن ها به سطوح مختلف آسیب
- ۳- تعیین عوامل موثر بر منحنی شکنندگی لرزه ای مانند تغییر شکل محوری خمیری و حداکثر تغییر مکان بین طبقات
- ۴- مشخص کردن محدوده ی شکست براساس ضوابط موجود در آیین نامه ها و دستورالعمل ها
- ۵- انجام دادن تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه مورد نظر در سطوح مختلف PGA
- ۶- انتخاب یک توزیع آماری مناسب با توجه به موضوع مورد بحث
- ۷- و در انتها تولید منحنی شکنندگی

## ۲-۴-۳ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

برای ترسیم منحنی شکنندگی ابتدا یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می آید، در نظر گرفته می شود. تعداد زیادی توزیع 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. به‌طور خلاصه به شرح زیر می‌باشد.

### ۲-۴-۳-۱ توزیع یکنواخت

ساده‌ترین روش جهت توزیع پیوسته توزیع یکنواخت است که به‌صورت رابطه زیر تعریف می‌گردد. در این رابطه اگر متغیر  $x$  یا متغیر تصادفی یکنواخت پیوسته دارای چگالی یکنواخت باشد آنگاه چگالی احتمال آن به‌صورت زیر می‌باشد [۴].

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\beta} & \alpha < x < 0 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۴-۲)$$

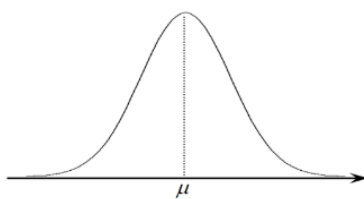
پارامترهای  $\alpha$  و  $\beta$  ثابت‌های حقیقی هستند که همواره  $\alpha > \beta$  می‌باشد. میانگین و واریانس چگالی یکنواخت با استفاده از روابط (۲-۵) و (۲-۶) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\alpha + \beta}{2} \quad (۵-۲)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{12}(\beta - \alpha)^2 \quad (۶-۲)$$

### ۲-۴-۳-۲ توزیع نرمال

توزیع نرمال مهم‌ترین توزیع‌های آماری است که در علوم مهندسی و به‌خصوص در آنالیزهای قابلیت اعتماد دارای کاربرد فراوانی است. ضمن اینکه بیش‌تر وقایعی که در طبیعت و تحقیقات علمی به وقوع می‌پیوندد از این توزیع پیروی می‌کند. نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۱-۲) نمودار توزیع نرمال

ابتدا توسط دمواور<sup>۱</sup> و لاپلاس<sup>۲</sup> خصوصیات ریاضی منحنی‌های نرمال تعریف شد و در نهایت توسط گاوس<sup>۳</sup> تکمیل گردید، از این رو نام دیگر منحنی نرمال، منحنی گاوس می‌باشد که با نماد  $n(x; \mu, \sigma)$  نمایش می‌دهند. چگالی احتمال متغیر نرمال  $X$  به صورت رابطه‌ی (۷-۲) می‌باشد و در آن  $\sigma > 0$  است [۵].

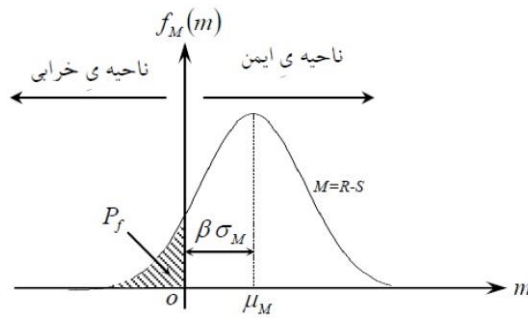
$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (7-2)$$

در عبارت فوق  $\sigma$  و  $\mu$  به ترتیب انحراف معیار و میانگین توزیع نرمال می‌باشند. متغیر تصادفی نرمال با میانگین توزیع برابر با صفر و انحراف معیار برابر با یک را متغیر تصادفی استاندارد گویند و آن را با نماد  $U$  نشان می‌دهند. برای تبدیل متغیر تصادفی به متغیر نرمال استاندارد باید دارای توزیع نرمال با میانگین  $\mu$  و انحراف معیار  $\sigma$  باشد، آنگاه متغیر  $U = \frac{X-\mu}{\sigma}$  به متغیر نرمال استاندارد تبدیل خواهد گردید. به علت استفاده‌ی زیاد تابع چگالی نرمال استاندارد و تابع چگالی تجمعی آن را به ترتیب با نمادهای خاص  $\phi(U)$  و  $\Phi(U)$  نیز نشان می‌دهند. از آنجایی که حل بسته‌ی تابع چگالی تجمعی در حالت کلی وجود ندارد برای محاسبه‌ی احتمال هر متغیر دلخواه به کمک تغییر متغیر فوق، متغیر دلخواه به فضای نرمال استاندارد منتقل شده و احتمال‌های لازم را از جداول تهیه شده به دست می‌آورند [۵].

<sup>۱</sup> De Moiver

<sup>۲</sup> Laplace

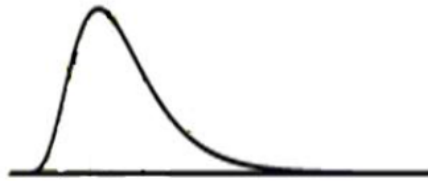
<sup>۳</sup> Gauss



شکل (۲-۲) احتمال خرابی توزیع نرمال [۵]

### ۳-۳-۴-۲ توزیع لوگ نرمال

اگر متغیر تصادفی X دارای توزیع نرمال باشد، آنگاه دارای توزیع احتمال لوگ نرمال خواهد بود. نمودار این توزیع به صورت شکل ۳-۲ می باشد. در این صورت تابع چگالی احتمال آن به صورت زیر نوشته خواهد شد.



شکل (۳-۲) نمودار توزیع لوگ نرمال

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right]^2\right) \quad 0 < x < \infty \quad (۸-۲)$$

در این روش  $\lambda = E(\ln x)$  و  $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln x)}$  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:

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \xi^2$$

(۹-۲)

$$\xi^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (10-2)$$

مقادیر  $\lambda$  و  $\xi$  را می‌توان از روابط زیر استخراج نمود:

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \quad (11-2)$$

$$\sigma = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (12-2)$$

در توزیع لوگ نرمال متغیر تصادفی همواره دارای مقادیر مثبتی می‌باشد، لذا این توزیع برای متغیرهای زیادی در مسائل مهندسی که دارای مقادیر مثبت هستند، همانند توزیع مقاومت‌ها، کاربردهای بسیاری دارد [۷].

#### ۴-۳-۴-۲ 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:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} & x > 0 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (13-2)$$

در روابط فوق  $\lambda$  و  $k$  پارامترهای توزیع نامیده می‌شوند. تابع  $\Gamma(k)$  نیز نمایش‌دهنده‌ی تابع گاما می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (14-2)$$

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



$$\mu = \frac{k}{\lambda} \quad (15-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (16-2)$$

توزیع گاما کاربردهای متعددی در مسائل مهندسی سازه دارد. برای مثال برای توصیف بار کف ساختمان‌ها و یا مقاومت نهایی اعضای بتن آرمه به کار می‌رود [۸].

### ۲-۴-۳-۵ توزیع بتا

در صورتی که چگالی احتمال به صورت رابطه (۲-۱۷) تعریف گردد، متغیر تصادفی  $x$  از نوع توزیع بتا خواهد بود که به آن متغیر تصادفی بتا گفته می‌شود که در آن  $\alpha > 0$  و  $\beta > 0$  می‌باشند.

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \cdot \Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & \alpha < x < 1 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (17-2)$$

میانگین و واریانس توزیع بتا از روابط زیر به دست می‌آید [۵]:

$$\mu = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (18-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{\alpha\beta}{(\alpha + \beta)^2(\alpha + \beta + 1)} \quad (19-2)$$

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.

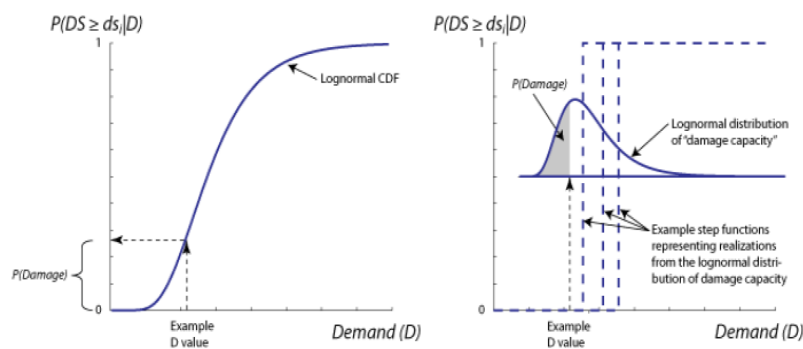
### ۲-۴-۴ ترسیم منحنی شکنندگی

جهت ترسیم منحنی شکنندگی در حالت کلی از رابطه (۲-۲۰) استفاده می‌شود:

$$\text{Fragility} = P[ \text{EDP} > \text{AC} \mid \text{IM} ]$$

(۲۰-۲)

شاخص IM در رابطه‌ی فوق معرف شدت زلزله بوده که معمولاً شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می‌شود، EDP 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 گرفته می‌شود 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 (۲-۴) منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال [۱۱]

## ۲-۴-۴-۲ ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی

یکی از روش‌هایی که در ترسیم منحنی‌های شکنندگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، شاخص خرابی می‌باشد. در سال ۱۹۸۵ پارک و انگ، رابطه "پارک-انگ" را در جهت طراحی سازه‌ها ارائه کردند. در این روش طراحی، شاخص شدت زمین‌لرزه و برش پایه پارامترهای اولیه‌ی هستند که به کمک این دو پارامتر شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید [۹].

## ۲-۴-۵ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی

هر سازه‌ای که تحت اثر بار زلزله قرار می‌گیرند دچار حالت‌های خرابی متعددی می‌شود که این

حالات خرابی به شرح زیر می‌باشد:

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 که توسط پارک و انگ پیشنهاد شده است، تعریف

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

$$DI_{PA} = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta_e}{M_u \phi_u} \int dE \quad (2-21)$$

$\phi_m$ : حداکثر خمش ایجادشده توسط زلزله

$\phi_y$ : خمش تسلیم

$\phi_u$ : تغییر شکل نهایی تحت بار یکنواخت

$\int dE$ : انرژی جذب شده تجمعی

$M_u$ : ممان تسلیم

$\beta_e$ : ضریب مربوط به نوع سازه

پارک و همکارانش برای کاهش مقاومت اسمی، مقدار  $\beta=0.1$  را پیشنهاد دادند. به کمک این روش

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

خسارت‌های در نظر گرفته شده برای کلیه اعضای طبقه‌ها و سازه به صورت تجمعی می‌باشد.

## ۲-۴-۶ دقت منحنی‌های شکنندگی

دقت تولید منحنی‌ها شکنندگی تأثیر مستقیم بر روی میزان دقت بررسی و ارزیابی سطوح آسیب-پذیری دارند، به این صورت که هر قدر در روند تهیه منحنی‌های شکنندگی دقت بیشتری شود، نتایج حاصل از تحلیل آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردار خواهند بود. از سویی اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی‌های شکنندگی دارای خاصیت تصادفی بودن<sup>۱</sup> می‌باشد. تصادفی بودن اطلاعات شامل مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای و مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها می‌باشند، زیرا مشخصات سیستم سازه‌ای به عواملی همانند تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی و ترک خوردگی و همچنین تغییر دائمی مرکز جرم وابسته است که موجب تفاوت رفتار سازه شده و از سوی ماهیت زلزله همواره با ویژگی تصادفی بودن همراه می‌باشد. از این رو مستلزم افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی، 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 تهیه منحنی‌های شکنندگی باید به آن توجه نمود، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر می‌باشد. باید توجه لازم به این نکته

---

<sup>۱</sup> Random

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 به منظور افزایش دقت محاسبات در تولید منحنی شکنندگی سازه‌ها، بهتر است برای سازه در شرایط مختلف از جمله از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساخت گاهی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب به دست آید.

## ۵-۲ تأثیر پس‌لرزه و نحوه انتخاب رکوردهای پس‌لرزه دار

در حوادث لرزه‌ای، پس‌لرزه‌ها وجود دارد که پتانسیل ایجاد صدمه شدید به ساختمان‌ها و تهدید ایمنی جانی و مالی، حتی در زمانی که تنها آسیب جزئی از لرزه اصلی به ساختمان وارد شده را دارا می‌باشند. پس‌لرزه‌ها به‌طور معمول تا حدی از نظر بزرگی زلزله<sup>۱</sup> کوچک هستند، در حالی که شدت حرکت زمینی آن‌ها همیشه کوچک نیست.

پس‌لرزه‌ها ممکن است پیک شتاب بالاتری نسبت به لرزه اصلی داشته باشند، حتی مدت‌زمانشان نیز بیشتر باشد و ظرفیت انرژی‌شان به‌صورت قابل توجهی با تغییر محل آن‌ها از سایت تغییر یابد. هنگامی که سازه تحت تأثیر یک لرزه اصلی با شدت بالا قرار می‌گیرد، ظرفیت شکست سازه در برابر آسیب، به‌طور فراوان کاهش می‌یابد و می‌توان نتیجه گرفت که سازه حتی اگر تحت یک پس‌لرزه با شدت و بزرگای پایین قرار گیرد، احتمال فروپاشی آن وجود دارد. بر روی ظرفیت شکست یک سازه، مجموع اثرات رکورد زلزله اصلی، نوع گسل و اقسام پس‌لرزه تأثیرگذار می‌باشد.

---

<sup>۱</sup> . magnitude

## ۲-۶ مروری بر حوادث ناشی از وقوع پس لرزه

در حوادث لرزه‌ای، مشاهده پس لرزه‌ها پس از لرزه اصلی غیرمعمول نیست. در ۱۱ آوریل ۲۰۱۲، یک زلزله به بزرگی ۸/۶ ریشتر اندونزی را لرزاند که پس از آن چند پس لرزه قوی رخ داد که بزرگ‌ترین آن‌ها دارای بزرگی ۸/۲ بود و کمی بیش از دو ساعت بعد زلزله اصلی رخ داد. پس از زلزله بزرگ ۲۰۱۱ توکیو در ژاپن، ۵۸۸ پس لرزه با بزرگی ۵ ضبط شد که ۶۰ پس لرزه دارای بزرگی بیش از ۶ و سه پس لرزه با بزرگی ۷ ریشتر و حتی بیشتر بود. در ۲۴ ساعت پس از زلزله به بزرگی ۸/۸ ریشتر در شیلی در تاریخ ۲۷ فوریه ۲۰۱۰، حدود ۹۰ پس لرزه با مقادیر برابر یا بزرگ‌تر از ۵/۰ توسط ثبت شد.

زلزله ونچوان در ۱۲ مه ۲۰۰۸ با بزرگای ۷/۹ ریشتر رخ داد که تا ۸ سپتامبر ۲۰۰۸، ۴۲۷۱۹ پس لرزه ضبط شد، از این رو تعداد ۳۴ پس لرزه دارای بزرگی ۵/۰ تا ۵/۹ بودند و هشت پس لرزه بزرگی ۶/۰ تا ۶/۵ ریشتر را دارا بودند. این پس لرزه‌های قوی بسیاری از ساختمان‌هایی که در زلزله اصلی خسارت دیده بودند را به سطح فروپاشی کامل رساندند.

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 شده است. یک زلزله اصلی ممکن است پس لرزه‌ها را در امتداد گسل ایجاد کند که دور از مرکز اصلی شوک باشد [۱۰]. تأخیر بین زلزله اصلی و بزرگ‌ترین پس لرزه می‌تواند بین چند دقیقه تا چند ماه باشد. پیش‌بینی تأخیر بین زلزله اصلی و پس لرزه دشوار است، درحالی‌که پیش‌بینی مقادیر بزرگی پس لرزه نسبتاً چندان دشوار نیست. به‌طور کلی، میزان وقوع پس لرزه باگذشت زمان پس از لرزه اصلی کاهش می‌یابد.

اندازه یک پس لرزه معمولاً کمتر از لرزه اصلی است، اما پس لرزه ممکن است پیک شتاب زمین بالاتر از لرزه اصلی داشته باشد، حتی طولانی‌تر و محتوای انرژی متفاوت داشته باشد. ترکیبی از لرزه اصلی و پس لرزه‌ها در ساز، موجب نیاز به جذب انرژی بیشتر در سازه را ایجاد می‌کند.

پس‌لرزه‌ها پتانسیل ایجاد آسیب جدی برای ایمنی جانی و ساختمان‌هایی را دارند که حتی فقط دارای آسیب جزئی ناشی از لرزه اصلی یا بدون آسیب باشند. به‌خصوص ساختمان‌های قدیمی یا دارای مشکلات اجرایی بیشتر آسیب‌پذیر هستند.

در زلزله سال ۱۹۹۹ تای چی چی، یک ایستگاه گاز سقوط کرد، این ایستگاه که در زمان زلزله اصلی خسارت دیده بود، به دلیل روی دادن پس‌لرزه دچار آتش‌سوزی گردید [۱۱]. کریستچرچ دومین شهر بزرگ نیوزلند زلزله‌ای به بزرگی ۷/۱ در ۴ سپتامبر ۲۰۱۰ را تجربه کرد، پس از ۵ ماه یک پس‌لرزه به بزرگی ۶/۳ در تاریخ ۲۲ فوریه ۲۰۱۱ رخ داد این پس‌لرزه منجر به ۱۸۵ کشته و حدود ۱۵ میلیارد دلار هزینه‌های بازسازی شد [۱۲]. فاصله بین زلزله اصلی و بزرگ‌ترین پس‌لرزه ممکن است بین چند دقیقه تا چند ماه باشد و پیش‌بینی تأخیر دشوار می‌باشد [۱۳، ۱۴]. با توجه به آسیب‌های وارد بر سازه‌ها به نظرمی‌رسد ترکیبی از لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها باعث می‌شود که سازه به قابلیت جذب انرژی بیشتر نیاز داشته باشد.

## ۲-۶-۱ تاریخچه کارهای انجام‌شده در زمینه در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه

یئو و کرنل<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۵ یک چارچوب تحلیلی مفهومی را برای وارد کردن پس‌لرزه در مهندسی بر مبنای عملکرد<sup>۲</sup> پیشنهاد دادند [۱۵].

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<sup>۳</sup> پاسخ سازه‌ای قاب‌های فولادی تحت توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه را در سال ۲۰۰۷ مشخص نمودند [۱۶].

---

<sup>۱</sup> Yeo and Cornell

<sup>۲</sup> PBE(Performance Based Engineering)

<sup>۳</sup> Li and Ellingwood

ون د لیدنت<sup>۱</sup> پاسخ و عملکرد قاب چوبی که قبلاً دچار لرزه اصلی شده را در سال ۲۰۰۸ تحت پس لرزه به طور تجربی نشان داد [۱۷ و ۱۸].

لی و یین در سال ۲۰۱۰ نقصان لرزه‌ای ساختمان‌های قاب چوبی را تحت لرزه اصلی و پس لرزه تعیین کردند [۱۹].

مطالعات گذشته توسط کالیبراسیون جزء یا زیرمجموعه سطح هیستریزیس انجام شده و سپس فرض بر این بوده که رفتار اجزاء می‌تواند برای پیش‌بینی رفتار سیستم ترکیب شود. این موضوع برای بسیاری از مدل‌ها در سطوح تغییر شکل پایین که در آن‌ها رفتار غیرخطی مواد محدود است صادق است اما زمانی که تغییرات غیرخطی هندسی وجود دارد این مدل‌ها، پیش‌بینی دقیقی ارائه نمی‌دهند.

ایبارا و کراوینگلر<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۵ با اشاره به این موضوع که برخی مدل‌های رفت و برگشتی یا همان هیستریزیس<sup>۳</sup> 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، درحالی که مطالعات بسیار کمی در زمینه زوال مقاومت و سختی در محدوده غیرخطی انجام شده است [۲۰].

توزیع بزرگی پس لرزه‌ها به مدت سپری شده بعد از لرزه اصلی بستگی ندارد، به این معنا که پس لرزه‌های بزرگ ممکن است چند ماه بعد رخ دهد، همان‌طور که در زلزله ونچوان و کریستچرچ<sup>۴</sup> مشاهده گردید. در ضمن میزان بزرگی پس لرزه ارتباط بسیار زیادی با بزرگی زلزله اصلی دارد [۲۱]. زمانی که ساختمان تحت اثر زلزله‌های متعدد می‌باشد، برای مدل سازه آسیب دیده 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 [۲۲].

---

<sup>۱</sup> Van de Lindt

<sup>۲</sup> Ibarra and Krawinkler

<sup>۳</sup> hysteretic model

<sup>۴</sup> Wenchuan and Christchurch



## ۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده 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 گردیدند [۲۳].

در سال ۱۹۹۳ این منحنی‌ها توسط کرچر و مارتین<sup>۱</sup> 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 نورث‌ریچ در سال ۱۹۹۴ تبدیل شد، که میزان خسارت مالی وارد به سازه‌ها را در زلزله‌های شدید نشان می‌داد [۲۴].

آنانوس<sup>۲</sup> 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 احتمالاتی را به صورت نرمال در نظر گرفتند [۲۵].

زینگهال و کرمد جیان<sup>۳</sup> در سال ۱۹۹۸ به برآورد منحنی‌های شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختند، سپس آن‌ها برای برآورد آسیب از شاخص پارک - انگ استفاده نمودند و میزان آسیب را تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های مختلف با توابع توزیع آماری به دست آوردند [۲۶].

در سال ۱۹۹۸ شینوزوکا<sup>۴</sup> مقاله‌ای تحقیقی در مورد منحنی شکنندگی یک پل تک دهانه ارائه داد و این مقاله نسبت به کارهای قبلی از دقت بسیار بالایی برخوردار بود، علت دقت بالای آن استفاده از

---

<sup>۱</sup> Kircher and Martin

<sup>۲</sup> Anagnos

<sup>۳</sup> Singhal and Kiremidjian

<sup>۴</sup> Shinozuka

داده‌های قابل توجه آماری در آن مقاله بوده است که به‌عنوان داده‌های ورودی نرم‌افزار به کار برده شد. سپس با تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد آنالیز قرار دادند این اولین بار بود که در ترسیم منحنی‌های شکنندگی از مقوله آماری استفاده شده بود [۲۷].

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 محققین متوجه شدند که سازه‌های فلزی ساخته شده در این شهر دارای بیشترین شکنندگی و سازه‌های بتن مسلح دارای کم‌ترین شکنندگی هستند [۲۸].

در سال ۲۰۰۱ روش تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش طیف ظرفیت ارائه شد. در این مورد پژوهشگران با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای ترسیم نمودند [۲۹].

مصطفی<sup>۱</sup> 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، به‌دست آورد. در این تحقیق بیمارستان تحت تحریک‌های متفاوت از لحاظ PGA قرار گرفت و پاسخ لرزه‌ای بام به‌عنوان ورودی در تحریک سیستم ثانویه منبع آب لحاظ شد. تفاوت منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده در این تحقیق با سایر موارد در این بود که این بار محور افقی نمودار، تغییر مکان نسبی طبقات (Drift) در نظر گرفته شده بود [۳۰].

در سال ۲۰۰۴ در استانبول محققین منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها تهیه کردند. برای این منظور محققین چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی را در نظر گرفته و به‌منظور 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 [۳۱].

---

<sup>۱</sup> Mostafa

آریزاگا<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۶ به کمک نرم‌افزار پرفورم<sup>۲</sup> منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی با تعداد طبقات ۲، ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ و از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی رسم کرد. وی بر اساس آیین‌نامه FEMA و به‌کار بردن PGA تغییر مکان بین طبقه‌ای منحنی‌ها شکنندگی را استخراج کرد [۳۲].

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 [۳۳]. در همان سال پهلوان و قدرتی سطوح عملکرد ساختمان‌های بتن آرمه متعارف را بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران مورد بررسی قرار دادند [۳۴].

در سال ۲۰۱۲ آسامو به بررسی منحنی‌های شکست سازه‌های موجود در کشور غنا پرداخت، به‌طوری‌که 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 PGA کمتر است

---

<sup>۱</sup> Arizaga

<sup>۲</sup> PERFORM

دست یافتند بدین معنا که سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین تر PGA بیشتر است [۳۵]. یک سال بعد یعنی در سال ۱۳۹۳ میلاد پهلوان و قدرتی اثر میان قاب را در ساختمان‌های مذکور در نظر گرفتند و به این نتیجه دست یافتند که با افزایش ارتفاع نقش میان قاب در کم کردن پیوند سازه کم‌تر شده به طوری که در ساختمان ۳ طبقه تأثیر میان قاب در کاهش پیوند ۴۰٪، در ساختمان ۵ طبقه ۳۰٪ و در ساختمان ۸ طبقه ۲۱٪ می‌باشد [۳۶].

## ۲-۸ نرم‌افزار اپنسیس

نرم‌افزار OpenSees یک نرم‌افزار کدباز و رایگان است که با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه‌ها می‌پردازد. نام این نرم‌افزار به صورت مخفف از حروف اول کلمات عبارت OpenSystem for Earthquake Engineering Simulation به معنای سیستم باز جهت شبیه‌سازی در مهندسی زلزله، گرفته شده است.

این نرم‌افزار به وسیله زبان برنامه‌نویسی TCL توسط مازونی<sup>۱</sup>، اسکات<sup>۲</sup>، کنا<sup>۳</sup> و فنوس<sup>۴</sup> که از محققین دانشگاه برکلی هستند، در سال ۱۹۹۰ میلادی در دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شده است و تاکنون در حال توسعه می‌باشد به گونه‌ای که قابلیت گسترش و تولید انواع مقاطع سازه‌ای و غیر سازه‌ای در خصوص تحلیل را داراست.

اپنسیس دارای مجموعه‌ی کاملی از انواع المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل در زمینه‌های میکرو و ماکرو را دارا می‌باشد. می‌توان گفت که نرم‌افزار اپنسیس قوی‌ترین نرم‌افزار تحلیل غیرخطی ماکرو برای سازه‌ها می‌باشد. مزیت این نرم‌افزار این است که رایگان

---

<sup>۱</sup> Mazzoni

<sup>۲</sup> Scott

<sup>۳</sup> Mc Kenna

<sup>۴</sup> Fenves

بوده و در دسترس همگان قرار دارد و نیز کد برنامه‌نویسی آن به صورت کد باز است. این ویژگی اپنسیس موجب شده تا نقص‌ها و عیب‌های شناسایی‌شده‌ی نرم‌افزار توسط سایر کاربران نرم‌افزار قابل اصلاح باشد که این به تکمیل و بهبود تدریجی نرم‌افزار توسط همه‌ی محققینی که از آن استفاده می‌کنند، منجر می‌شود.

از آنجایی که این نرم‌افزار کدباز است، محققین می‌توانند مصالح و دستوره‌های 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. هریک 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.

## ۲-۸-۱ ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس

تعدادی از ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس به شرح زیر می‌باشد:

- کتابخانه‌ای آماده 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، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی، تحلیل دینامیکی افزایشی و انواع دیگر تحلیل‌ها در این نرم‌افزار امکان‌پذیر است.

## ۲-۸-۲ معایب نرم‌افزار اپنسیس

معایب نرم‌افزار اپنسیس به شرح زیر می‌باشد.

- حساسیت زیاد مترجم برنامه (TelEditor) نسبت به دستورات کد نویسی و لزوم رعایت دقیق دستور زبان برنامه‌نویسی توسط کاربر.
- امکانات ضعیف برنامه در خصوص نمایش گرافیکی مدل

## ۲-۹ مروری بر تحلیل دینامیکی افزایشی

از سویی با افزایش یافتن قدرت پردازش رایانه‌ها و از سویی 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)<sup>۱</sup> 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.

## ۲-۹-۱ معرفی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۲</sup> (IDA) 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

<sup>۱</sup> Push Over

<sup>۲</sup> Incremental Dynamic Analysis

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<sup>۱</sup> (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<sup>۲</sup> (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.

## ۲-۹-۲ تاریخچه روش IDA

پس از اتفاق افتادن زلزله‌ی مخرب نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ پروژه‌ای به نام 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 محدوده‌ی وسیع‌تری از مقیاس زلزله مورد نظر به کار گرفته شد. ابتدا نام این روش را پوش آور دینامیکی گذاشتند و از آن به عنوان 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

---

<sup>۱</sup> Intensity Measure

<sup>۲</sup> Damage Measure



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<sup>۱</sup> در دانشگاه استنفورد پدید آمد و مورد پذیرش سایر محققان قرار گرفت و به تدریج با گذشت زمان شهرت یافت [۳۶]. 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 دهه‌ی اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) پذیرفته شده و در آیین‌نامه‌های FEMA-351 و HAZUS-5 MR-5، برای تعیین ظرفیت خرابی کلی سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

## ۱-۲-۹-۲ مزایای استفاده از روش آنالیز دینامیکی افزایشی

- (۱) درک کامل پاسخ<sup>۲</sup> یا تقاضا<sup>۳</sup> 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

---

<sup>۱</sup> John A. Blume

<sup>۲</sup> response

<sup>۳</sup> demand



## ۳. فصل سوم

### روش تحقیق

### ۱-۳ مقدمه

در این فصل ابتدا نمونه هایی که مورد طراحی و تحلیل قرار گرفته اند معرفی می گردند و نحوه ی طراحی سازه ها در نرم افزار طراحی (Etabs (Ver 2016 و مدل سازی آن ها در اپنسیس جهت تحلیل بیان می شود و سپس به صحت سنجی نتایج به دست آمده پرداخته و در نهایت چگونگی نتیجه گیری و ارزیابی رفتار لرزه ای سازه با توجه به نتایج حاصل از تحلیل بیان می شود.

### ۲-۳ تعریف مدل

در این تحقیق از ۶ تیپ سازه بتن آرمه سه بعدی استفاده شده است که سه تیپ سازه داری طبقه نرم و سه تیپ سازه آن دارای طبقه خیلی نرم می باشد. این سازه ها بر اساس طبقه بندی دستورالعمل هازوس<sup>۱</sup> با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ طبقه (کوتاه، متوسط و بلند مرتبه) در نظر گرفته شده است. طراحی مدل ها به کمک نرم افزار ایتبس صورت گرفته است و بعد از طراحی و مشخص شدن ابعاد المان های سازه ای، این سازه ها را در نرم افزار اپنسیس به صورت سه بعدی مدل سازی شده است. بعد از مدل سازی سازه ها در اپنسیس، آنها را در ابتدا تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله اصلی و بار دیگر تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده تحت تحلیل قرار می دهیم.

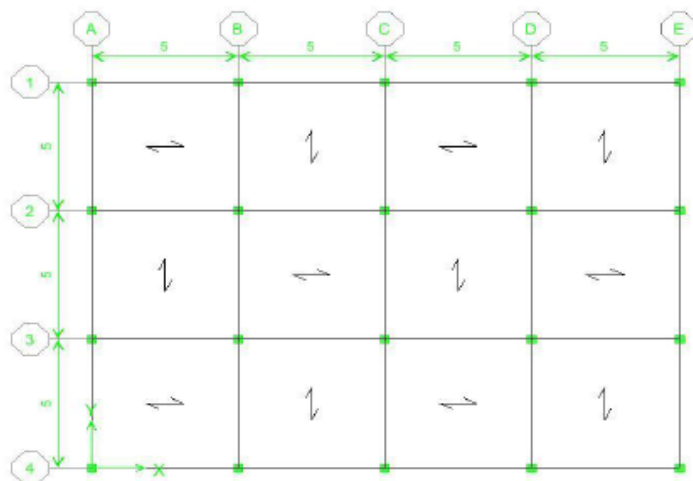
### ۱-۲-۳ فرضیات در نظر گرفته شده برای طراحی سازه

- سازه در منطقه با خطر لرزه خیزی نسبی زیاد طراحی شده است.
- خاک محل احداث سازه ها از تیپ III می باشد.

---

۱. HAZUS-MH MR5

- ارتفاع طبقه اول در سازه با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم به ترتیب برابر  $3/7$  و  $6$  متر و سایر طبقات  $3/2$  متر می باشد.
- سازه در دو جهت دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط می باشد.
- سقف سازه از نوع تیرچه بلوک و دیافراگم هر طبقه صلب می باشد.
- بار مرده وارد شده به کف طبقات  $500\text{kg/m}^2$ ، بار زنده پارتیشن  $100\text{kg/m}^2$  و بار زنده وارد شده  $200\text{kg/m}^2$  می باشد.
- میلگردهای طولی استفاده شده در بتن از نوع AIII با تنش تسلیم  $F_y=4000$  می باشند.
- بتن مورد استفاده در تیرها و ستون ها دارای مقاومت فشاری  $28$  روزه  $f_c=250$  می باشد.
- میلگرد خاموت های تیرها و ستون ها از نوع AII با تنش تسلیم  $F_y=3000$  است.
- سقف هر طبقه از نوع تیرچه بلوک فرض شد.
- دیافراگم کف هر طبقه صلب می باشد.
- محل اتصال ستون به زمین و اتصالات تیر به ستون گیردار فرض شده است.



شکل (۱-۳) پلان تپ سازه های ۳، ۵ و ۸ طبقه

در این پژوهش مدل ها بر اساس آیین نامه های کشور ایران بارگذاری و طراحی شده است. بارگذاری این سازه ها مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ایران [۳۹]، ضوابط لرزه ای در نظر گرفته شده مطابق

با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] و طراحی المان‌ها براساس مبحث نهم مقررات ملی ایران [۴۰] طراحی شده است.

### ۳-۳ نتایج طراحی

از نرم افزار Etabs (Ver 2016) برای طراحی اولیه مدل‌های مورد پژوهش استفاده شده است. این مدل‌ها با تحلیل دینامیکی طیفی مورد آنالیز واقع شده است. از مزایای تحلیل دینامیکی طیفی نسبت به تحلیل استاتیکی، می‌توان به ورود اثر مدهای بالاتر در تحلیل اشاره نمود که دارای دقت بیشتری نسبت به تحلیل استاتیکی معادل بوده و توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان منطقی‌تر خواهند بود. به همین دلیل از این تحلیل برای محاسبه نیروهای ناشی از زلزله استفاده شده است. نتایج طراحی با استفاده از تحلیل و طراحی استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم به صورت جداول زیر قابل مشاهده هستند. مقاطع تیر و ستون، قطر و تعداد میلگرد برای سازه‌های پنج طبقه به شرح جدول زیر می‌باشد.

جدول (۱-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه	
آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر		آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر			
		ابعاد تیر (cm)	تیر			ابعاد تیر (cm)	تیر		
۱۶Ø۲۵	۶۰*۶۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	۱۲Ø۲۵	۵۰*۵۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۵*۴۵
		۴Ø۲۵	پایین				۵Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۲۰	۵۰*۵۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	۸Ø۲۲	۵۰*۵۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۵*۴۵
		۳Ø۲۵	پایین				۵Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۲۰	۵۰*۵۰	۴Ø۲۲	بالا	۴۰*۴۰	۸Ø۲۲	۴۰*۴۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰
		۳Ø۲۲	پایین				۴Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۱۸	۴۰*۴۰	۴Ø۲۲	بالا	۴۰*۴۰	۸Ø۲۰	۴۰*۴۰	۵Ø۱۸	بالا	۴۰*۴۰
		۲Ø۲۲	پایین				۳Ø۱۸	پایین	
۸Ø۱۸	۴۰*۴۰	۳Ø۱۸	بالا	۳۵*۳۵	۸Ø۱۸	۳۵*۳۵	۳Ø۱۸	بالا	۳۵*۳۵
		۲Ø۱۸	پایین				۲Ø۱۸	پایین	

مقاطع تیر و ستون، قطر و تعداد میلگرد سازه‌های هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم طراحی شده براساس مبحث نهم مقررات ساختمان به شرح جدول زیر می‌باشد.

جدول (۲-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه		
آرمتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرمتور تیر		آرمتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرمتور تیر				
۱۶Ø۲۸	۷۵*۷۵	۶Ø۲۵	بالا	۷۰*۷۰	۱۶Ø۲۸	۷۰*۷۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	طبقه اول
		۵Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۵	پایین		
۱۶Ø۲۵	۷۰*۷۰	۵Ø۲۵	بالا	۷۰*۷۰	۱۶Ø۲۰	۷۰*۷۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	طبقه دوم
		۴Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۵	پایین		
۱۶Ø۲۰	۷۰*۷۰	۴Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	۱۲Ø۲۰	۶۵*۶۵	۵Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	طبقه سوم
		۳Ø۲۵	پایین				۳Ø۲۵	پایین		
۱۲Ø۲۰	۶۵*۶۵	۴Ø۲۵	بالا	۵۰*۵۰	۱۲Ø۲۰	۶۵*۶۵	۶Ø۲۲	بالا	۴۵*۴۵	طبقه چهارم
		۳Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۲	پایین		
۱۲Ø۱۸	۵۵*۵۵	۵Ø۲۲	بالا	۴۵*۴۵	۱۲Ø۱۶	۵۵*۵۵	۵Ø۲۲	بالا	۴۵*۴۵	طبقه پنجم
		۳Ø۲۲	پایین				۳Ø۲۲	پایین		
۱۲Ø۱۸	۵۰*۵۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	۱۲Ø۱۶	۴۵*۴۵	۵Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	طبقه ششم
		۳Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین		
۱۲Ø۱۶	۴۰*۴۰	۳Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	۱۲Ø۱۶	۴۰*۴۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	طبقه هفتم
		۲Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین		
۱۲Ø۱۶	۴۰*۴۰	۲Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	۱۲Ø۱۶	۴۰*۴۰	۳Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	طبقه هشتم
		۲Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین		

مقاطع تیر و ستون، قطر و تعداد میلگرد سازه‌های سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم طراحی شده براساس مبحث نهم ملی مقررات ساختمان به شرح جدول زیر می‌باشد.

جدول (۳-۳) ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه		
آرمتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرمتور تیر		آرمتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرمتور تیر				
۸Ø۲۵	۵۰*۵۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	۱۲Ø۲۰	۵۰*۵۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	طبقه اول
		۳Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین		
۸Ø۲۰	۵۰*۵۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	۸Ø۱۸	۵۰*۵۰	۳Ø۲۰	بالا	۴۰*۴۰	طبقه دوم
		۲Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین		
۸Ø۱۶	۴۰*۴۰	۴Ø۱۸	بالا	۳۰*۳۰	۸Ø۱۶	۴۰*۴۰	۴Ø۱۸	بالا	۳۰*۳۰	طبقه سوم
		۲Ø۱۸	پایین				۲Ø۱۸	پایین		

### ۳-۴ مدل سازی در اپنسیس

پس از آن که سازه‌های مورد نظر در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند و مقاطع ستون‌ها و تیرها تعیین گردید، سپس به صورت سه‌بعدی در اپنسیس مدل‌سازی می‌شوند. برای این منظور از دستوراتی برای تعریف هندسه‌ی سازه‌ها، مقاطع، مصالح، بارگذاری و تحلیل استفاده شده‌است که در ادامه به بررسی و معرفی این دستورات و نحوه‌ی مدل‌سازی پرداخته می‌شود.

#### ۳-۴-۱ تعریف مصالح

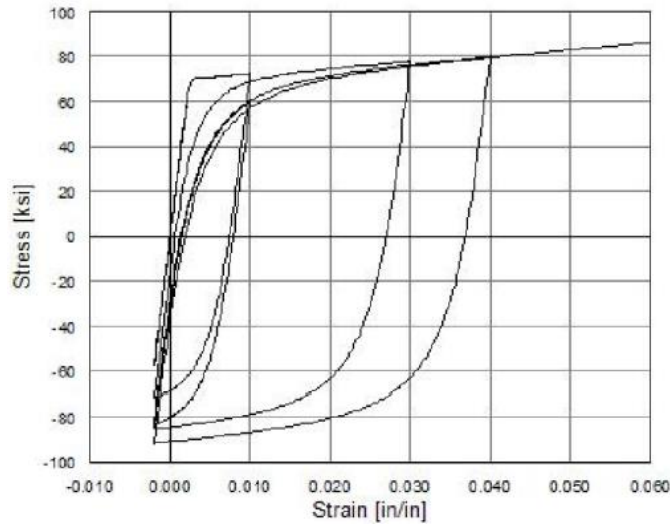
باتوجه به سازه مورد پژوهش، از مصالح بتنی و فولادی در طراحی سازه‌ها استفاده می‌شود. بنابراین باید مصالحی برای فولاد میلگردهای S400 و مصالحی برای بتن هسته مرکزی و مصالحی برای بتن کاور معرفی گردد. دستورات مربوط به تعریف مصالح فولادی و بتنی به صورت زیر است:

❖ uniaxialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2 \$a1 \$a2 \$a3 \$a4

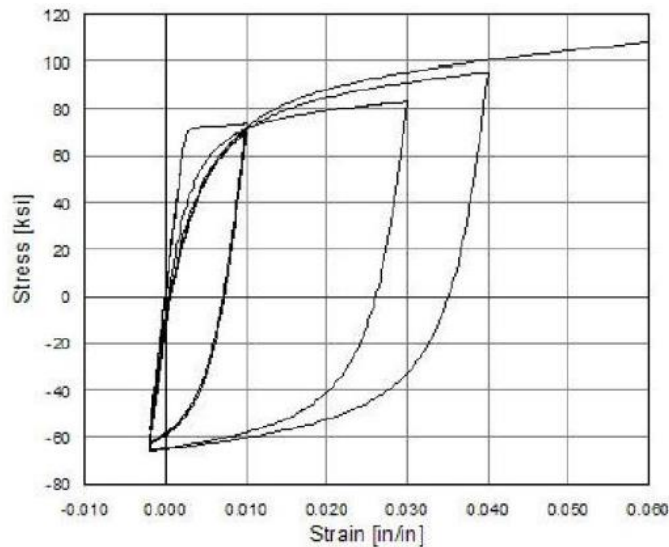
فولاد با دستور Steel02 دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می‌گیرد.

- \$matTag شماره‌ی مصالح
- \$Fy تنش تسلیم
- \$E مدول الاستیسیته‌ی اولیه
- \$b نسبت سخت‌شوندگی کرنشی (نسبت مدول الاستیسیته پس از تسلیم به مدول اولیه)
- \$R0 \$cR1 \$cR2 این پارامترها انتقال از شاخه‌ی الاستیک به پلاستیک را کنترل می‌کنند.
- \$a1 \$a2 \$a3 \$a4 مبین پارامترهای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و به صورت پیش‌فرض صفر لحاظ می‌شوند.





شکل (۲-۳) رفتار هیسترتیک Steel02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در فشار [۳۸]



شکل (۳-۳) رفتار هیسترتیک Steel02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در کشش [۳۸]

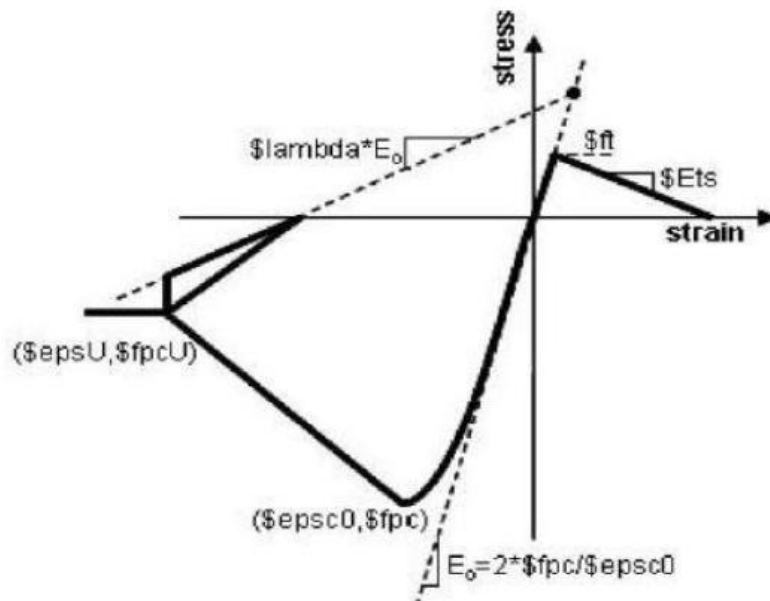
❖ uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU \$lambda \$ft \$Ets

این دستور برای ساخت مصالح بتنی تک محوری با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی

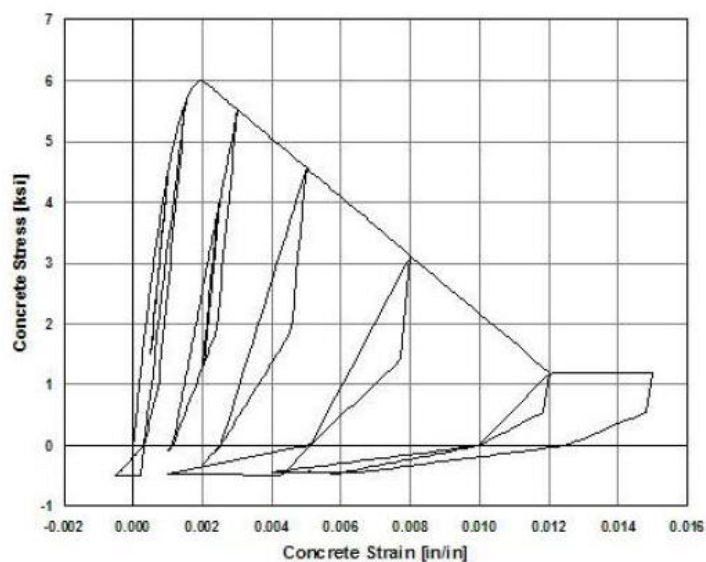
به کار می رود.

- \$fpc مقاومت فشاری ۲۸ روزه ی بتن
- \$epsc0 کرنش بتن در مقاومت فشاری حداکثر
- \$fpcu مقاومت شکست بتن

- کرنش بتن در مقاومت شکست  $\epsilon_{psU}$
- نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه  $\lambda$
- مقاومت کششی  $f_t$
- سختی نرم شوندهگی کششی  $E_{ts}$



شکل (۳-۴) Concrete02 با رفتار نرم شوندهگی کشش خطی [۳۸]



شکل (۳-۵) رفتار هیسترتیک Concrete02 با رفتار نرم شوندهگی کشش خطی [۳۸]

### ۲-۴-۳ بتن محصور نشده

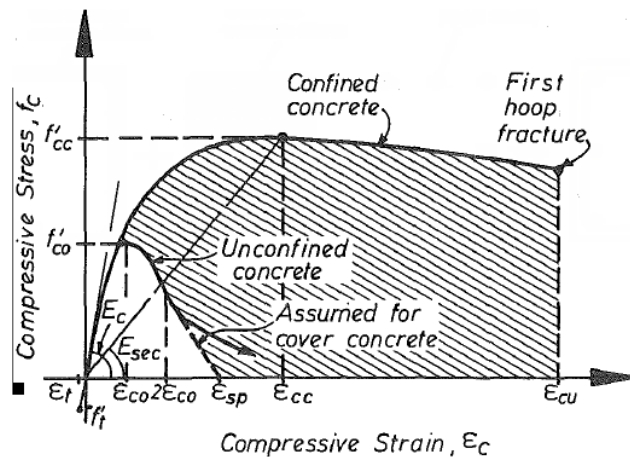
پوشش بتنی که بر روی خاموت ها و آرماتورهای طولی وجود دارد به دلیل عدم محصور شدگی دارای مقاومت کمی می باشد و زودتر ترک می خورد. برای در نظر گرفتن تاثیر این موضوع در بتن مرکزی از رابطه ارائه شده توسط مندر و همکارانش [۳۷]، ماده بتن محصور شده تعریف می گردد.

### ۳-۴-۳ بتن محصور شده

خاموت های عرضی به دلیل محصور کردن بتن باعث افزایش مقاومت بتن می شوند که این افزایش مقاومت، با ضریبی به نام ضریب محصور شدگی (K) معرفی می گردد. ضریب محصور شدگی به عواملی همچون ابعاد مقطع، قطر خاموت ها، فاصله و تعداد خاموت ها و ... مرتبط می باشد که با استفاده از روابط ارائه شده توسط مندر و همکارانش [۳۷] با در نظر گرفتن شرایط ذکر شده منحنی ماده بتن محصور شده مطابق شکل (۲-۳) تعریف نمودند.

شکل (۲-۳) تنش- کرنش بتن در حالت محصور شده با خاموت های عرضی و محصور نشده را نشان می دهد، که در آن  $\epsilon_{c0}$  کرنش متناظر با مقاومت فشاری اسمی بتن  $F'_c$  کرنش در هنگام گسیختگی برای بتن محصور نشده و  $\epsilon_{cu}$  کرنش در هنگام گسیختگی برای بتن محصور شده است.  $F'_{cc}$  مقاومت فشاری بتن در حالت محصور شده می باشد که برابر با رابطه ۱-۳ است.

$$F'_{cc} = KF'_c \quad (1-3)$$



شکل (۳-۶) مقایسه منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با خاموت عرضی و محصور نشده [۳۸]

### ۴-۴-۳ تعریف مقاطع

برای معرفی مقاطع بتنی از دستور فایبر<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. این مقاطع یک شکل هندسی دارند که از نواحی ساده‌تر و منظم‌تر تشکیل می‌شود که این نواحی با دستور پیچ<sup>۲</sup> تعریف می‌گردد.

```
❖ Section Fiber $secTag {  
  fiber<fiber arguments>  
  patch<patch<patch arguments>  
  layer<layer arguments>  
}
```

این دستور شامل سه بخش Fiber، Patch و Layer می‌باشد که با توجه شکل مقطع از آن‌ها استفاده می‌شود. در ادامه هر یک از این دستورات مورد بررسی قرار می‌گیرند.

```
❖ Fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
```

این دستور برای ساخت تنها یک فایبر تک‌محوری با مساحت و ماده‌ی مشخص و افزودن آن در مختصات مشخصی در مقطع به کار می‌رود.

• \$yLoc \$zLoc مختصات  $y$  و  $z$  فایبر در مقطع (در مختصات محلی).

• \$A مساحت مقطع فایبر

```
❖ Patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL  
  $zL
```

---

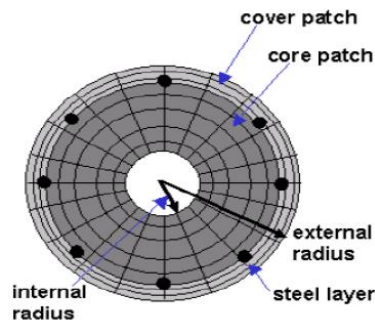
<sup>۱</sup> Fiber Section

<sup>۲</sup> Patch

این دستور برای ساخت پیچ با شکل چهارضلعی به کار می‌رود که توسط چهار رأس I و J و K و L مشخص می‌گردد.

- $\$numSubdivIJ$  تعداد تقسیم‌ها (فایبرها) در جهت IJ
- $\$numSubdivJK$  تعداد تقسیم‌ها (فایبرها) در جهت JK
- $\$yI \$zI \$yJ \$zJ \$yK \$zK \$yL \$zL$  مختصات رأس‌ها

از مشخصات مقاطع الیافی می‌توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می‌توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان، به آن اعمال نمود.



شکل (۷-۳) مدل مقطع الیافی [۳۸]

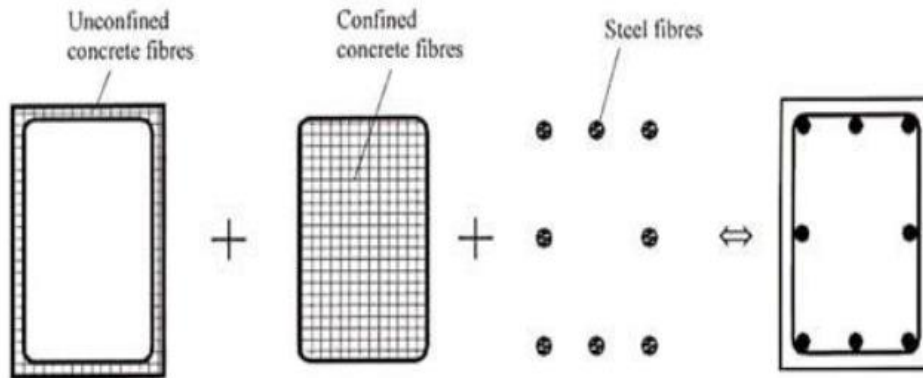
❖ Layer straight  $\$matTag \$numBars \$areaBar \$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd$

این دستور برای ساخت لایه‌ی مستقیم از میلگردهای مسلح‌کننده به کار می‌رود.

- $\$numBars$  تعداد میلگردها در طول لایه
- $\$areaBar$  مساحت مقطع یک میلگرد
- $\$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd$  مختصات نقاط شروع و پایان لایه

در این پژوهش برای تعریف مقاطع تیرها و ستون‌ها در Opensees از مقاطع الیافی استفاده شده است. این مقاطع برای در نظر گرفتن رفتار ترک خوردگی بتن و مدل پلاستیسیته گسترده استفاده می‌شوند که قادر به مدل کردن مدهای مختلف اضمحلال از جمله سختی و مقاومت و ... می‌باشند.

در مدل سازه‌های مورد مطالعه برای تعریف یک مقطع تیر و ستون بتن آرمه ۳ ماده (بتن محصور نشده، بتن محصور شده و فولاد) تعریف کردیم.



شکل (۳-۸) تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه [۴۱]

### ۳-۵ صحت سنجی

قبل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در اپنسیس برای صحت از مدل‌سازی بهتر است دوره تناوب مود اول مدل ایجاد شده در اپنسیس و ایتبس باهم مقایسه شوند تا از درستی مدل‌سازی در اپنسیس اطمینان پیدا شود. برای بدست آوردن دوره تناوب مود اول از دستور زیر استفاده می‌شود:

❖ puts "First Eigen Value is: [eigen1] First Mode Period is: [expr 2\*3.1415/pow ([eigen1],0.5)]"

زمان تناوب به دست آمده برای سازه‌های قاب خمشی بتن آرمه براساس استاندارد ۲۸۰۰، نرم افزار ایتبس و اپنسیس به ترتیب برای سازه با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم مطابق با جدول ۳-۴ می‌باشد. با توجه به نزدیک بودن زمان تناوب‌های به دست آمده از نرم افزار اپنسیس و روش تجربی، می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌سازی به درستی صورت گرفته است.

گفتنی است در مدل‌سازی صورت گرفته در نرم افزار اپنسیس اثر میان قاب لحاظ گردیده و اثر میان قاب با دستک‌های کششی و فشاری معادل شده است. در نرم افزار اپنسیس برای مدل‌سازی

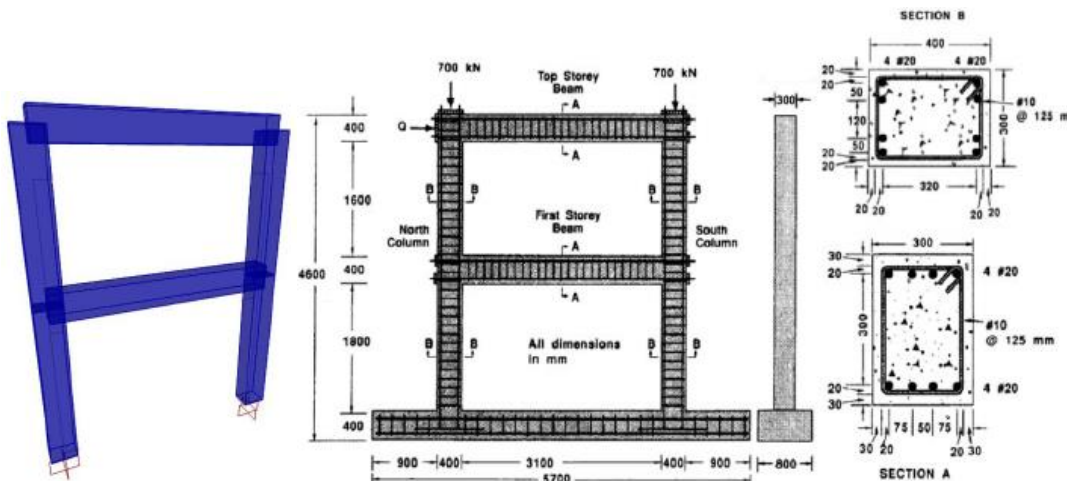
دستک‌های فشاری و کششی از دستور المان‌های خربایی Corotational Truss Element استفاده می‌گردد.

جدول (۳-۴) مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب سازه‌های دارای طبقه خیلی نرم و خیلی نرم

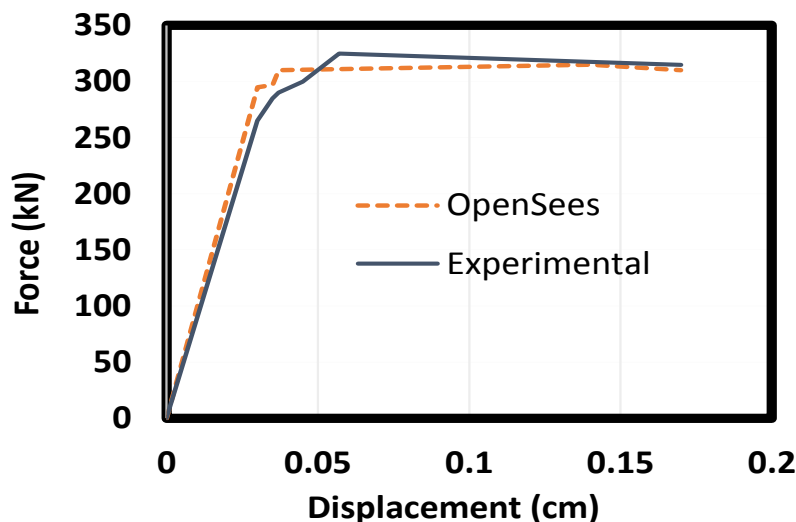
تعداد طبقات	زمان تناوب سازه (ثانیه)		
	استاندارد ۲۸۰۰	ETABS	OpenSees
مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب سازه‌های دارای طبقه خیلی نرم			
۳ طبقه	۰/۴۸	۰/۶۹	۰/۵۲
۵ طبقه	۰/۷	۰/۸۹	۰/۷۷
۸ طبقه	۱/۰۱۶	۱/۲۱۳	۱/۱۱
مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب سازه‌های دارای طبقه نرم			
۳ طبقه	۰/۴	۰/۶۳	۰/۴۵
۵ طبقه	۰/۶۲	۰/۸۹	۰/۷۱
۸ طبقه	۰/۹۴	۱/۲۱۳	۱/۱۲

نخستین گام در مدل‌سازی هر نرم‌افزار صحت‌سنجی نتایج نرم‌افزار با رفتار واقعی سازه می‌باشد. در ادامه صحت‌سنجی به مقایسه نتایج یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees پرداخته شده است.

در شکل زیر مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری سازه دو طبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته است، نشان داده شده است و در شکل ۳-۵ منحنی پوش‌آور نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است.



شکل (۳-۹) جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوعبدهی به‌منظور صحت‌سنجی [۴۲]



شکل (۳-۱۰) مقایسه نتایج پوش آور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده در نرم افزار OpenSees

### ۳-۶ انتخاب رکورد و مشخصات شتاب نگاشت

از آنجایی که نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده به نوع رکورد بستگی دارد بنابراین از مهمترین مراحل تحلیل دینامیکی غیرخطی تعیین رکورد زلزله می باشد. رکوردها باید به گونه ای انتخاب شوند که همه حالات رفتاری سازه را در برگیرند.

در این پژوهش تعداد ۲۰ رکورد زلزله، با توجه به نوع خاک ساختگاه و طبق توصیه یو لی و همکارانش با شرایط زیر از سایت peer انتخاب شده اند [۱۱]:

- تیپ خاک ساختگاه که از تیپ III است، خاک باید دارای سرعت برشی 175-375 m/s باشد.
- ماکزیمم شتاب زمین PGA زلزله اصلی بیشتر از ۰/۴ شتاب ثقلی زمین باشد، که در این پژوهش در چند مورد از شتاب نگاشت هایی با PGA کمتر از ۰/۴ نیز استفاده شده است.
- بزرگای پس لرزه ها باید بزرگ تر از ۵ ریشتر باشد.

رکوردهای انتخابی به صورت جدول ۳-۵ می باشد. قابل ذکر است همان گونه که ذکر شد ابتدا رکورد زلزله اصلی به سازه وارد می شود و تحلیل صورت می گیرد سپس برای نشان دادن اثر پس لرزه



بار دیگر زلزله اصلی همراه بافاصله زمانی ۴ ثانیه و سپس پس لرزه زلزله مربوطه به سازه وارد گردیده

و تحلیل صورت می گیرد و نتایج باهم مقایسه می شود [۴۳].

شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش به شرح جدول ۳-۵ می باشد.

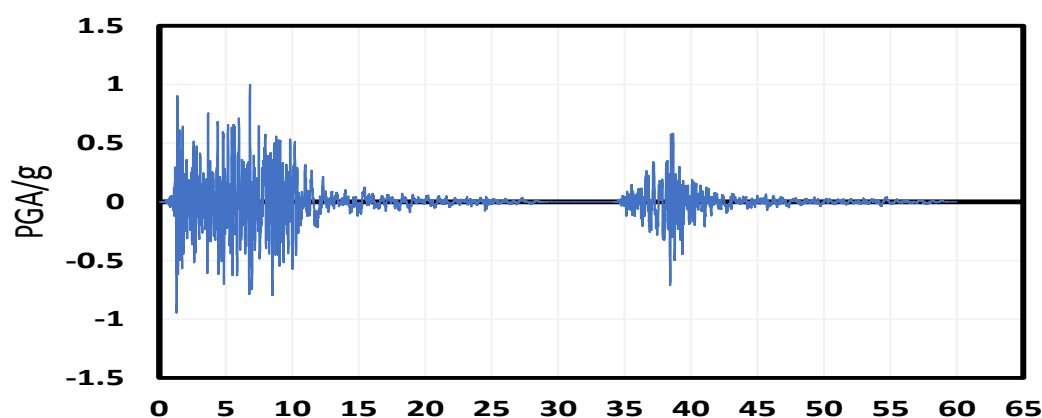
جدول (۳-۵) شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده

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 FilterPlant 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 #6	III	6/53	0/57
20	IMPERIAL VALLEY	El Centro Array #7	III	6/53	0/61

### ۳-۶-۲ اعمال توالی اثر زلزله و پس لرزه

برای نشان دادن اثر توالی و ادغام زلزله و پس لرزه کفایت ابتدا سازه را تحت اثر پالس زلزله قرار دهیم و بعد از آن به سازه به مدت ۴ ثانیه استراحت می‌دهیم تا سازه به حالت ثابتی برسد و اثر دریافت زلزله در آن ماندگار شود و بعد از آن زلزله را تحت پالس‌های پس لرزه قرار می‌دهیم [۴۳].

ادغام زلزله و پس لرزه‌های مورد استفاده در این پژوهش براساس نام ایستگاه و نام رکورد به صورت زیر می‌باشند، گفتنی است تمامی زلزله‌ها به 1g مقیاس شده‌اند.



شکل (۳-۱۱) شتاب‌نگاشت زلزله و پس لرزه مقیاس شده Mammoth Lakes-Convict Creek

ادامه گراف شتاب‌نگاشت زلزله به همراه پس لرزه در پیوست آمده است.

### ۳-۷ تشخیص وجود نامنظمی از نوع طبقه نرم و خیلی نرم

به کمک نرم افزار ایتبس سختی جانبی طبقه اول را محاسبه کرده و با مقایسه سختی طبقه اول با سایر طبقات می‌توان وجود نامنظمی از نوع طبقه نرم و خیلی نرم را تشخیص داد.

در نرم افزار ایتبس با اعمال نیروی واحد به دیافراگم طبقه اول و محاسبه جابه جایی طبقه اول، به کمک رابطه (2-3) سختی طبقه به دست آمده و سپس به محاسبه سختی طبقه دوم پرداخته و بعد از به دست آمدن سختی دو طبقه، با مقایسه سختی طبقه اول و دوم در صورتی که نسبت سختی اول بین

۶۰ تا ۷۰ درصد سختی طبقه دوم باشد دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم و در صورتی که سختی طبقه اول کمتر از ۶۰ درصد سختی دوم باشد دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم است.

علاوه بر محاسبه سختی جانبی به کمک نرم افزار ایتبس می توان به کمک رابطه (۳-۳) به محاسبه سختی جانبی هر طبقه را محاسبه نمود.

$$F = K \Delta \quad (2-3)$$

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad (3-3)$$

با محاسبه سختی مدل های مورد تحقیق می توان به این نتیجه دست یافت، در سازه هایی که ارتفاع طبقه اول ۳/۷ متر است سختی طبقه ۰/۶۴ طبقه دوم است و دارای نامنظمی طبقه نرم می باشد. در مدل هایی که ارتفاع طبقه اول ۶ متر می باشد سختی جانبی طبقه اول ۰/۳۳ سختی جانبی طبقه دوم است و دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم می باشد.

### ۸-۳ جمع بندی

در این فصل به معرفی مدل های مورد تحقیق شامل: پلان طبقات، تعداد طبقات، ابعاد مقاطع و سازه های میلگردها پرداخته شد. سپس مصالح به کار رفته برای مدل سازی در اپنسیس معرفی گردید و بعد از آن روش های به کار رفته برای انجام صحت سنجی تشریح گردید و در انتها به معرفی، روش های انتخاب شتاب نگاشت ها و نحوه ادغام زلزله و پس لرزه های مورد استفاده در تحقیق پرداخته شده است.



## ۴. فصل چهارم

### تجزیه و تحلیل نتایج

## ۴-۱ مقدمه

در این فصل به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از پژوهش در قالب نمودارها و جدول‌ها پرداخته می‌شود، بدین صورت که ابتدا به ترسیم و نحوه‌ی ترسیم منحنی‌های IDA پرداخته شده و سپس به ترسیم و نحوه ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های مورد استفاده برای تحقیق تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس‌لرزه پرداخته شده و سپس نتایج به دست آمده به صورت نموداری مقایسه شده است، بدین صورت که نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه سه طبقه دارای طبقه نرم با سازه سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم که هر دو تحت زلزله اصلی قرار دارند در یک نمودار آورده شده و مقایسه گردیده‌اند، سازه‌های پنج طبقه دارای طبقه نرم و دارای طبقه خیلی نرم و سپس هشت طبقه دارای طبقه نرم و دارای طبقه خیلی نرم 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 دارای طبقه نرم و خیلی نرم این بار تحت زلزله و پس لرزه باهم مقایسه شده و میزان افزایش خسارت ناشی از پس‌لرزه در آن‌ها مشخص شده است.

## ۴-۲ تحلیل دینامیکی فزاینده

### ۴-۲-۱ معرفی سطوح خرابی

مطابق با دستورالعمل ۵- HAZUS-MH MR 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 می‌باشد. حداکثر دررفت برای سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه، مطابق با آیین‌نامه‌ی HAZUS-MH MR-5 در جدول ۴-۱ ذکر شده است. ساختمان سه طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم طبق آیین‌نامه ذکر شده به ترتیب در دسته سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند جای می‌گیرد.

جدول (۴-۱) جدول مربوط به تقسیم بندی ساختمان بر اساس ارتفاع [۲]

دررفت در آستانه حالت خرابی				نوع سازه
خرابی کامل	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی ناچیز	
۰/۰۶	۰/۰۲۳۳	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۵	کوتاه
۰/۰۴	۰/۰۱۵۶	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۳۳	متوسط
۰/۰۳	۰/۰۱۱۷	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۲۵	بلند

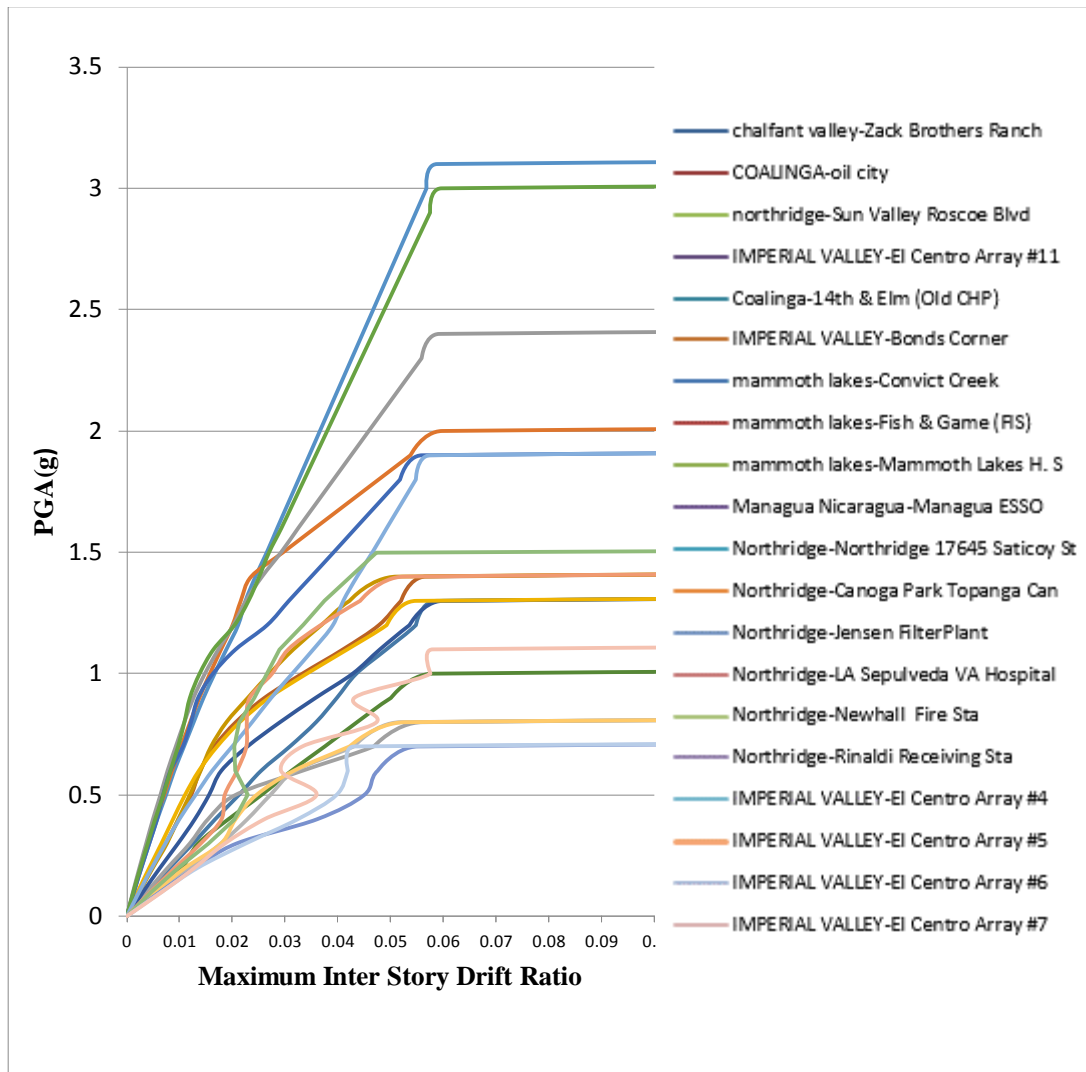
#### ۲-۲-۴ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

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  $g/1$  تا خرابی کامل با گام‌های  $g/1$  مقیاس شده و سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی‌های IDA ترسیم گردیده است. منحنی رفتاری سازه‌های مورد مطالعه تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل‌های بخش بعد می‌باشد.

#### ۳-۲-۴ منحنی IDA سازه‌ها تحت زلزله اصلی

منحنی‌های IDA سازه‌های سه طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت زلزله اصلی به صورت تصاویر زیر می‌باشد. نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن‌آرمه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت زلزله‌های اصلی به صورت زیر می‌باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه‌جایی نسبی برای این که یک

سازه سه طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۶ می‌باشد. از این نمودار تشخیص داده می‌شود که هر شتاب‌نگاشت تحت چه شتابی بیشینه‌ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می‌کند.

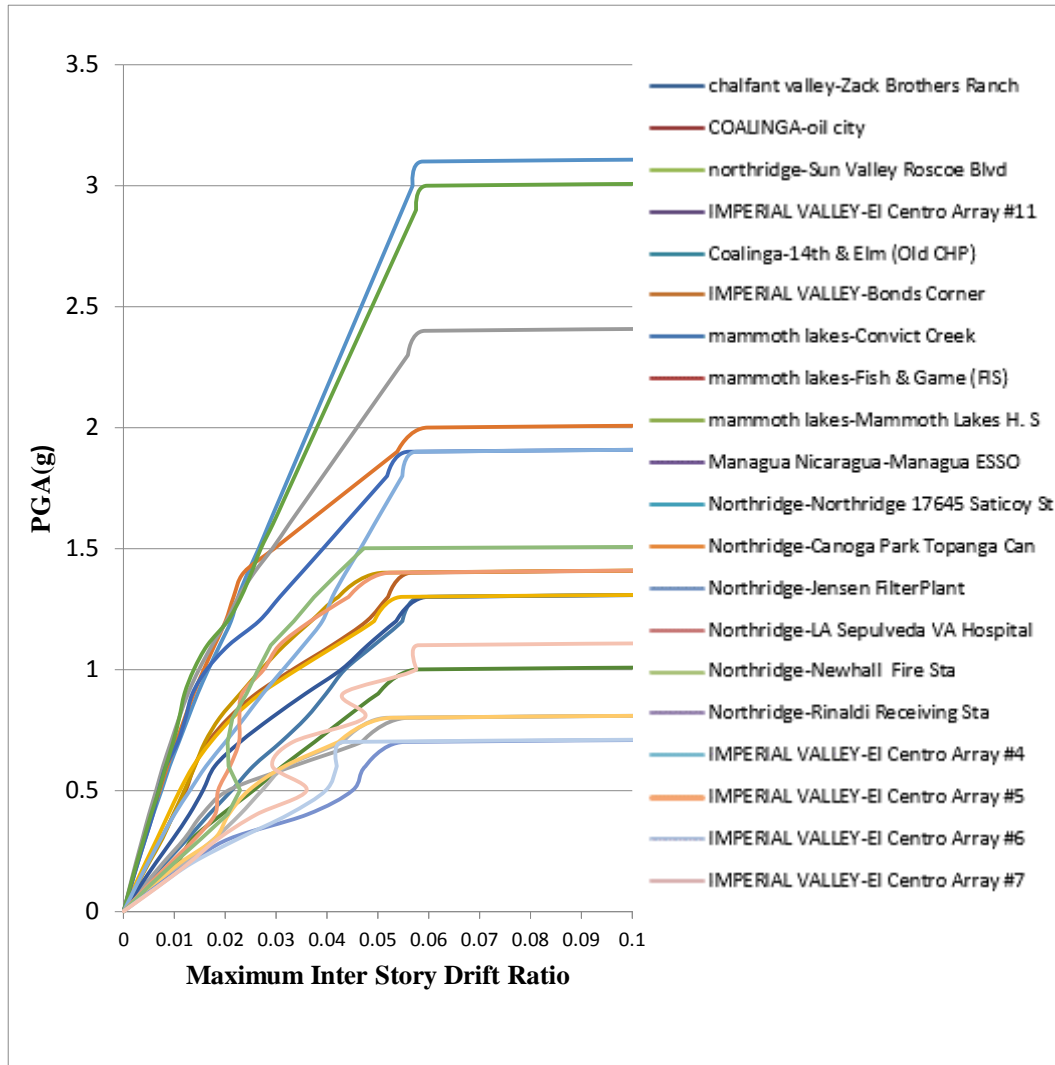


شکل (۴-۱) نمودار IDA برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت زلزله‌های اصلی به صورت زیر می‌باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه‌جایی نسبی برای این که یک سازه سه طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5

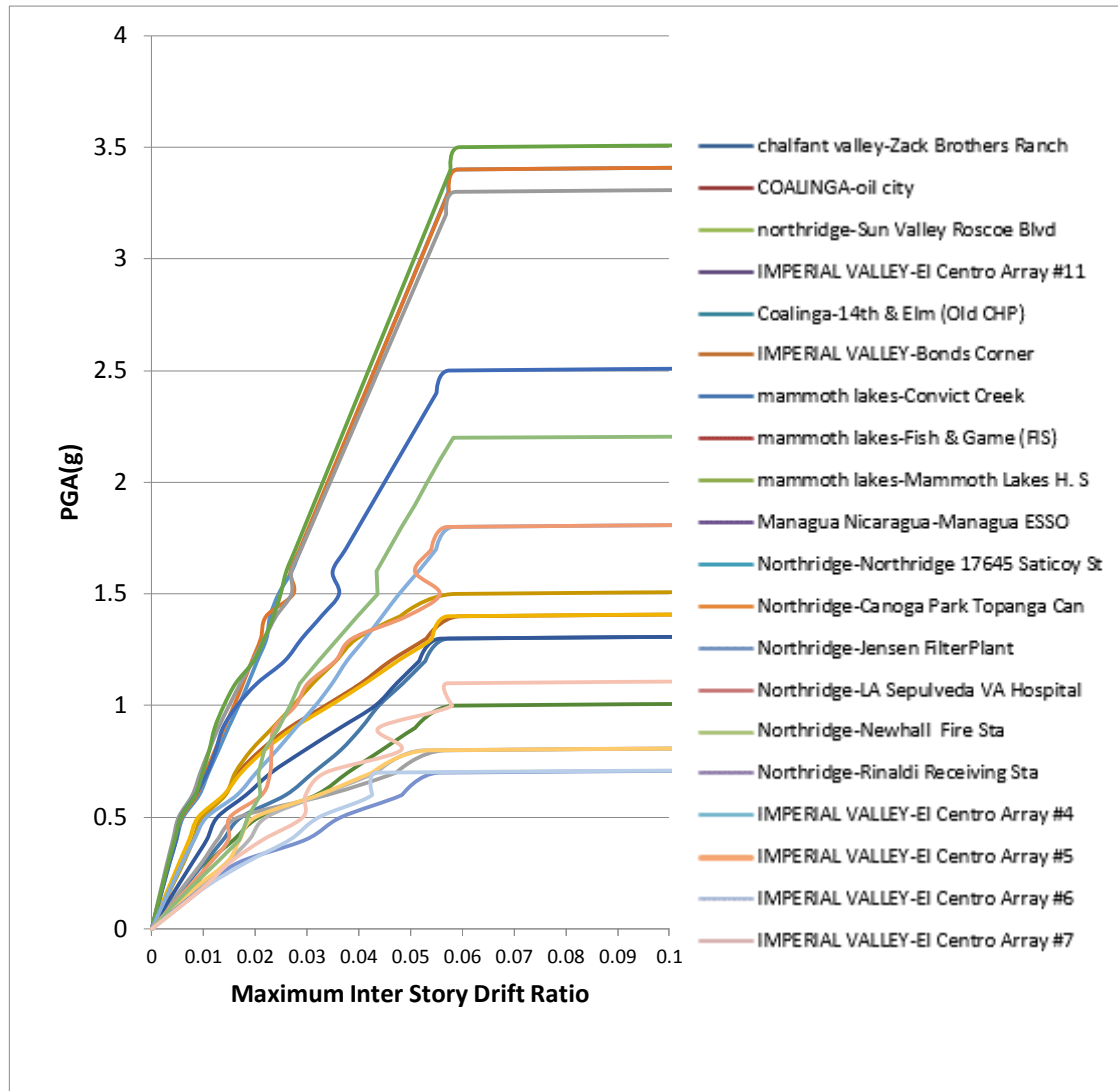


برابر با ۰/۰۶ می‌باشد. از این نمودار تشخیص داده می‌شود که هر شتاب‌نگاشت تحت چه شتابی بیشینه‌ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می‌کند.



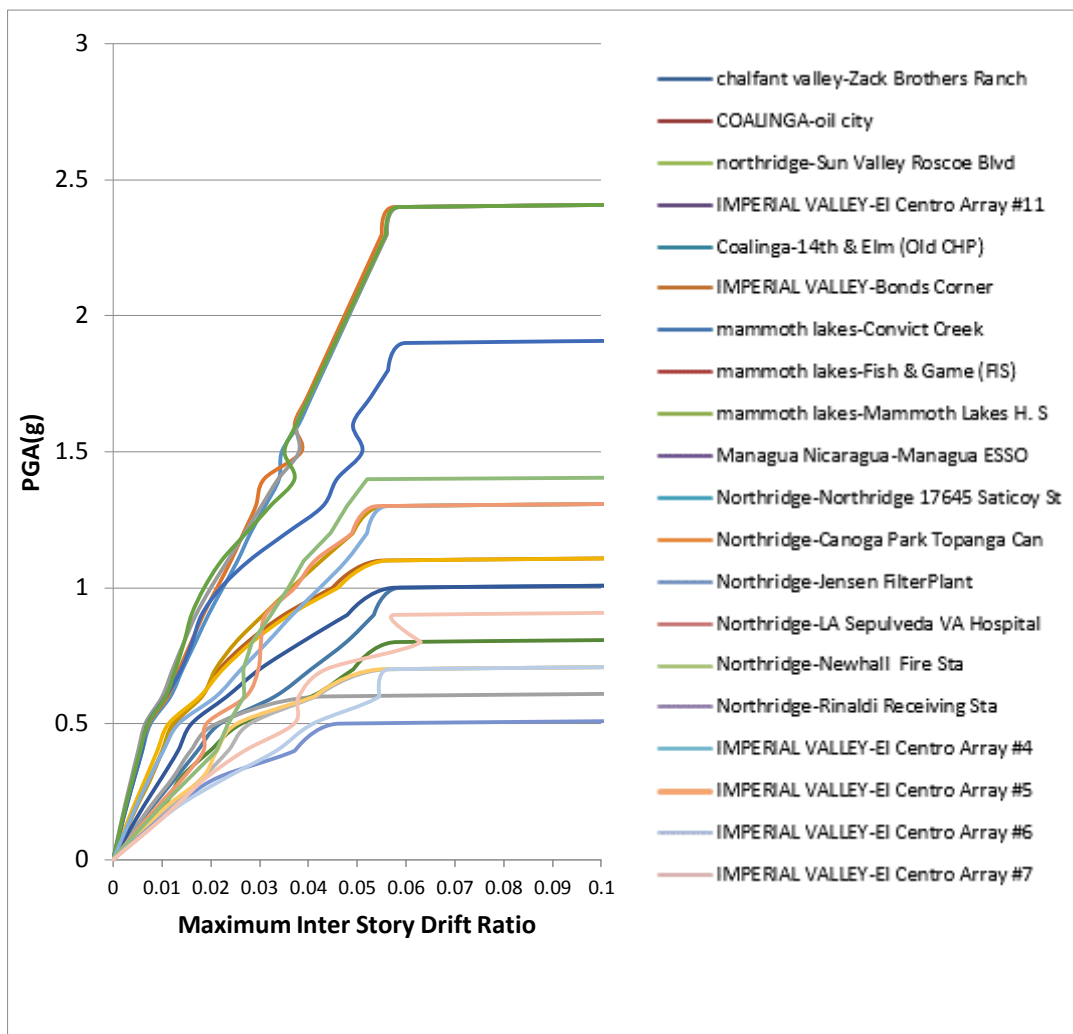
شکل (۴-۲) نمودار IDA برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن‌آرمه سه طبقه با نامنظمی طبقه نرم تحت توالی زلزله - پس‌لرزه به صورت زیر می‌باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه سه طبقه بتن‌آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۶ می‌باشد. از این نمودار تشخیص داده می‌شود که هر شتاب‌نگاشت تحت چه شتابی بیشینه‌ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می‌کند.



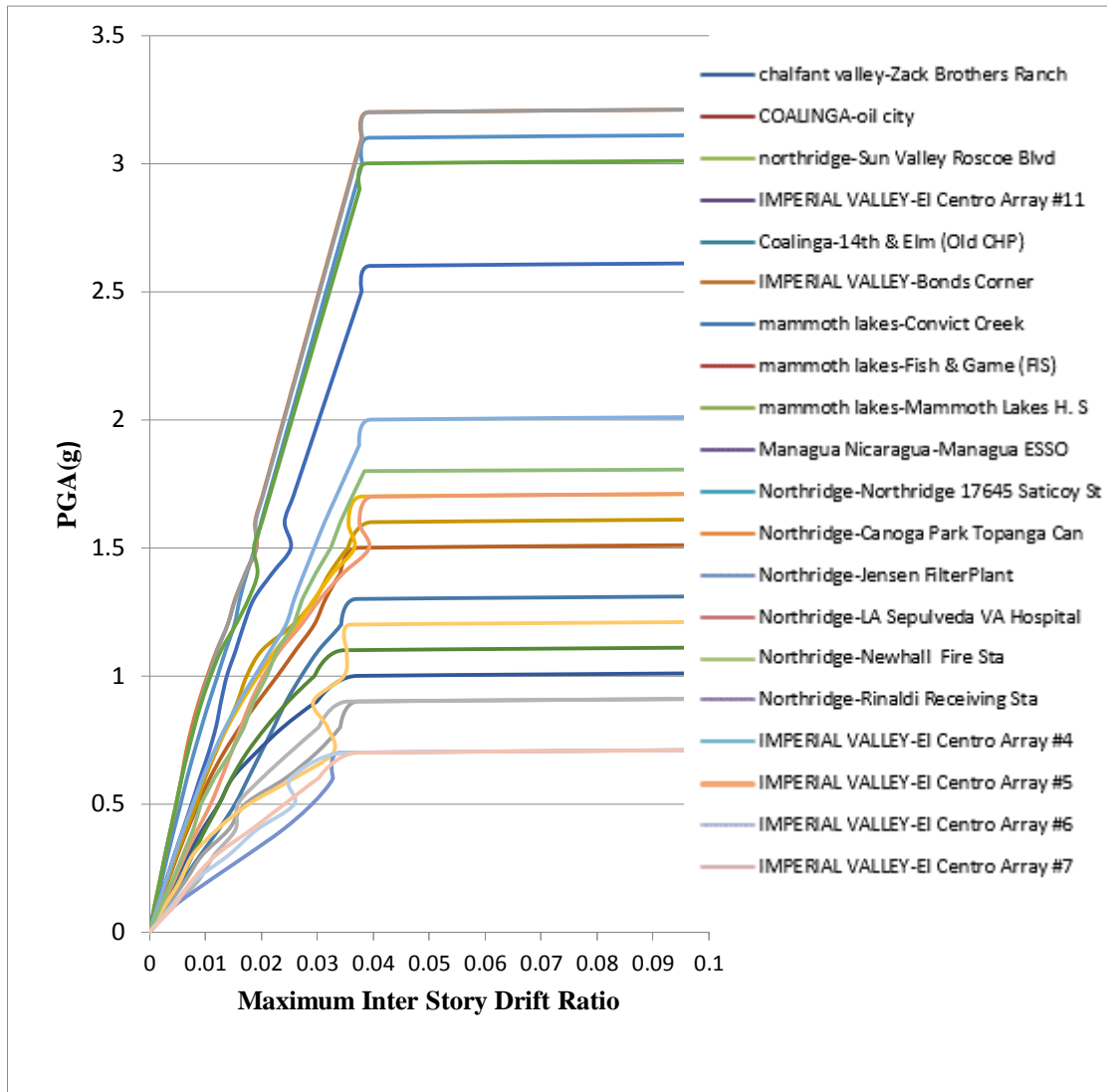
شکل (۴-۳) نمودار IDA برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله - پس لرزه به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی برای این که یک سازه سه طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۶ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



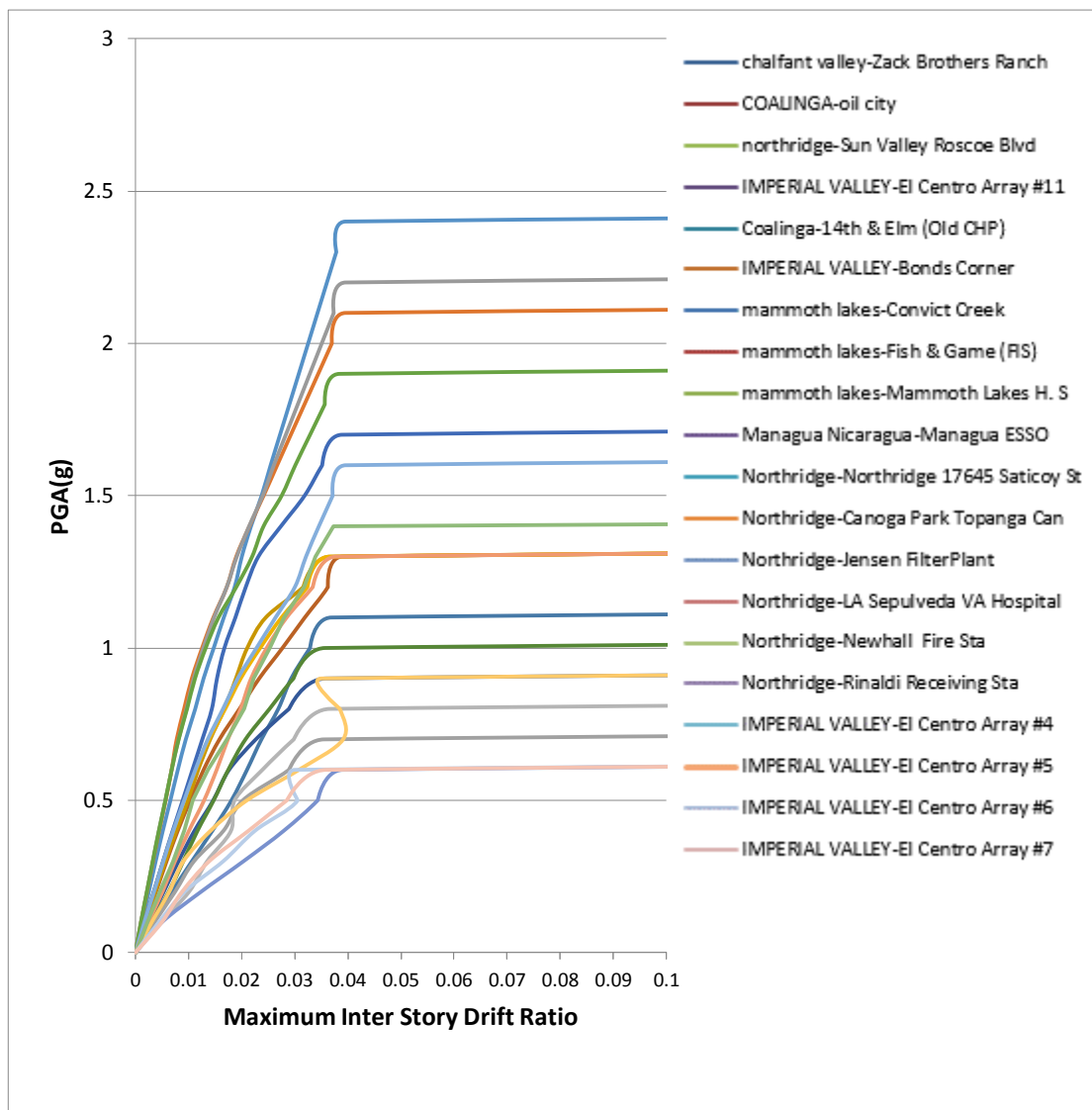
شکل (۴-۴) نمودار IDA برای مدل ۳ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت زلزله های اصلی به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه پنج طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۴ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



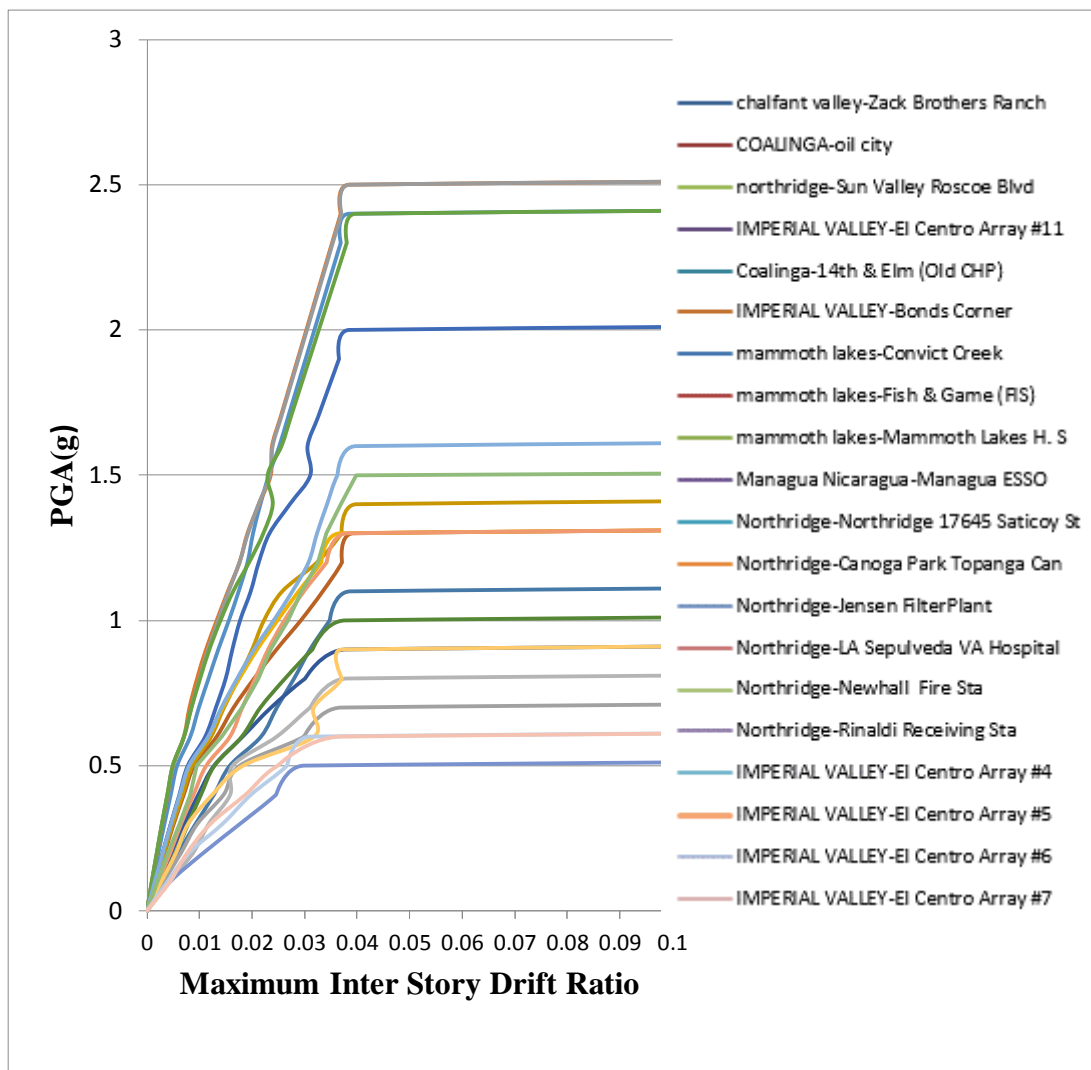
شکل (۴-۵) نمودار IDA برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه پنج طبقه با نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت زلزله های اصلی به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه پنج طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۴ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



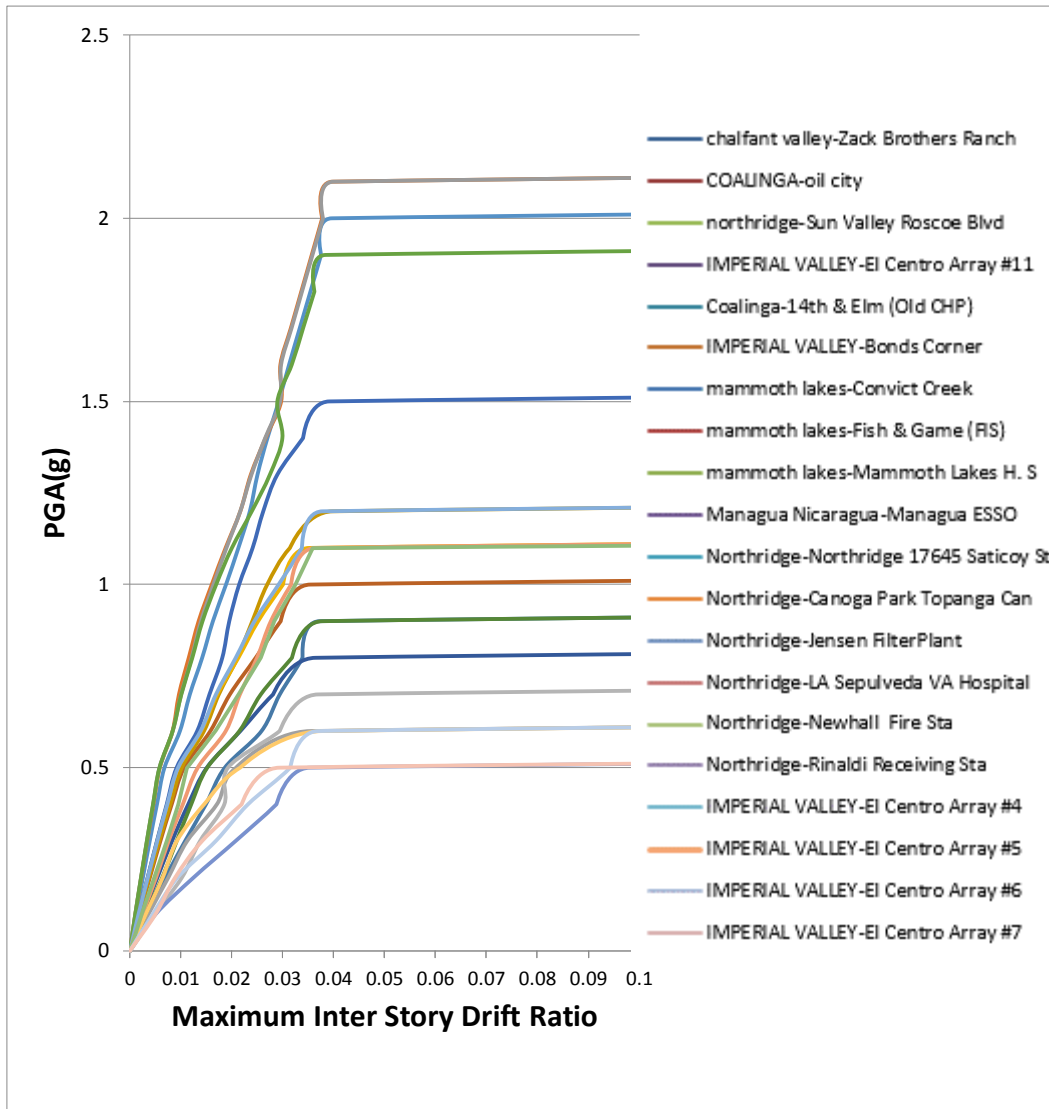
شکل (۴-۶) نمودار IDA برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت توالی زلزله-پس لرزه به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه پنج طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۴ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



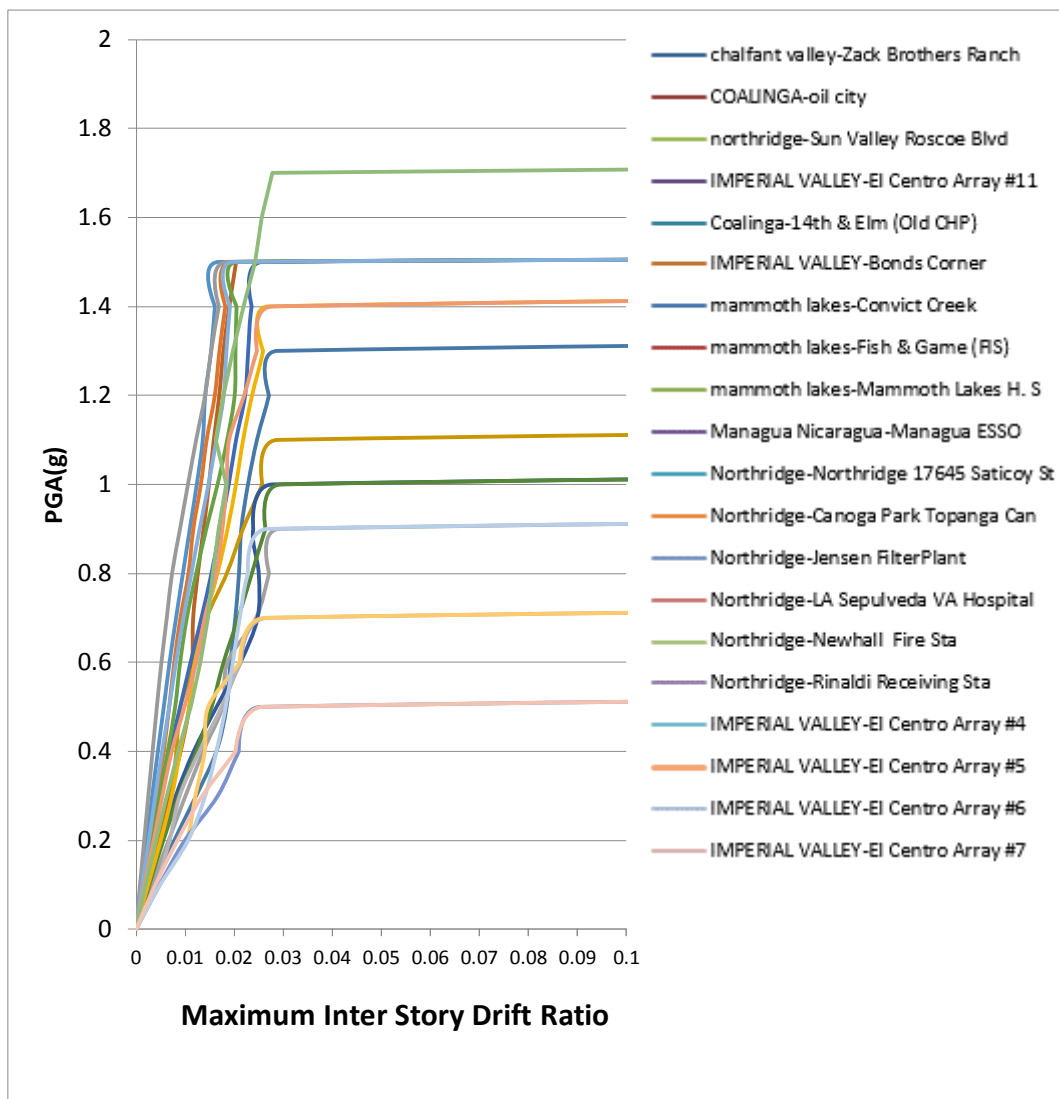
شکل (۴-۷) نمودار IDA برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله-پس لرزه به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه پنج طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۴ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



شکل (۴-۸) نمودار IDA برای مدل ۵ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

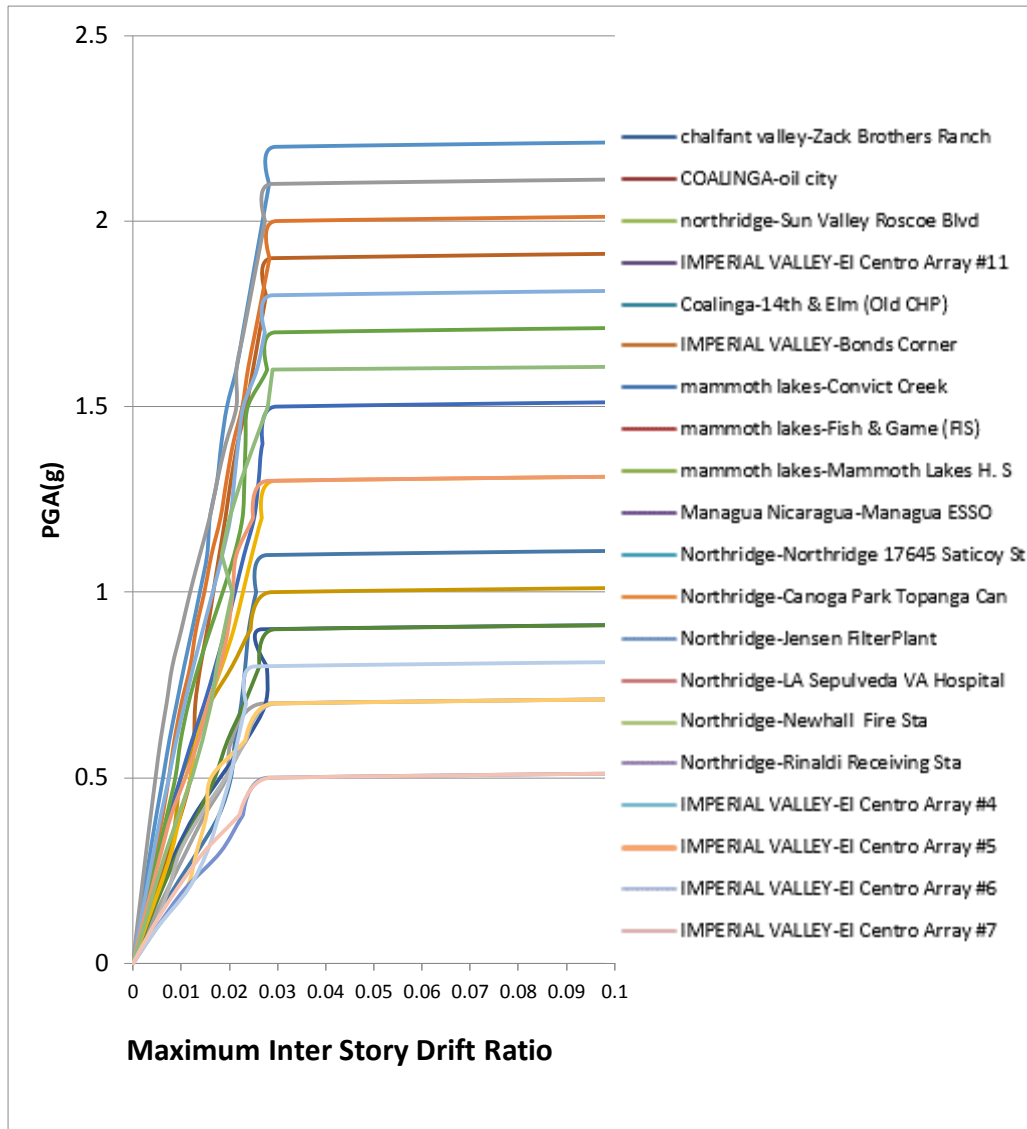
نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت زلزله های اصلی به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه هشت طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۳ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتابنگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



شکل (۴-۹) نمودار IDA برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

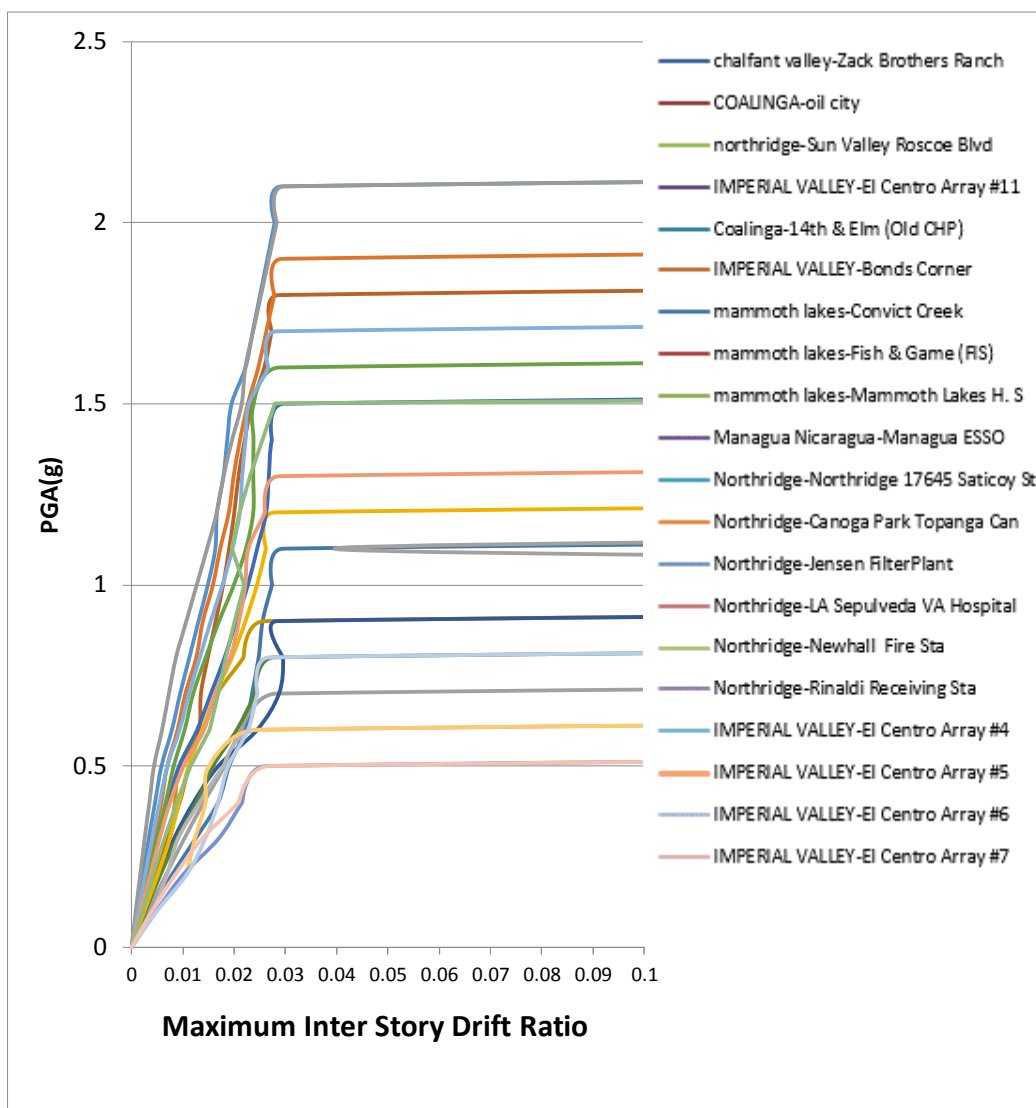
نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه هشت طبقه با نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت زلزله های اصلی به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه هشت طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۳ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.





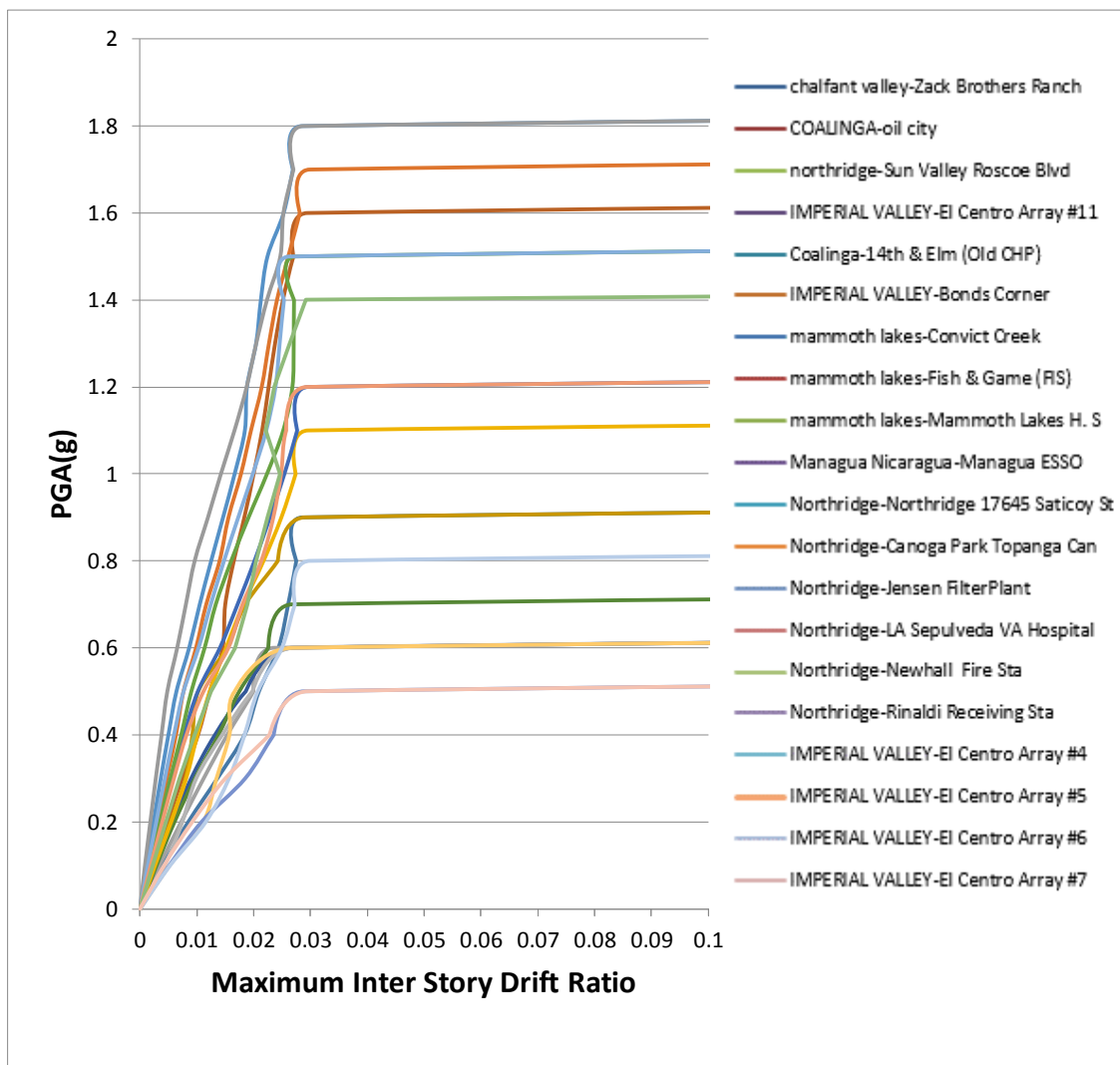
شکل (۴-۱۰) نمودار IDA برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت توالی زلزله-پس لرزه به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی برای این که یک سازه هشت طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۳ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



شکل (۴-۱۱) نمودار IDA برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

نمودار مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده برای مدل بتن آرمه هشت طبقه با نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله-پس لرزه به صورت زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی برای این که یک سازه هشت طبقه بتن آرمه به فروپاشی کامل برسد براساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با ۰/۰۳ می باشد. از این نمودار تشخیص داده می شود که هر شتابنگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل می کند.



شکل (۴-۱۲) نمودار IDA برای مدل ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه

### ۳-۴ ترسیم منحنی های شکنندگی

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

$$P(\cdot \leq D) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{sd}} \ln \left( \frac{S_d}{S_c} \right) \right] \quad (1-4)$$

در این رابطه:

$P$ : احتمال رسیدن یا فراگذشت از حالت خرابی  $D$  (در این پژوهش تغییر مکان بین طبقه ای)

$\beta_{sd}$ : انحراف معیار لگاریتم نرمال

$S_d$ : متوسط مقدار نیاز لرزه ای که از رابطه زیر بدست می آید:

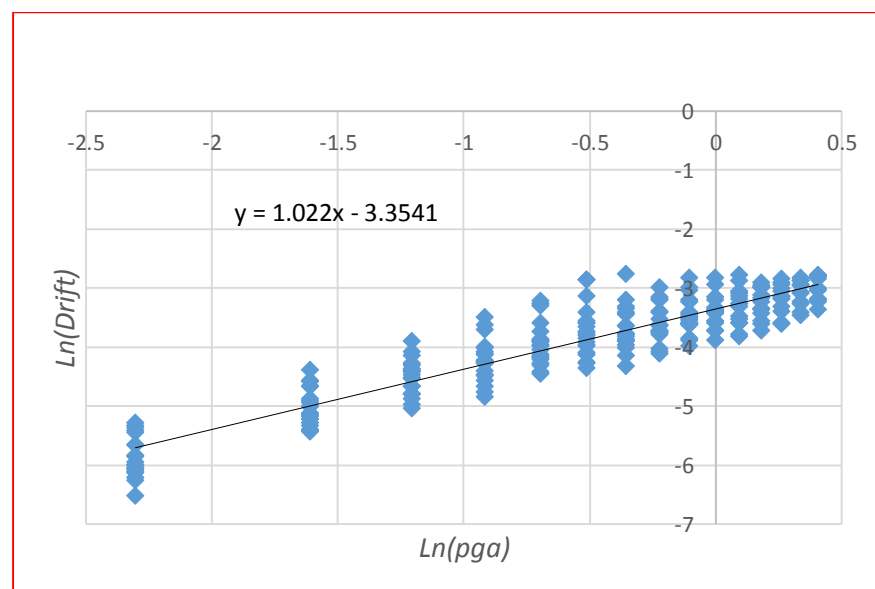
$$\ln(S_d) = a \ln(x) + b \quad (۲-۴)$$

$S_c$ : مقدار متوسط حالت حدی مجاز

در این رابطه  $x$  پارامتر شدت جنبش زمین ( $PGA$ ) می باشد و مقادیر  $a$ ,  $b$  ضرایب رگرسیونی

می باشند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای، در برابر  $PGA$  های مختلف به دست می آید. منحنی های شکنندگی در واقع بیان گر احتمالاتی میزان خطرپذیری و یا ریسک سازه می باشند که در ادامه مطالب با استفاده از مفاهیم بیان شده به ترسیم این منحنی ها پرداخته می شود. نمونه ای از نمودار رگرسیون لگاریتمی که مقادیر  $a$  و  $b$  از آن به دست می آید بصورت

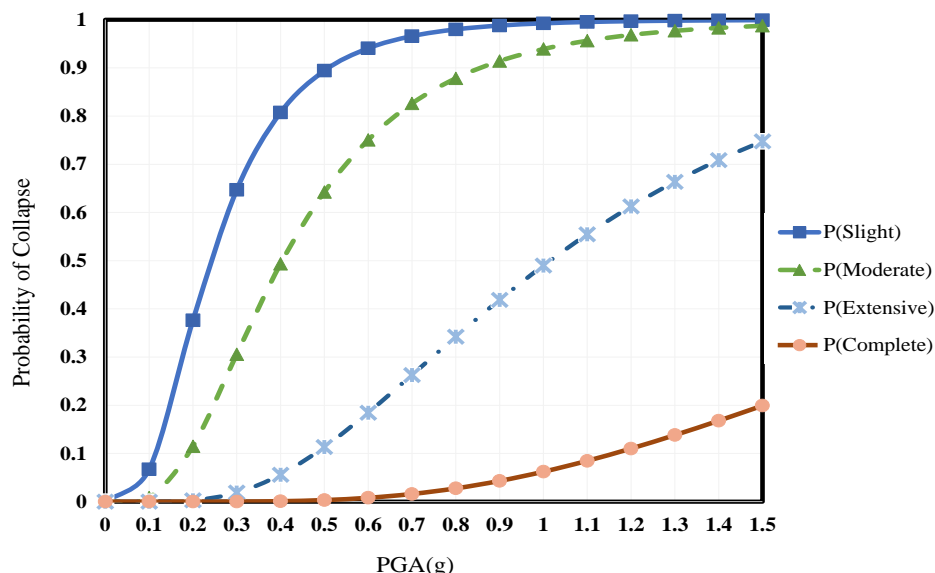
شکل ۴-۱۳ می باشد.



شکل (۴-۱۳) نمودار رگرسیون لگاریتمی

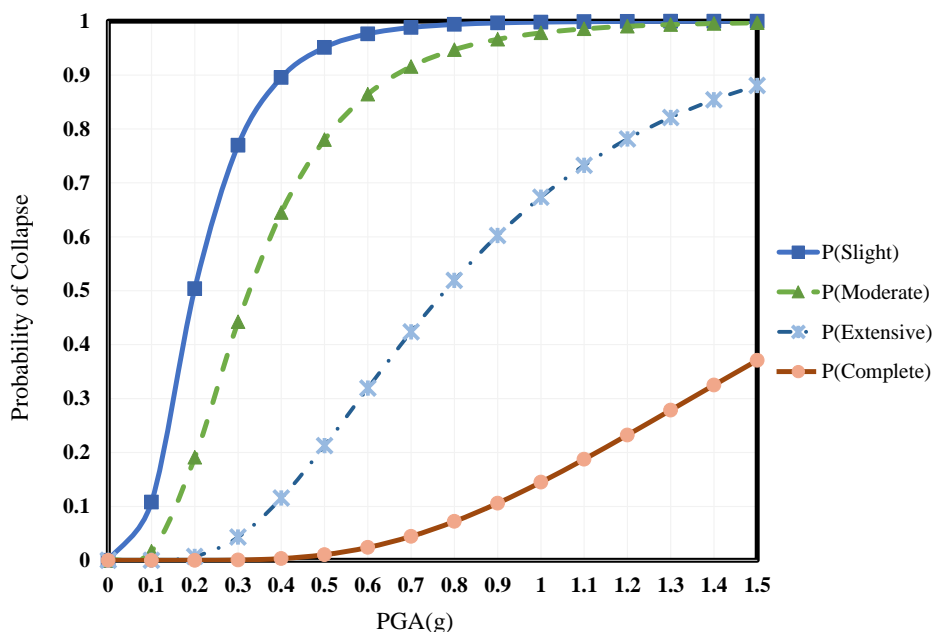
## ۴-۴ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی

منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم پس از تحلیل تحت اثر شتاب-نگاشت‌های زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



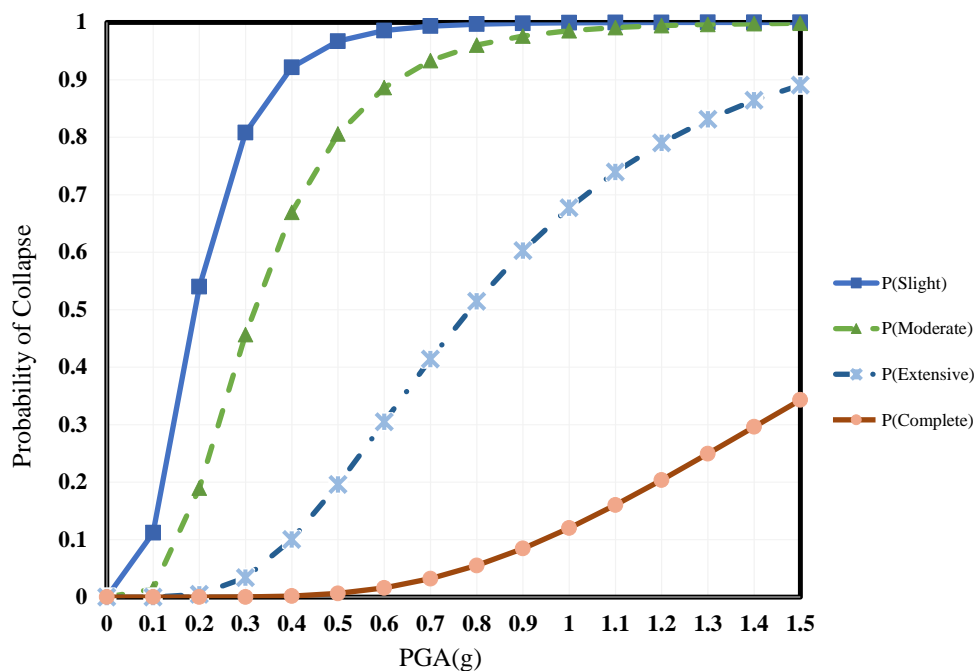
شکل (۴-۱۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله

منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



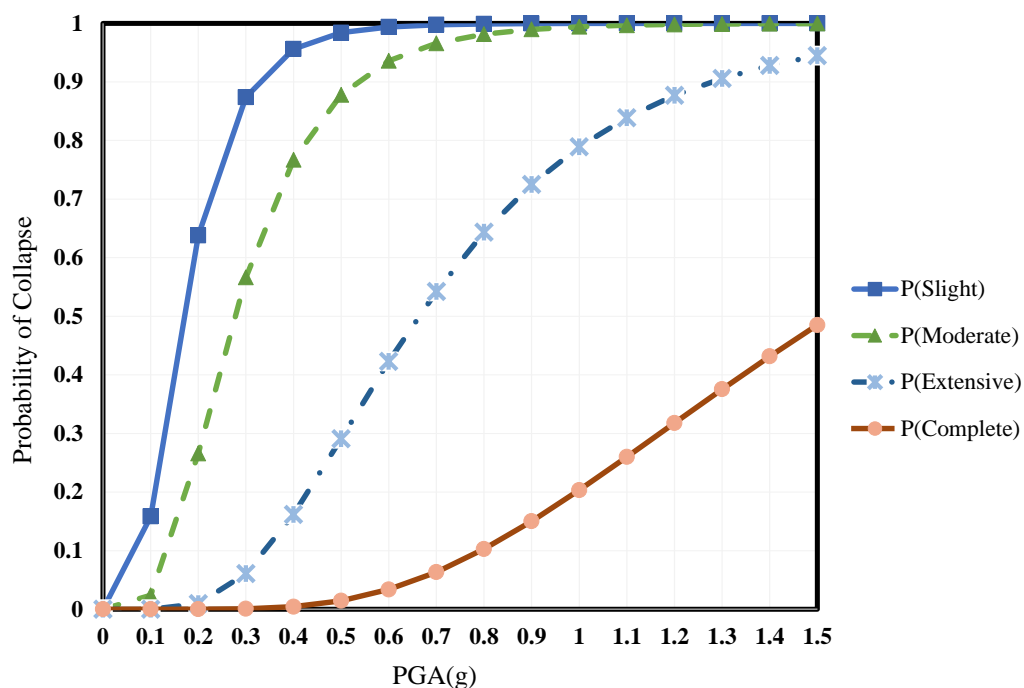
شکل (۴-۱۵) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله

منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم پس از تحلیل تحت اثر شتاب-نگاشتهای زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



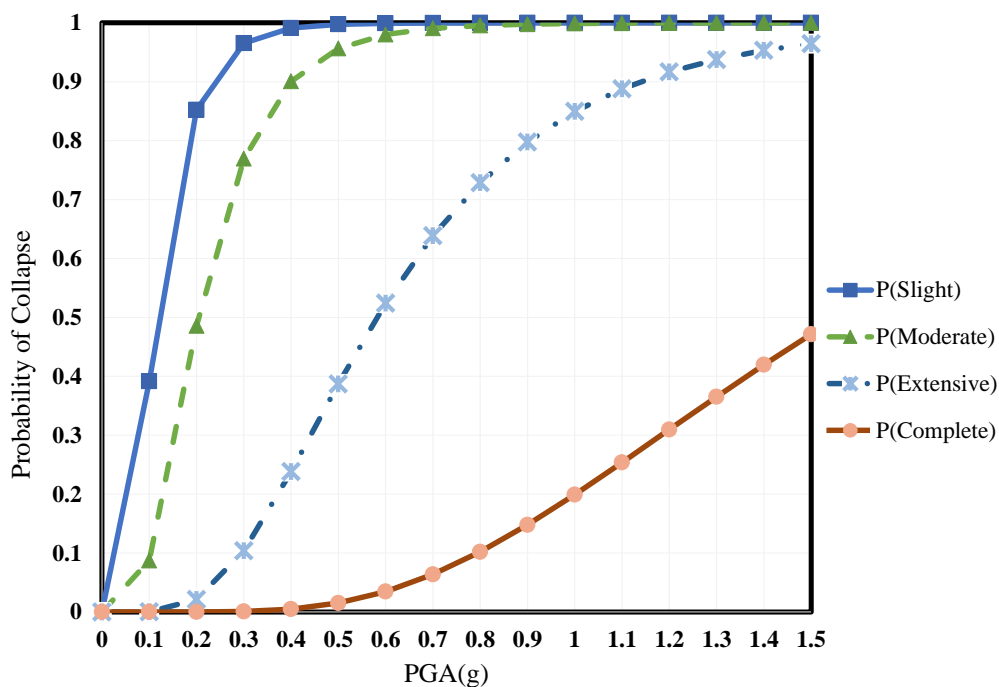
شکل (۴-۱۶) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله

منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت اثر شتابنگاشتهای زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



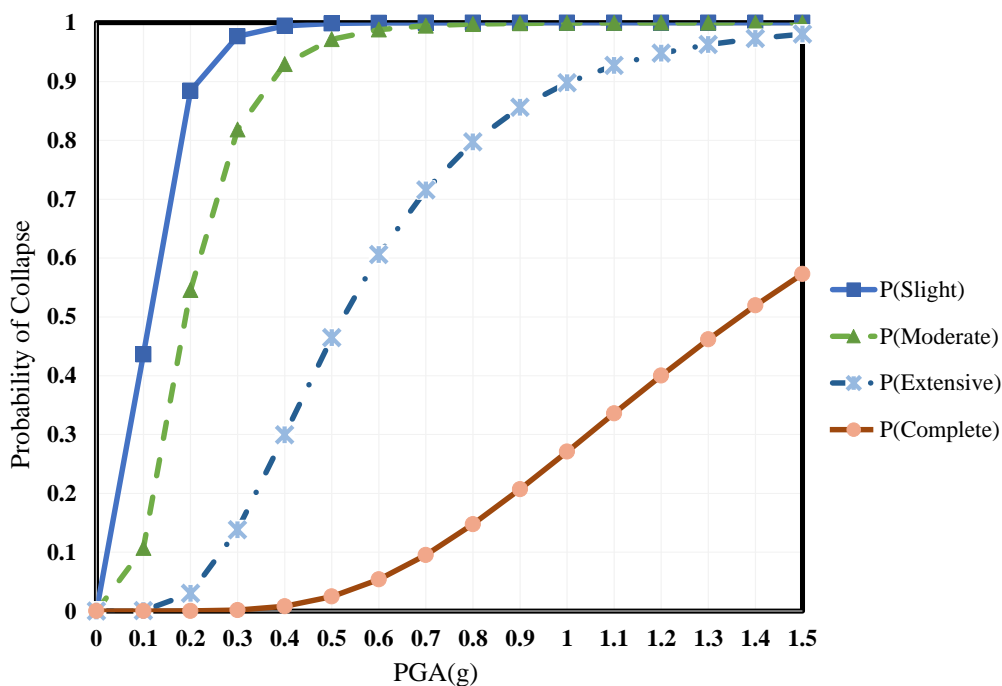
شکل (۴-۱۷) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله

منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم پس از تحلیل تحت اثر شتاب-نگاشت‌های زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۱۸) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله

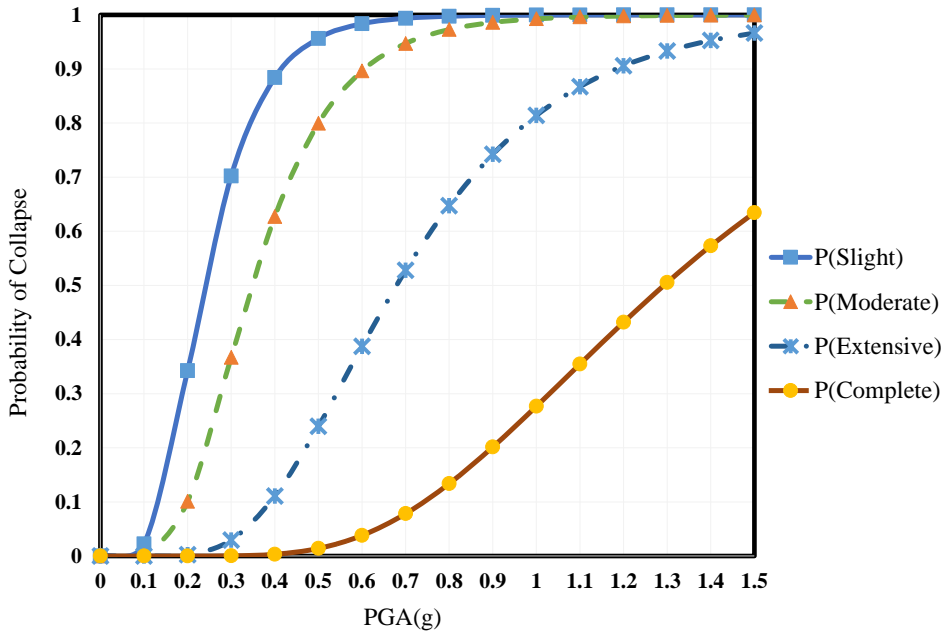
منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله تنها و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۱۹) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله

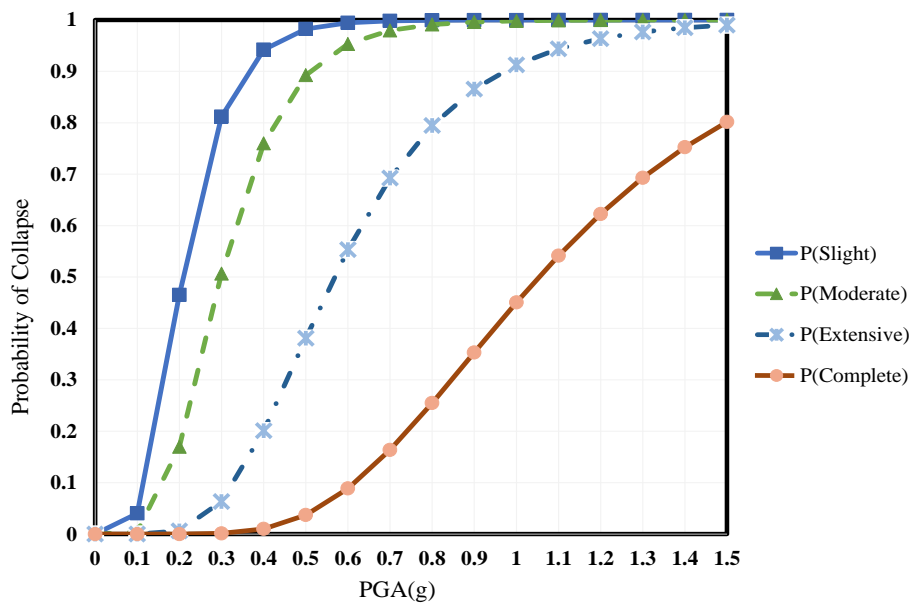
## ۴-۵ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله اصلی و پس لرزه

منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت‌های زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۲۰) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

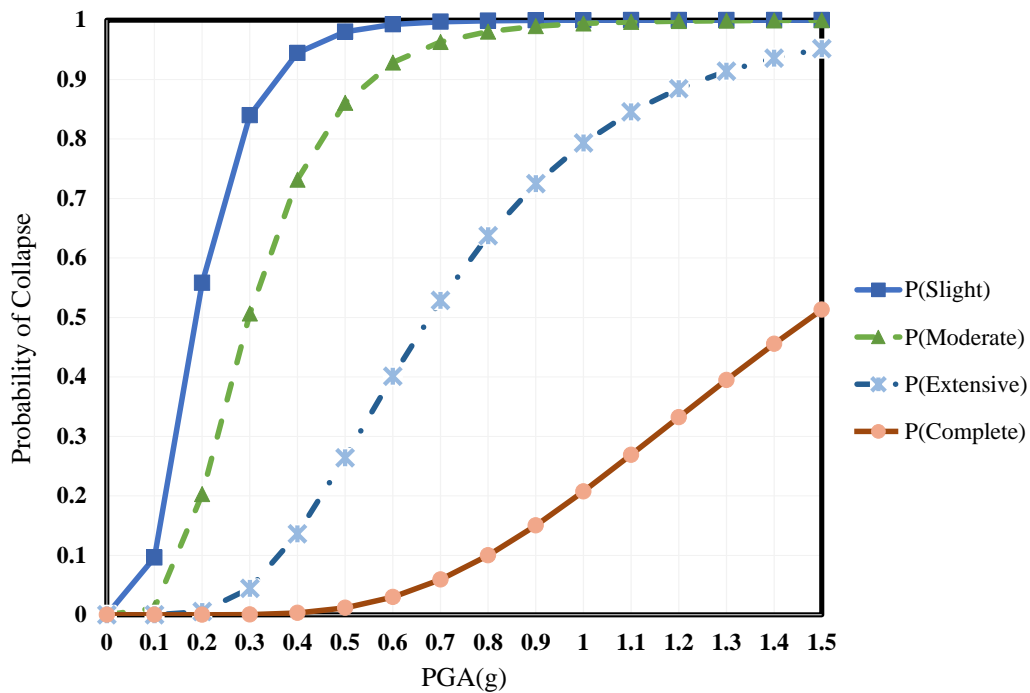
منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۲۱) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

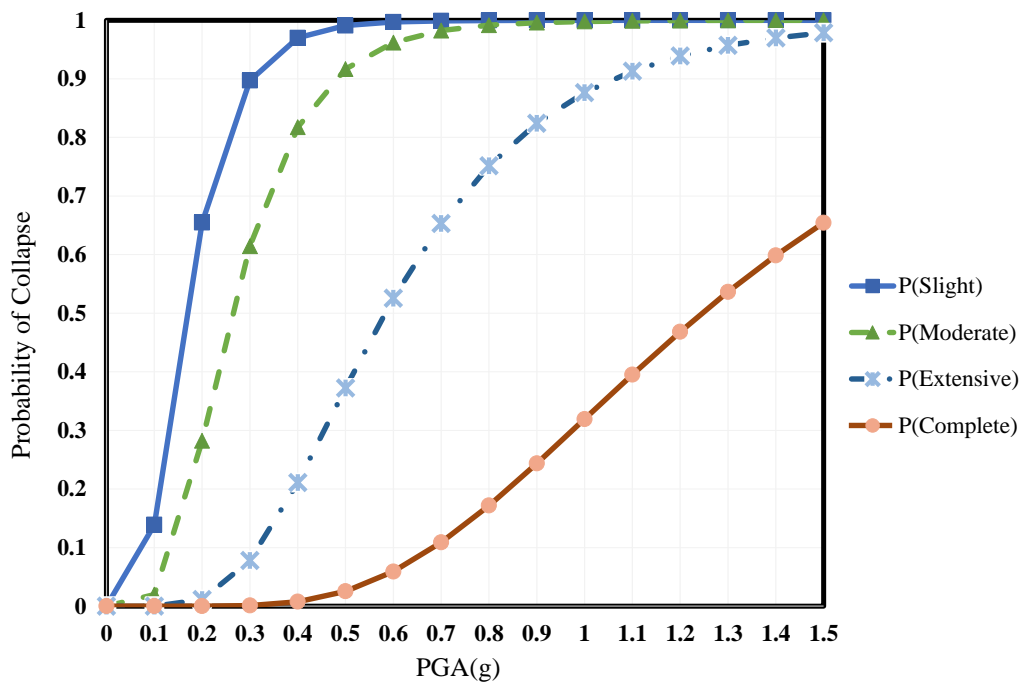


منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت‌های زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



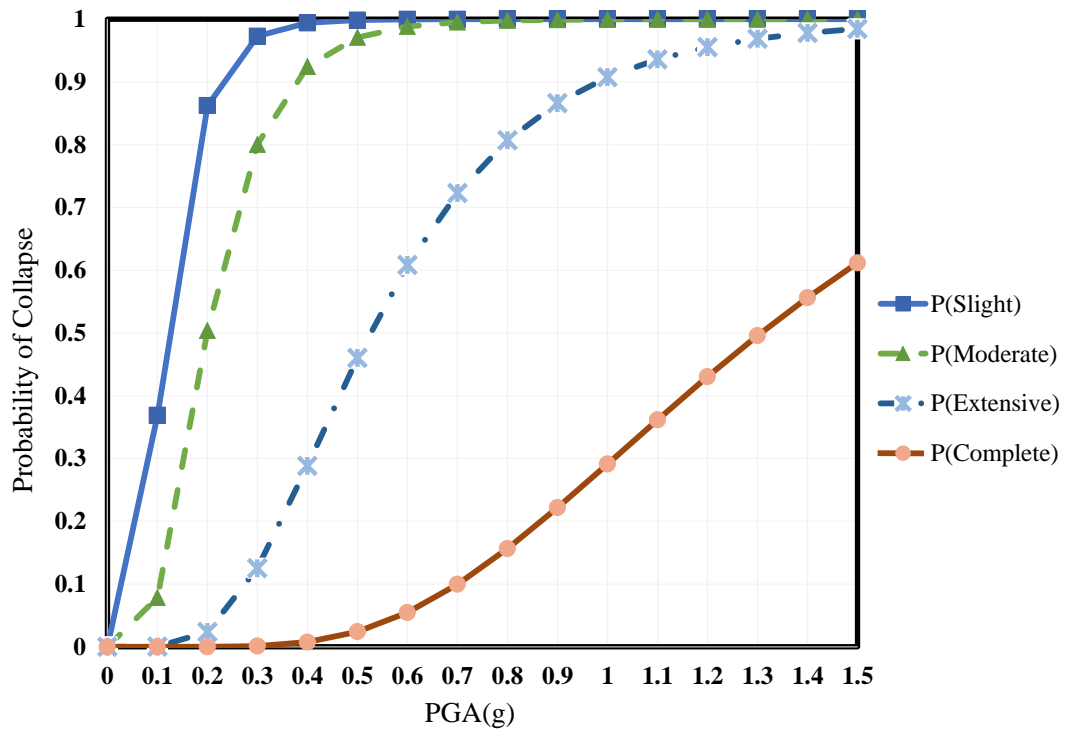
شکل (۴-۲۲) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت‌های زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



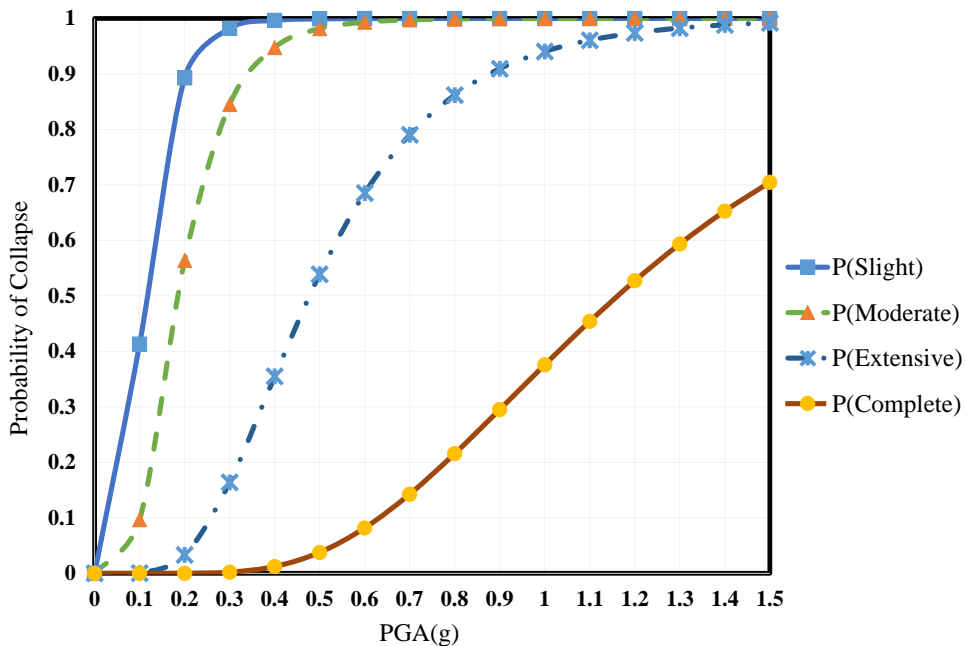
شکل (۴-۲۳) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۲۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم تحت اثر توالی شتاب‌نگاشت‌های زلزله و پس‌لرزه و بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



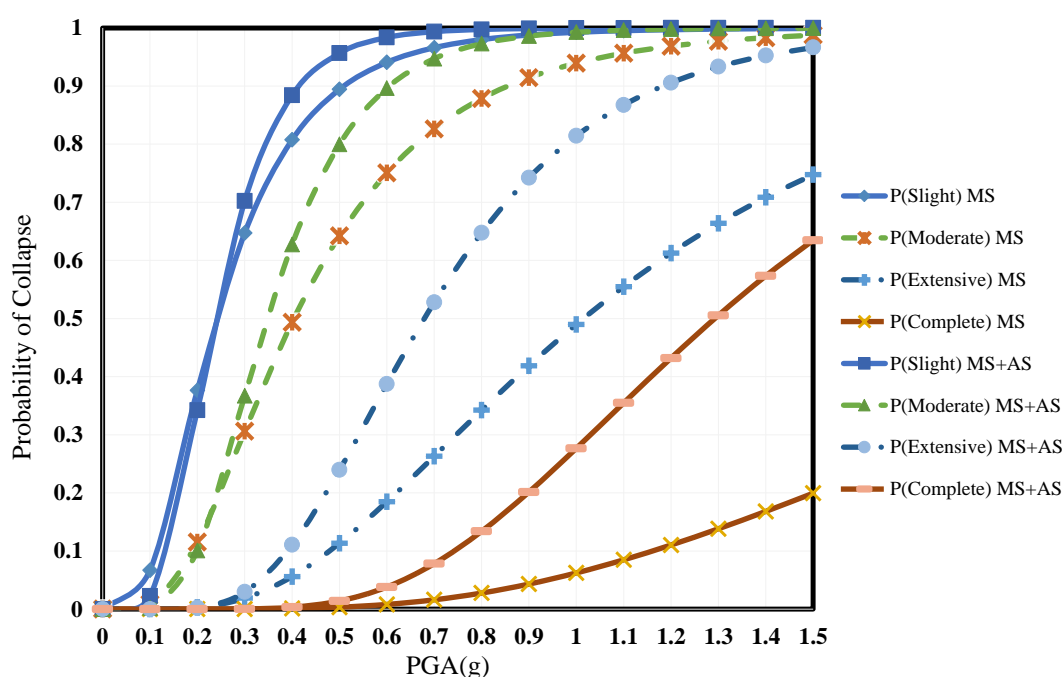
شکل (۴-۲۵) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله-پس‌لرزه

## ۶-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی بتن آرمه تحت زلزله

### اصلی با زلزله اصلی و پس‌لرزه

جهت مشخص شدن تأثیر پس‌لرزه در سازه‌های مورد پژوهش، منحنی شکنندگی سازه‌های دارای

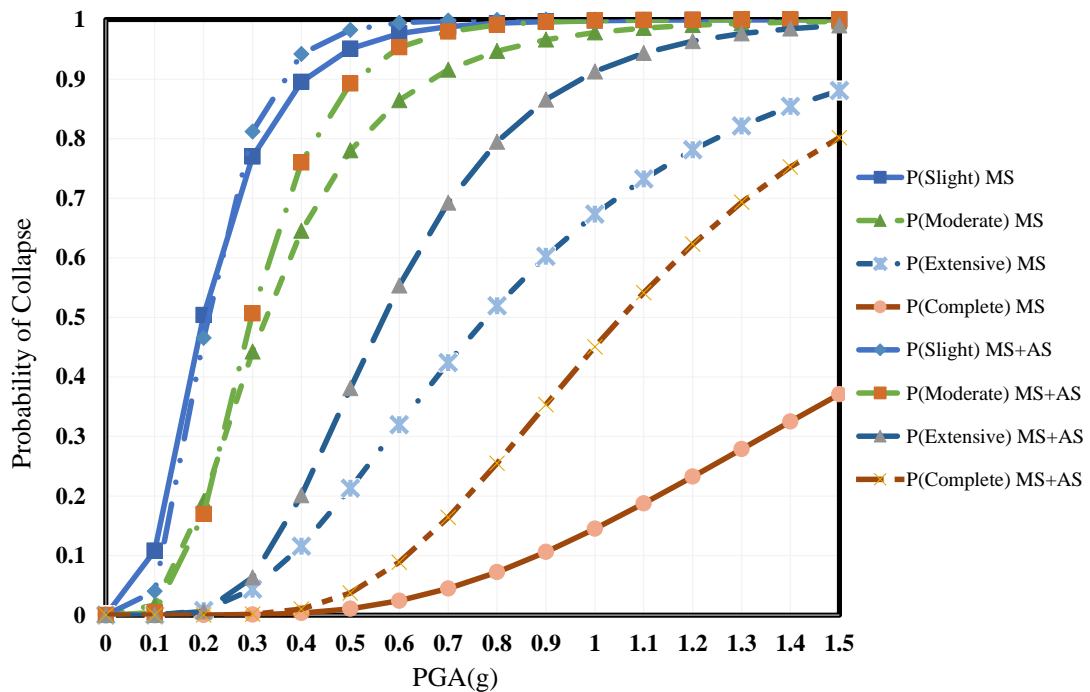
طبقه نرم و خیلی نرم تحت زلزله اصلی و توالی زلزله-پس‌لرزه با هم بصورت زیر رسم گردیده است.



شکل (۴-۲۶) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس‌لرزه

برای مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد بسیار ناچیز و تقریباً برابر است و برای حالت خرابی متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد احتمال خرابی ۵ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۳۲ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت

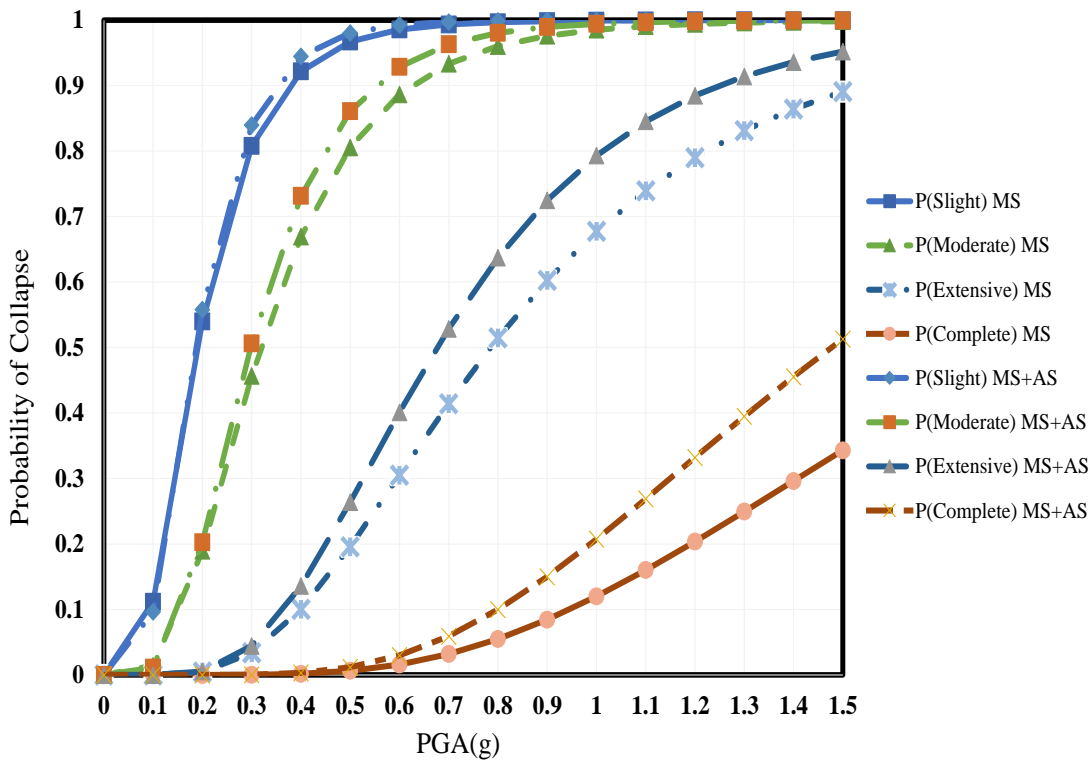
اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار گرفته حدود ۶۰ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می‌باشد افزایش یافته است.



شکل (۴-۲۷) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس‌لرزه

برای مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد بسیار ناچیز و تقریباً برابر است و برای حالت خرابی متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد احتمال خرابی ۲ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۲۱ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه

احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار گرفته حدود ۳۷ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می‌باشد افزایش یافته است.

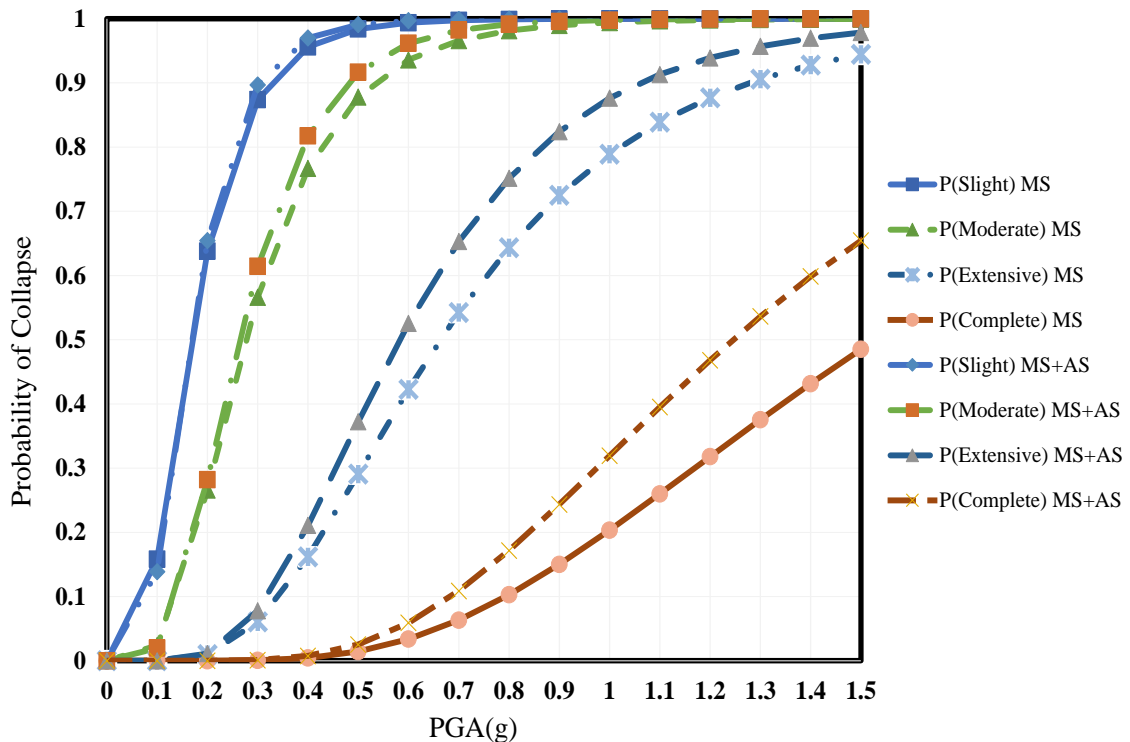


شکل (۴-۲۸) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس‌لرزه

برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار دارد احتمال آسیب ۳ درصد نسبت به هنگامی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی است افزایش یافته و برای حالت خرابی متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد احتمال خرابی ۶ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۱۴ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه

تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۱۸ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله

اصلی می باشد افزایش یافته است



شکل (۴-۲۹) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه

برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که مقادیر میانه شکنندگی

برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد احتمال آسیب ۲ درصد

نسبت به هنگامی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی است افزایش یافته و برای حالت خرابی متوسط

مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد احتمال خرابی ۴ درصد

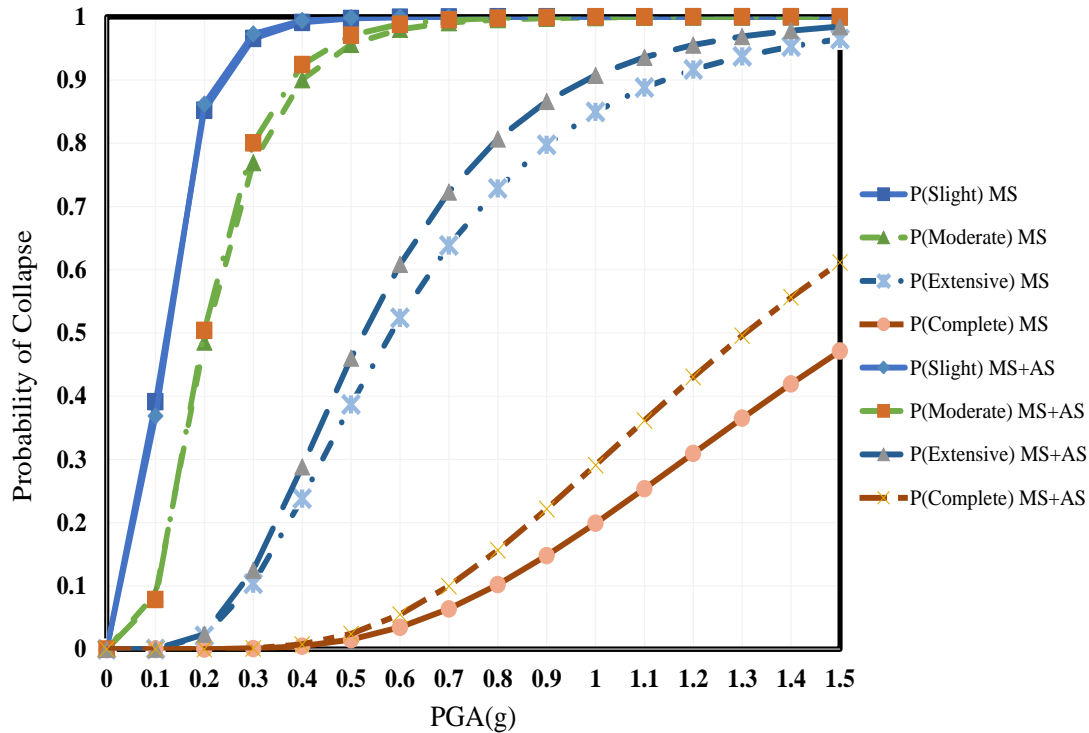
نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد

مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۱۰

درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت

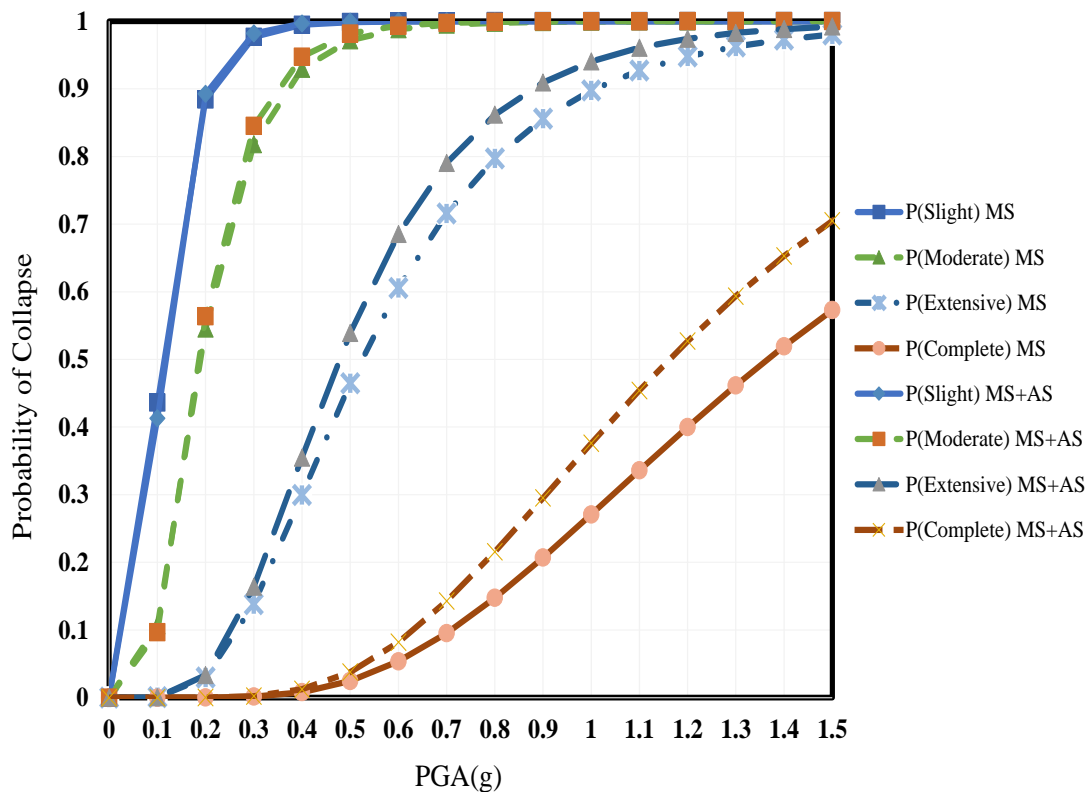
فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می گردد که احتمال فروپاشی کامل

برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار گرفته حدود ۱۷ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می‌باشد افزایش یافته است.



شکل (۴-۳۰) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس‌لرزه

برای مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم و خرابی متوسط، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه می‌باشد بسیار ناچیز و تقریباً برابر است و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۵ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار گرفته حدود ۱۳ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می‌باشد افزایش یافته است.



شکل (۴-۳۱) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله و توالی زلزله-پس لرزه

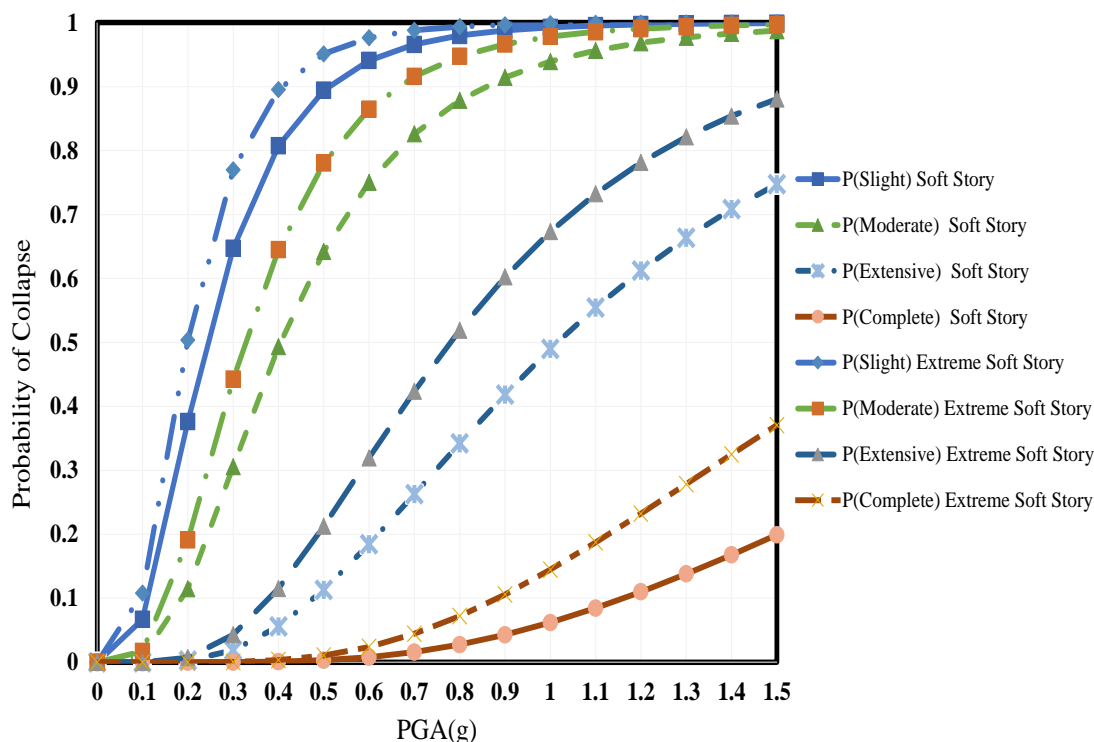
برای مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم و خرابی متوسط، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می‌باشد بسیار ناچیز و تقریباً برابر است و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد احتمال خرابی ۴ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد افزایش یافته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۱۱ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می‌باشد افزایش یافته است



## ۷-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی بتن‌آرمه با نامنظمی

### دارای طبقه نرم و طبقه خیلی نرم

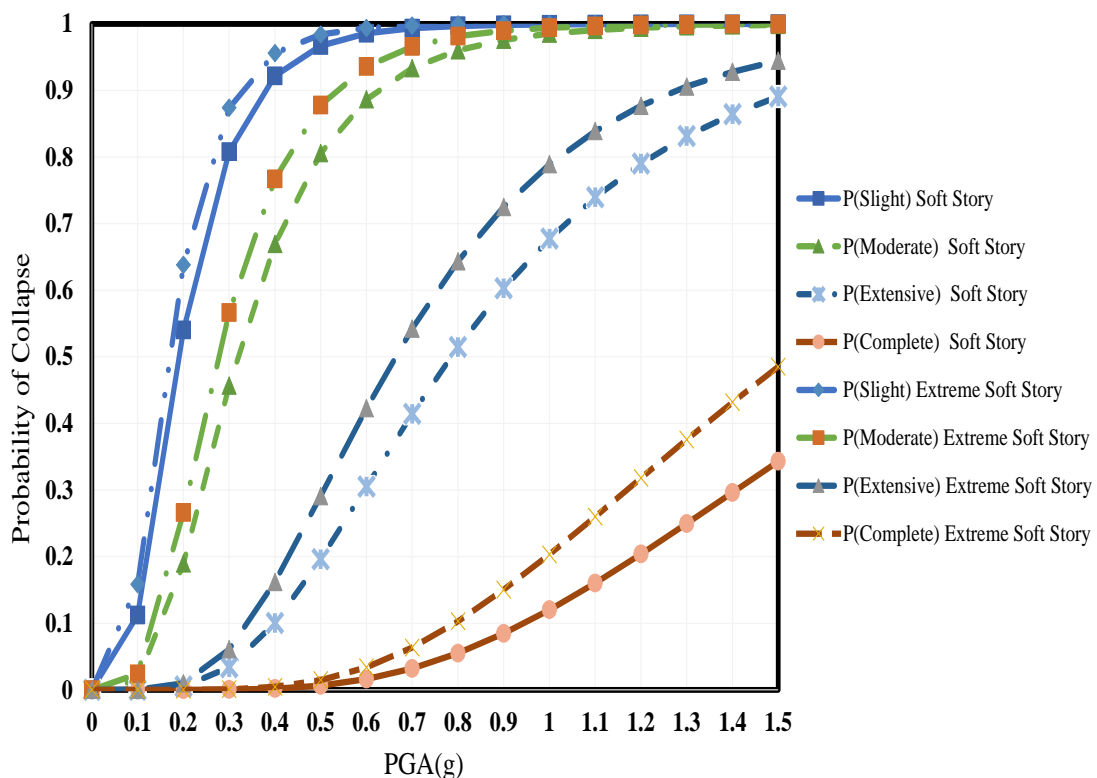
در ادامه این پژوهش به مقایسه نموداری اختلاف ارتفاع طبقه اول که باعث ایجاد نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم می‌شود می‌پردازیم. این مقایسه تأثیر نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم در سازه‌های بتن‌آرمه با سیستم باربرجانبی قاب خمشی متوسط، به کمک منحنی‌های شکنندگی تحت زلزله اصلی برای چهار سطح خرابی نمایش می‌دهد.



شکل (۴-۳۲) نمودار احتمال فروپاشی برای سه طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی بین مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه‌ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه‌ای با نامنظمی طبقه نرم حدود ۲ درصد افزایش داشته و برای حالت خرابی

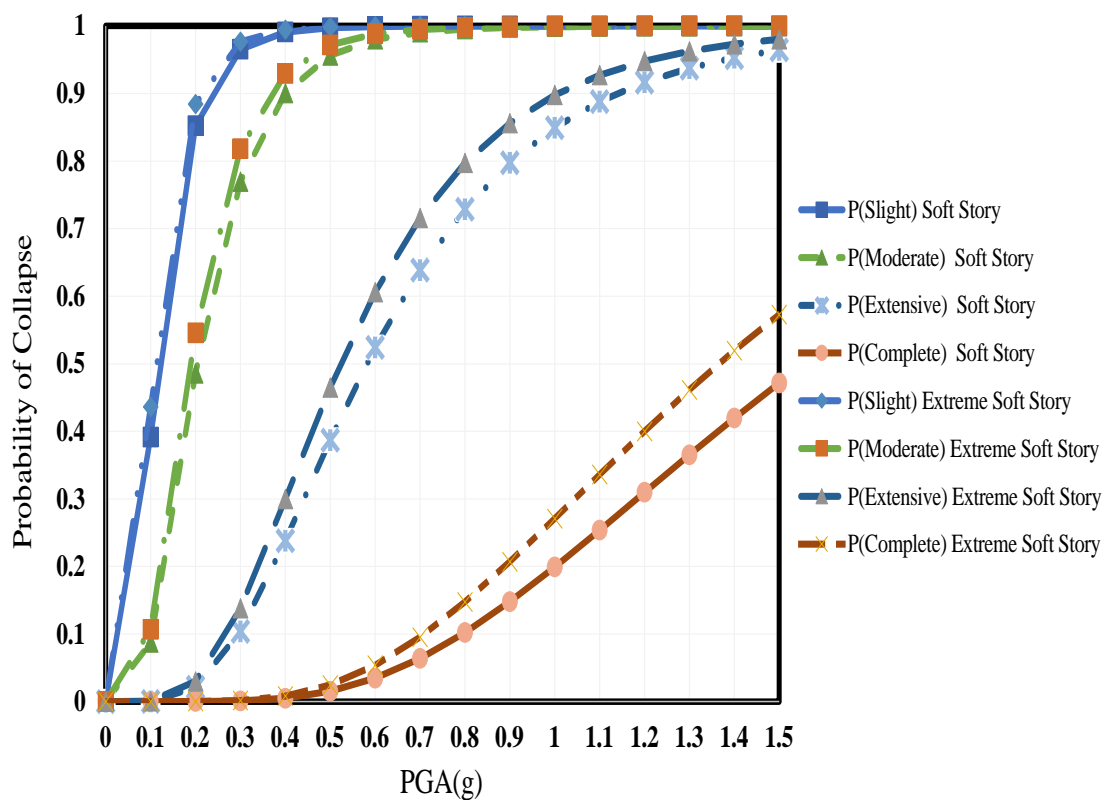
متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی طبقه نرم ۸ درصد افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می‌باشد حدود ۲۱ درصد افزایش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می‌باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است حدود ۳۸ درصد افزایش فروپاشی کامل وجود داشته است.



شکل (۴-۳۳) نمودار احتمال فروپاشی برای پنج طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی بین مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه ای با نامنظمی طبقه نرم حدود ۱ درصد افزایش داشته و برای حالت خرابی متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی

طبقه نرم ۲ درصد افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می‌باشد حدود ۹ درصد افزایش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می‌باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است حدود ۲۰ درصد افزایش فروپاشی کامل وجود داشته است.



شکل (۴-۳۴) نمودار احتمال فروپاشی برای هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

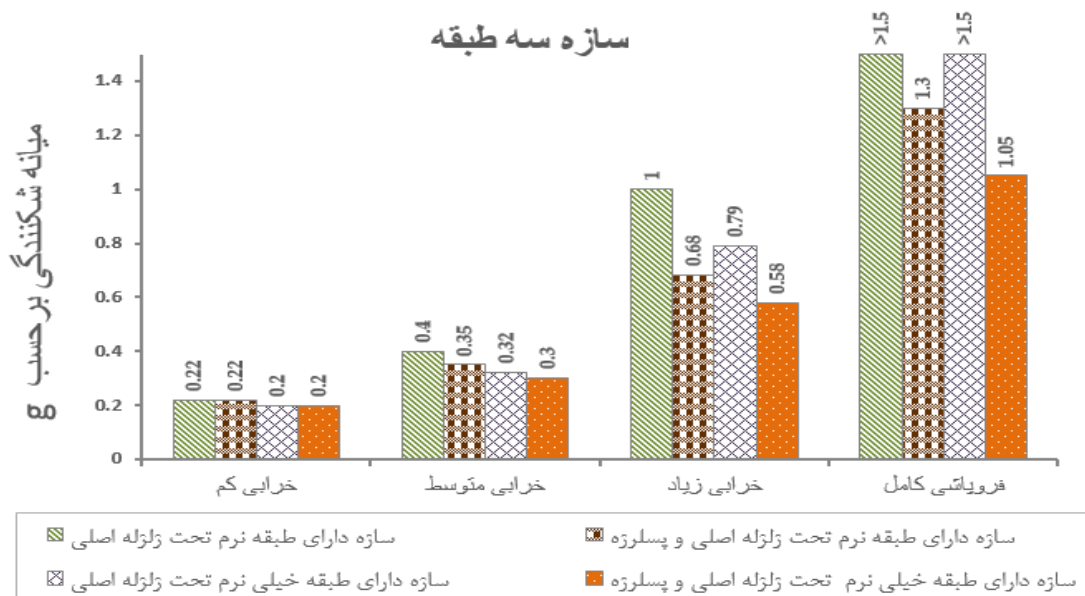
با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی بین مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه ای با نامنظمی طبقه نرم حدود ۱ درصد افزایش داشته و برای حالت خرابی متوسط مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی طبقه نرم ۱ درصد افزایش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که

سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می‌باشد حدود ۶ درصد افزایش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می‌گردد که احتمال فروپاشی کامل برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می‌باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است حدود ۱۰ درصد افزایش فروپاشی کامل وجود داشته است.

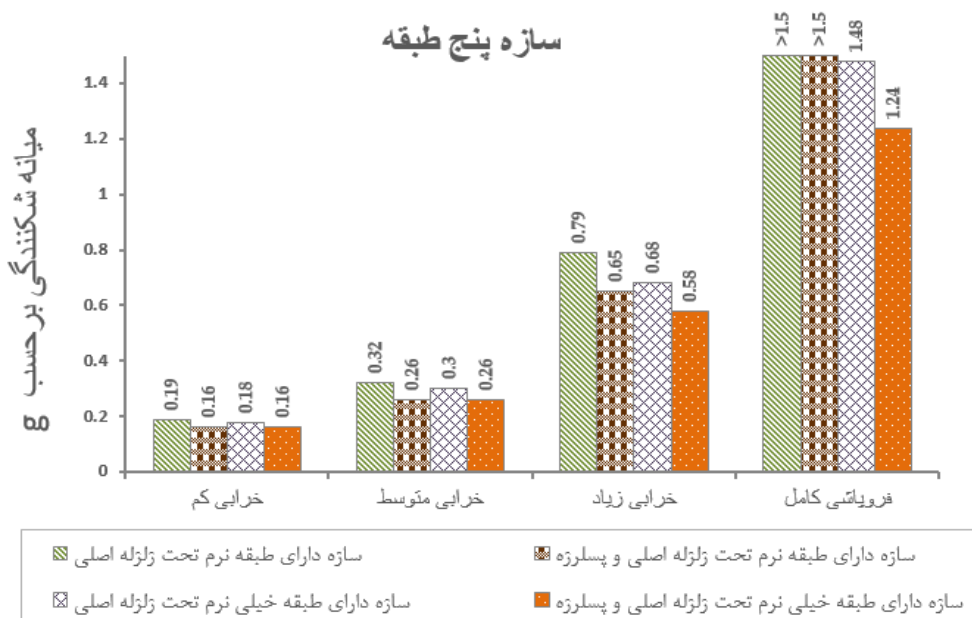
#### ۴-۸ تفسیر منحنی‌های شکنندگی

جهت تفسیر عملکرد ساختمان‌های دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت زلزله اصلی و توالی زلزله و پس‌لرزه از مقادیر میانه‌ی شکنندگی در سطوح مختلف خرابی استفاده می‌شود. میانه‌ی شکنندگی، میزان شدت زلزله‌ی موردنیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ برای هر یک از سطوح خرابی نمایش می‌دهد. برای مشاهده مقادیر میانه‌ی شکنندگی خطی افقی از نقطه‌ی احتمال فراگذشت ۵۰٪ روی محور قائم نمودار منحنی‌های شکنندگی رسم شده تا هر یک 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.

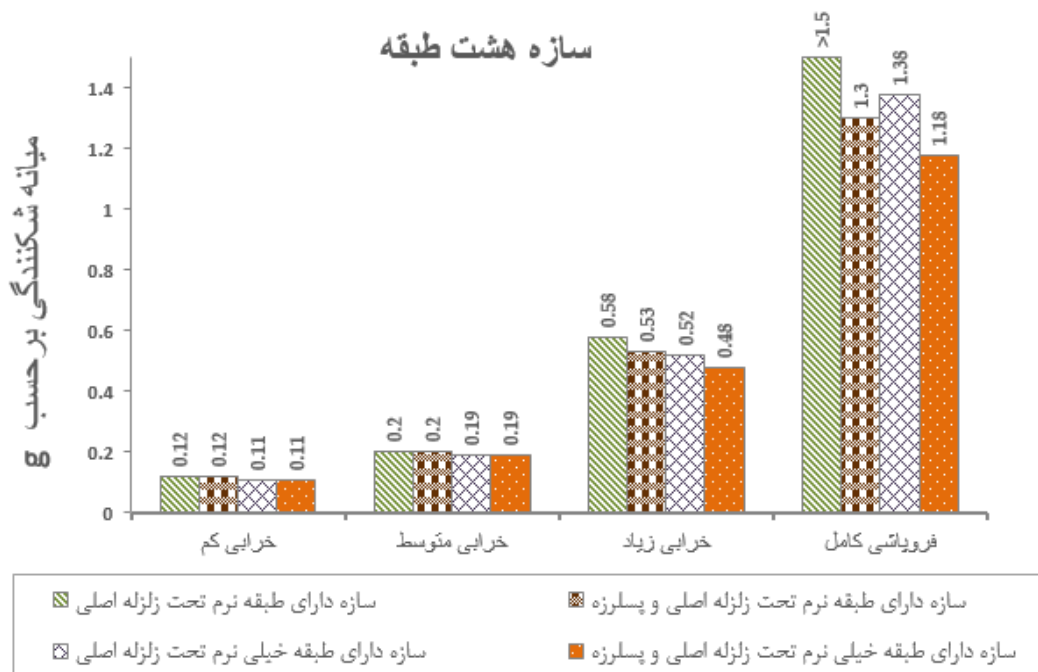
این ارقام برای سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی با طبقه نرم و طبقه خیلی نرم تحت زلزله اصلی و توالی زلزله و پس‌لرزه در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای هر یک از ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه به‌طور جداگانه مطابق نمودارهای زیر در قالب نمودار میله‌ای نمایش داده شده است تا بتوان به راحتی میزان شکنندگی هر یک را مقایسه نمود. لازم به ذکر است که منظور از  $>1/5$  نوشته شده در شکل ۴-۳۵ این است که خط افقی رسم شده از نقطه‌ی احتمال فراگذشت ۵۰٪ نمودار مربوط را قطع نکرده است.



شکل (۴-۳۵) مقایسه مقادیر میانگین شکنندگی مدل سه طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه



شکل (۴-۳۶) مقایسه مقادیر میانگین شکنندگی مدل پنج طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه



شکل (۴-۳۷) مقایسه مقادیر میانگین شکنندگی مدل هشت طبقه برای زلزله اصلی و حالت توالی زلزله و پس لرزه

#### ۹-۴ جمع بندی

در این فصل به ترسیم و مقایسه نمودارهای IDA برای مدل‌های ۳، ۵ و ۸ درای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم پرداخته شده و سپس به ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های ذکر شده دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی و توالی زلزله و پس لرزه پرداخته شده است و در انتها به مقایسه عددی احتمال آسیب‌های کم، متوسط، زیاد و فروپاشی کامل در مدل‌های مورد تحقیق برای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی و توالی زلزله و پس لرزه پرداخته شده است.

## **۵. فصل پنجم**

### **نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات تحقیقات آینده**

همانطور که در فصل‌های قبل بیان شد هدف از این پژوهش بررسی چند نوع خرابی سازه‌ای که در زلزله‌های اخیر از جمله زلزله کرمانشاه باعث خرابی و خسارت‌های فراوانی شده است، می‌باشد.

با بررسی خرابی‌های سازه‌ای متوجه شده‌ایم سازه‌هایی که سختی طبقه اول آنها نسبت به سختی سایر طبقات کمتر است دچار خرابی و فروریزش طبقه اول ساختمان شده‌اند، که این کاهش سختی ممکن است بر اثر تغییر ارتفاع طبقه اول به دلیل نوع کاربری آن و یا نبود میان‌قاب در قاب‌های طبقه اول باشد. اما از آنجایی که استاندارد ۲۸۰۰ استفاده از این نوع نامنظمی را مجاز دانسته است، بر آن شدیم تا به بررسی سطوح خرابی این نوع نامنظمی در ارتفاع بپردازیم.

به همین دلیل با انتخاب سازه‌هایی که طبقه اول آنها سختی کمتری نسبت به سایر طبقات دارا می‌باشند، اقدام به بررسی سطوح خرابی این نوع سازه‌ها در ارتفاع و طبقات مختلف شده است، که در ادامه نتایج به دست آمده را تشریح خواهد شد.

بعد از بررسی این نوع نامنظمی در ارتفاع به بررسی نوع دیگری از عوامل خرابی که علاوه بر خسارت‌های جانی و مالی باعث ایجاد رعب و وحشت در بین مردم می‌گردد، پرداخته شده است.

این عامل خرابی و رعب و وحشت پس‌لرزه نام داد که بعد از زلزله اصلی با زمان، شتاب و فرکانس‌های متفاوت در مناطق زلزله‌زده پدید می‌آید. گفتنی است در استاندارد ۲۸۰۰ اشاره‌ایی به پس‌لرزه و نحوه اعمال آن در طراحی سازه‌ها نشده است از این رو در ادامه تحقیق در مورد نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم، سازه‌های مورد پژوهش را تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه قرار داده شده است تا تاثیر پس‌لرزه را در این نوع سازه‌ها مشاهده گردد، که در ادامه نتایج حاصل شده از این تحقیق را شرح داده می‌شود.



## ۵-۲ جمع بندی

بعد از تحلیل و بررسی بر انواع سازه‌های بتن آرمه دارای طبقه نرم و خیلی نرم با ارتفاع مختلف نتایج بدست آمده به این صورت است که وجود اختلاف ارتفاع برای سطوح خرابی کم و متوسط تاثیر آنچنانی ندارد ولی در سطوح خرابی زیاد و فروپاشی کامل اثر خود را نشان می‌دهد. ضمن آن که با افزایش تعداد طبقات اثر اختلاف طبقه اول در دو نوع سازه با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم برای سطوح آسیب‌های چهارگانه کمتر می‌شود.

بعد از بررسی اختلاف ارتفاع در سازه‌هایی با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم به بررسی اثر پس‌لرزه بر سازه‌های موجود پرداخته شده است که نتایج بدست آمده به این صورت بوده است:

پس‌لرزه در سازه‌هایی با ارتفاع کم و تعداد طبقات پایین اثرگذاری‌اش بر هر چهار سطح خرابی قابل توجه است که با افزایش ارتفاع و تعداد طبقات این اثرگذاری بر تمام سطوح خرابی کمتر و کمتر می‌شود به گونه‌ای که در سازه‌های بلند مرتبه تاثیر آنچنانی نخواهد داشت. با بررسی نمودارهای منحنی شکنندگی و ترسیم میانه شکنندگی، نتایج حاصل شده به شرح زیر می‌باشد:

وجود پس‌لرزه در سازه‌های کوتاه مرتبه باعث افزایش ۵ درصدی سطح خرابی متوسط، افزایش ۳۲ درصدی سطح خرابی زیاد و افزایش ۶۰ درصدی فروپاشی کامل می‌شود؛ در حالی که در سازه‌های متوسط مرتبه وجود پس‌لرزه باعث افزایش ۳ درصدی سطح خرابی کم، افزایش ۶ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۱۸ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۱۴ درصدی سط فروپاشی کامل می‌شود.

تاثیر پس‌لرزه بر سطوح خرابی با افزایش ارتفاع کمتر می‌شود، به گونه‌ای که در سازه هشت طبقه تاثیری بر میزان افزایش آسیب کم و متوسط نداشته است و در سطح آسیب زیاد ۵ درصد و در سطح فروپاشی کامل ۱۳ درصد باعث افزایش آسیب شده است.

پس از بررسی میزان تاثیر روی دادن پس‌لرزه، تاثیر افزایش ارتفاع در سازه‌های سه، پنج و هشت طبقه مورد بررسی واقع شد و نتایج بدست آمده به شرح زیر می‌باشد.

در سازه‌های کوتاه مرتبه تاثیر افزایش ارتفاع بیشتر بود و با افزایش تعداد طبقات از تاثیر آن کاسته می‌شود، به طوری که در سازه کوتاه مرتبه افزایش ارتفاع باعث زیاد شدن میزان ۲ درصدی آسیب کم، افزایش ۸ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۲۱ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۳۸ درصدی میزان فروپاشی کامل می‌گردد. در سازه متوسط مرتبه تاثیر افزایش ارتفاع باعث زیاد شده میزان ۱ درصدی سطح آسیب کم، افزایش ۲ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۹ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۲۰ درصدی میزان فروپاشی کامل می‌گردد. در سازه‌های بلند مرتبه افزایش ارتفاع باعث زیاد شدن میزان ۱ درصدی سطح آسیب کم و متوسط، افزایش ۶ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۱۰ درصد فروپاشی کامل می‌گردد.

اما نکته قابل توجه در نتایج بدست آمده از این پژوهش، برای سازه‌هایی با نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم و هم برای بررسی اثر پس لرزه، این است که برای شتاب‌هایی تا محدوده 0.5g-0.6g سطوح خرابی تقریباً یکسان و برابر است.

## ۳-۵ پیشنهاداتی برای تحقیقات آینده

در این پژوهش تنها ساختمان‌های بتن آرمه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط مورد بررسی قرار گرفته است که باتوجه به طیف زیاد انواع سیستم‌های باربر جانبی بتن آرمه نظیر قاب‌های دوگانه در آینده می‌توان بر روی منحنی‌های شکنندگی این سازه‌ها دارای نامنظم در ارتفاع تحت زلزله و پس‌لرزه، مطالعاتی انجام داد و سپس اقدام به مقایسه نتایج در این حالت که بسیار کلی‌تر بوده نمود. و یا می‌توان این نوع نامنظمی را برای سازه‌های فولادی با سیستم‌های مختلف باربر جانبی مورد پژوهش قرار داد و با بررسی و مقایسه انواع مختلف سازه‌ها با مصالح و سیستم باربر جانبی متفاوت باهم به نتایج کلی و جامع دست یافت.

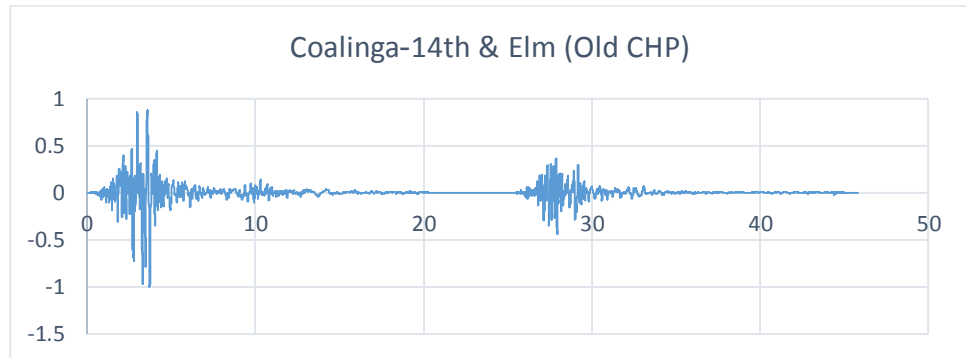
ضمن آنکه در این پژوهش فقط تاثیر ارتفاع در سختی سازه مورد بحث بوده است در حالیکه کاهش سختی ممکن است به عوامل متعددی از جمله بودن بودن میان قاب در ارتباط باشد و این می‌تواند موضوعی برای ادامه تحقیق در زمینه نامنظمی طبقه نرم باشد.

در زمینه تاثیر پس‌لرزه نیز می‌توان بر سازه‌ها با انواع نامنظمی‌های ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ مورد بررسی قرار گیرد و بتوان نتایج جامع‌تری را اریه داد و به جمع بندی کلی‌تری دست یافت. گفتنی است شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده در این پژوهش در حوزه نزدیک رخ داده‌اند، در حالی که در اکثر مواقع زلزله‌ها در حوزه دور رخ می‌دهند و این می‌تواند موضوع جالبی برای انجام یک پژوهش جدید در زمینه نامنظمی و پس‌لرزه باشد.

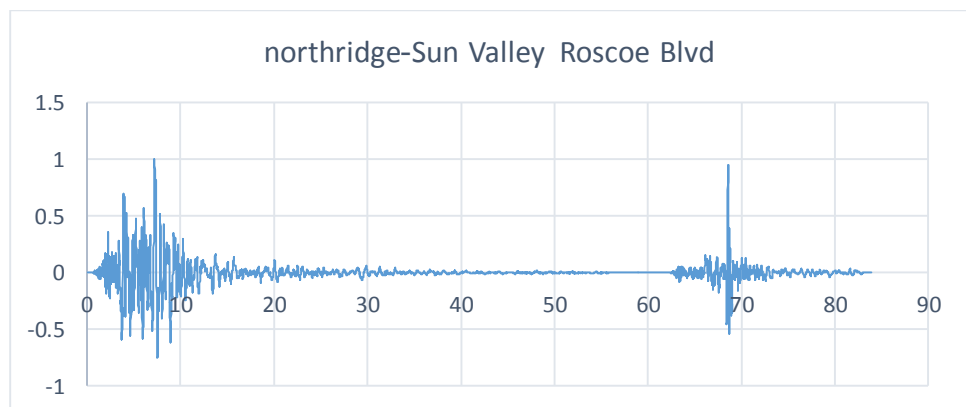


## ۶. پیوست

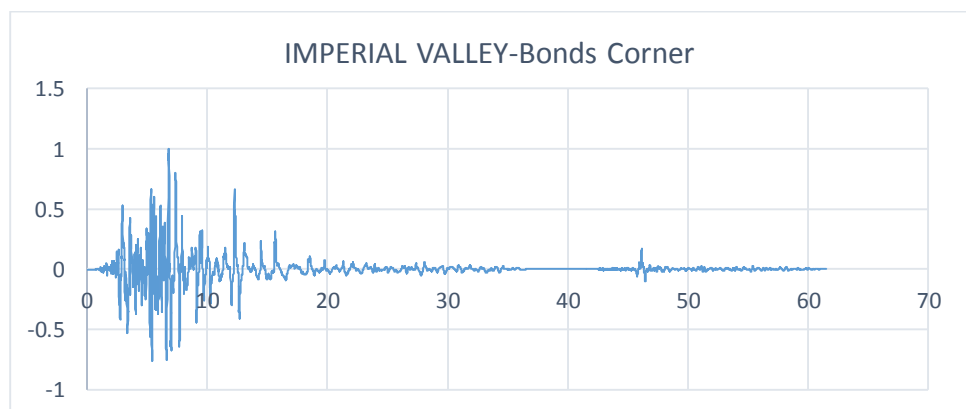
## ۱-۶ شتاب‌نگاشت زلزله به همراه پس‌لرزه



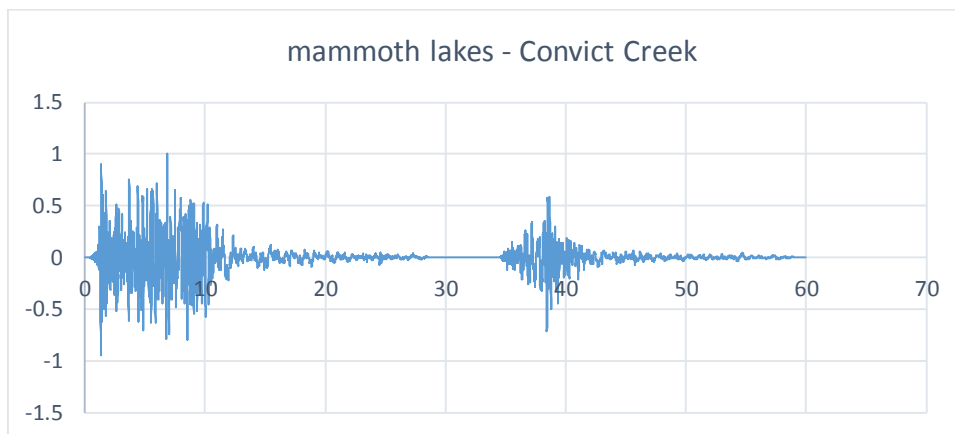
شکل (۱-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (Coalinga-14th & Elm (Old CHP))



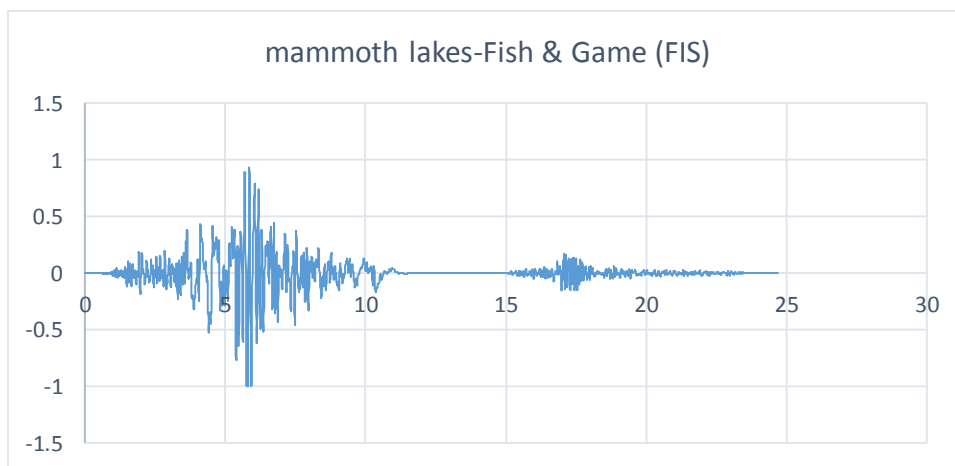
شکل (۲-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (Sun Valley - Roscoe Blvd-Northridge)



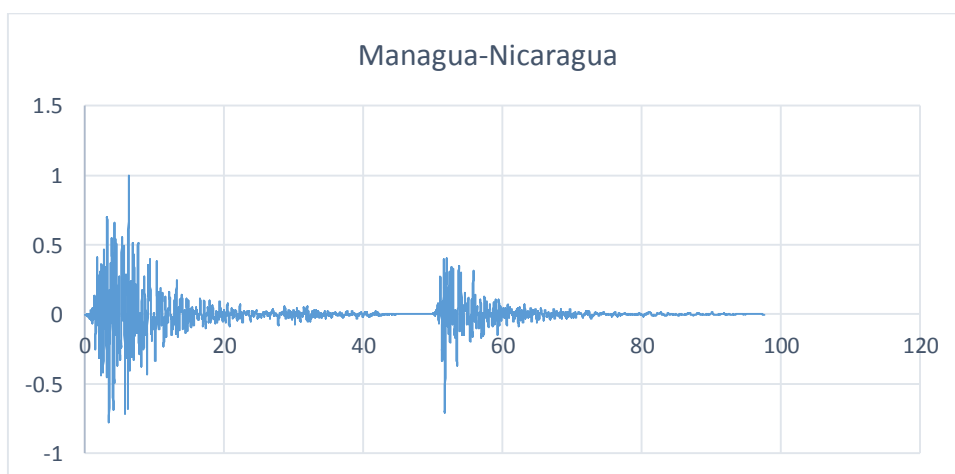
شکل (۳-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (IMPERIAL VALLEY- Bonds Corner)



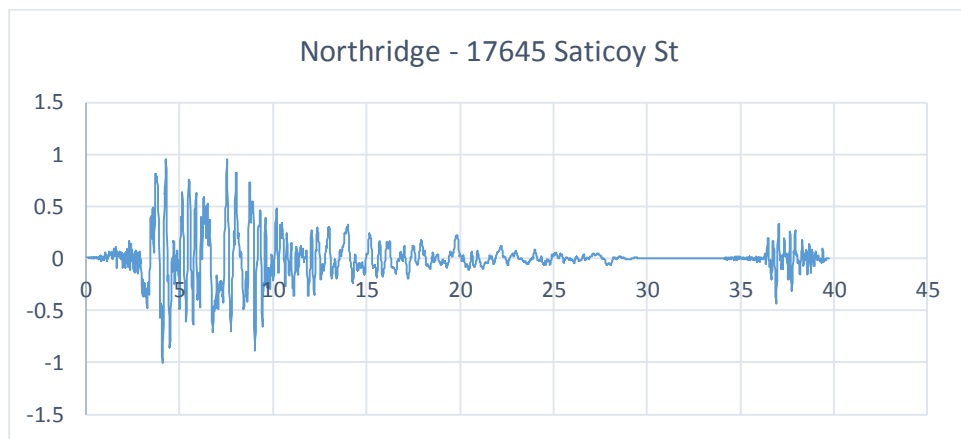
شکل (۴-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (mammoth lakes - Convict Creek)



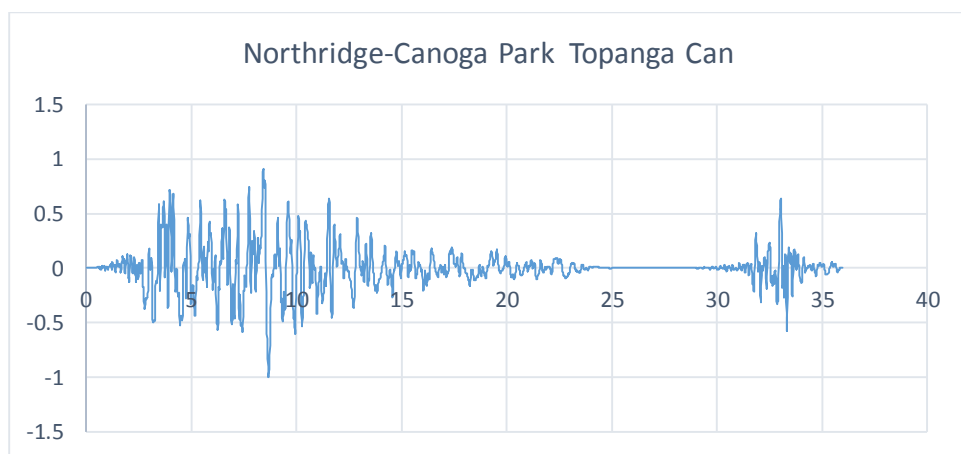
شکل (۵-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (mammoth lakes-Fish & Game (FIS))



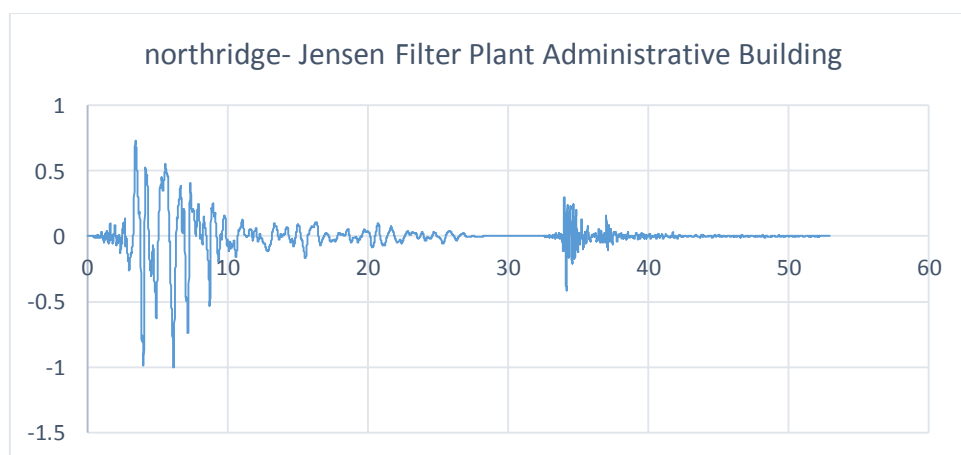
شکل (۶-۶) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (Managua-Nicaragua)



شکل (۶-۷) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (Northridge - 17645 Saticoy St)

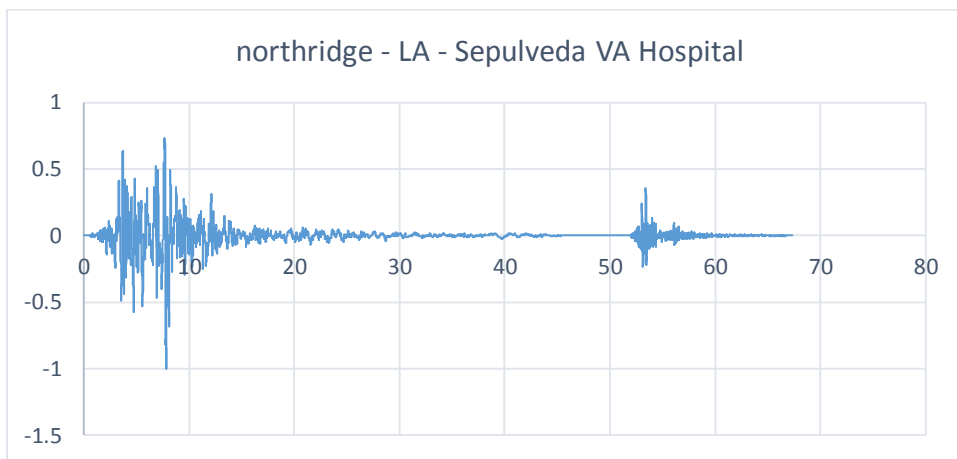


شکل (۶-۸) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (Northridge-Canoga Park Topanga Can)

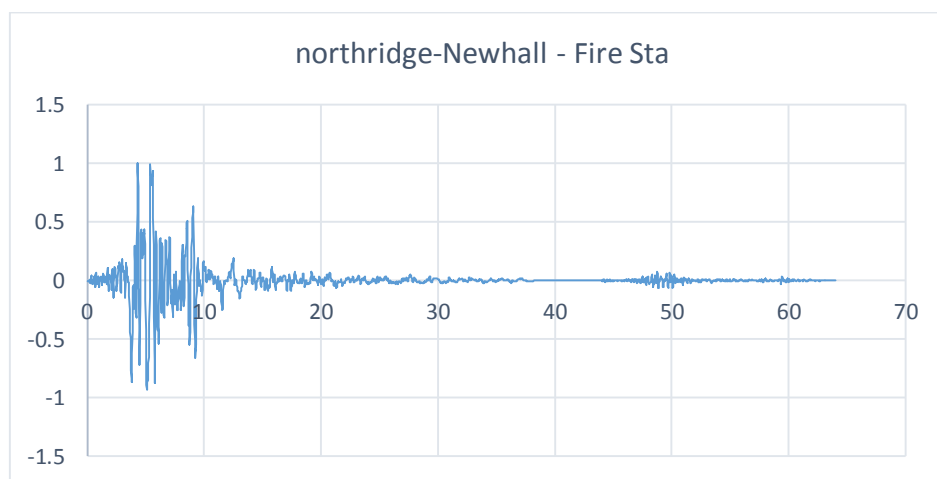


شکل (۶-۹) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (northridge- Jensen Filter Plant Administrative Building)

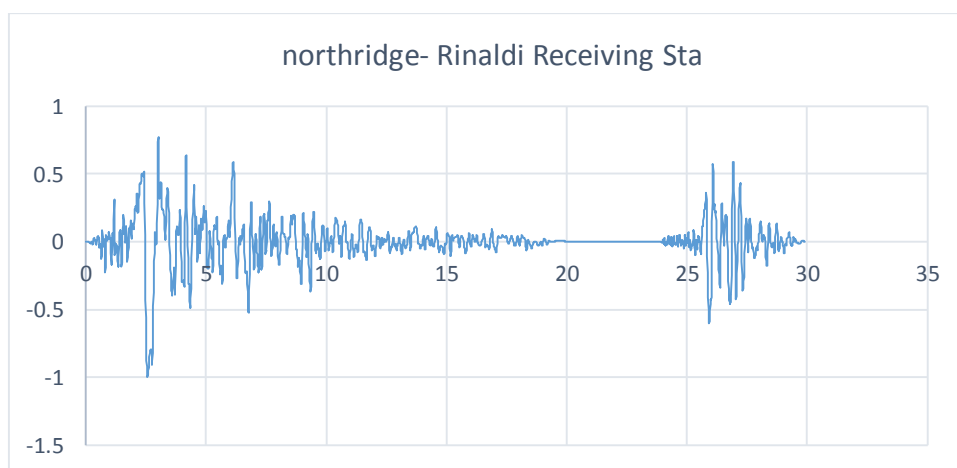




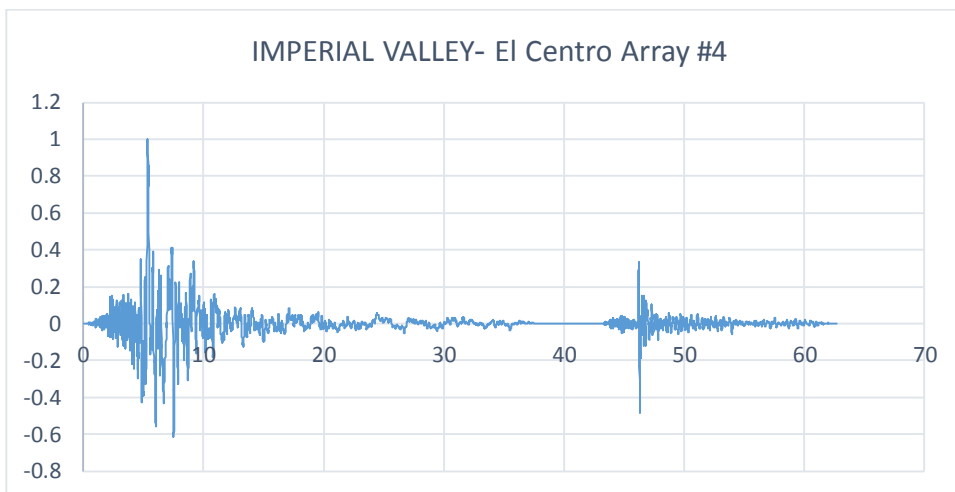
شکل (۶-۱۰) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (northridge - LA - Sepulveda VA Hospital)



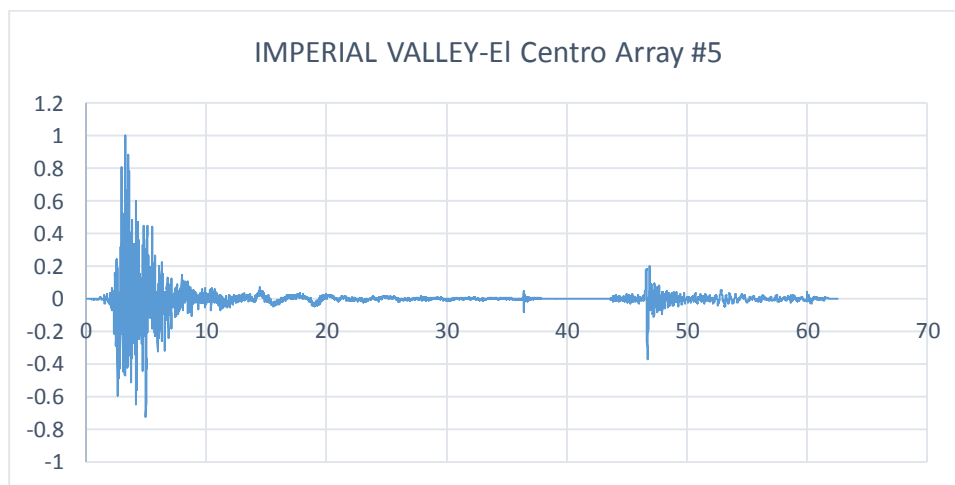
شکل (۶-۱۱) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (northridge-Newhall - Fire Sta)



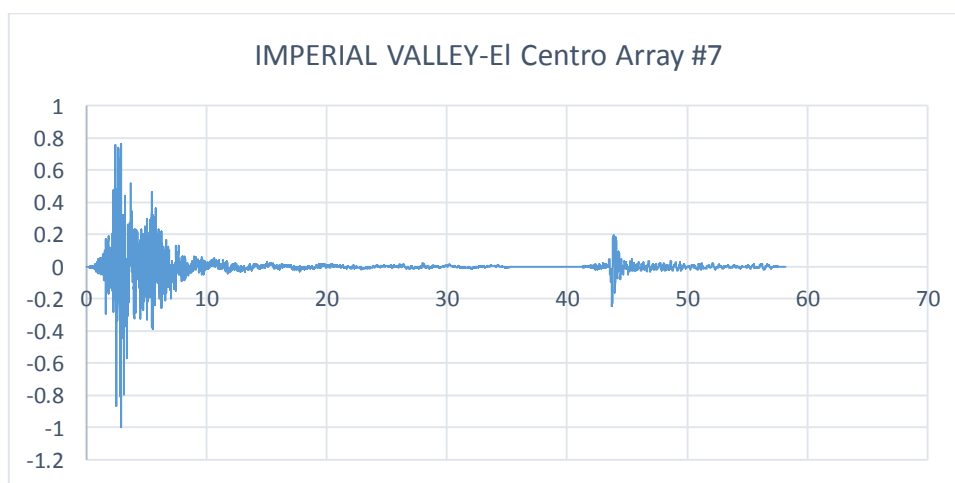
شکل (۶-۱۲) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (northridge- Rinaldi Receiving Sta)



شکل (۶-۱۳) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (IMPERIAL VALLEY- El Centro Array #4)



شکل (۶-۱۴) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (IMPERIAL VALLEY- El Centro Array #5)



شکل (۶-۱۵) شتاب‌نگاشت زلزله و پس‌لرزه (IMPERIAL VALLEY- El Centro Array #7)

## مراجع

1. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰۰. ویرایش چهارم. ۱۳۹۳: ویرایش چهارم.
2. HAZUS-MH MR5, Multi-Hazard loss Estimation Methodology: Earthquake Model. Department of Homeland security, FEMA, Washington, D.C., 2003.
3. پهلوان, ح. غ. ر. قدرتی امیری, ب. گنجوی. ارزیابی لرزه ای و توسعه منحنی شکنندگی ساختمان های بتن آرمه ایران با لحاظ اثر میان قاب های بنایی و ضعف سازه ای. ۱۳۹۳.
4. Rojahn, C. and R.L. Sharpe, *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied technology council, 1985.
5. فروند, ج., آمار ریاضی ترجمه ع. عمیدی و م. ق. وحیدی اصل. مرکز نشر دانشگاهی تهران. چ. ب. هفتم. ۱۳۸۴.
6. Hua-Sing, A.A., *Probability concepts in engineering planning and design*. 1975.
7. Hua-Sing, A.A., *Probability concepts in engineering planning and design*. 1975.
8. Andrzej, S. and R.C. Kevin, *Reliability of structures*. Columbus: The McGraw-Hill Companies Inc, 2000.
9. Mazzoni, S., et al., *OpenSees command language manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006. **264**.
10. Park, Y.-J., A.H.-S. Ang, and Y.K. Wen, *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering, 1985. **111**(4): p. 740-757.
11. Li, Y., R. Song, and W.V.D.L. John, *Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock-Aftershock Sequences*. Journal of Structural Engineering, 2014. **140**.
12. Lew, M., et al., *Geotechnical and geological effects of the 21 September 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan*. 2000: p. 17.
13. Parker, M. and D. Steenkamp, *The economic impact of the Canterbury earthquakes*. 2012: p. 13.
14. Alliard, P.-M. and P. Léger, *Earthquake Safety Evaluation of Gravity Dams Considering Aftershocks and Reduced Drainage Efficiency*. Journal of Engineering Mechanics, 2008. **134**: p. 10.
15. Li, Y., et al., *Integration of aftershock seismic hazard into performance-based engineering*. 15th World Conf. Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
16. Yeo, G.L. and C.A. Cornell, *Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performancebased earthquake engineering*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA., 2005.
17. Li, Q. and B. Ellingwood, *Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences*. 2007: p. 22.
18. Lindt, J., *Experimental Investigation of the Effect of Multiple Earthquakes on Woodframe Structural Integrity*. Vol. 13. 2008.
19. Li, Y., et al., *Uniform hazard versus uniform risk bases for performance-based earthquake engineering of light-frame wood construction*. Vol. 39. 2010. 1199-1217.
20. Ibarra, F., advisor Krawinkler, and Helmut, *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. 2005.
21. Reasenber, P.A. and L.M. Jones, *earthquake aftershocks: update*. Science, 1994. **265**(5176): p. 2.
22. Pei, S. and J. Lindt, *Methodology for earthquake-induced loss estimation: An application to woodframe buildings*. 2009: p. 11.
23. Kennedy, R.P., et al., *Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant*. Nuclear Engineering and Design, 1980. **59**: p. 23.

24. Kircher , C.A. 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.
25. Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian, *NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings*. 1995.
26. Singhal, A. and A. Kiremidjian, *Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames*. Vol. 124. 1998.
27. Shinozuka , M., *Statistical Analysis Of Bridge Fragility Curve*. proceeding of the workshop on effective Systems for Bridge, New York, NY, 1998.
28. Murao, O. 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.
29. Reihorn, M., C. Barron, and A. Ayala, *spectral evaluation of seismic fragility of structures*. Structural safety and Reliability - Balkema publishers, 2001.
30. Mostafa, E., *Fragility Curve for non-Structural System in Concrete tower*. Istanbul University, Istanbul, Turkey, 2001.
31. Smyth, A., *Probabilistic Benefit-Cost Analysis for Earthquake Damage Mitigation: Evaluating Measures for Apartment Houses in Turkey*. Earthquake Spectra, 2004.
32. Arizaga , G., *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.
33. Aziminejad, A.S. 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.
34. پهلوان, ح. کنترل سطح عملکردی ساختمان های بتن آرمه با استفاده از منحنی های شکنندگی. پایان نامه دوره کارشناسی ارشد, ۱۳۸۶.
35. 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.
36. پهلوان, م., 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.
37. Mander, J.B., M.J. Priestley, and R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
38. حسینی, س.م. و ه. کنارنگی, کاربرد نرم افزار *OpenSees* درمدلسازی و تحلیل سازه ها. ۱۳۹۲: انتشارات آزاده.
39. "دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان" مقررات ملی ساختمان مبحث ششم: بارهای وارده بر ساختمان, ۱۳۹۲.
40. "دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان" مقررات ملی ساختمان مبحث نهم: طراحی و اجرای ساختمانهای بتن آرمه, ۱۳۹۲.
41. Elnashai, A., R. Pinho, and S. Antoniou, *INDYAS-A Program for INelastic DYnamic Analysis of Structures*. Engineering Seismology and Earthquake Engineering Report No. ESEE 00-2, Imperial College, London, 2000.
42. Vecchio, F.J. and M.B. Emara, *Shear Deformation in Reinforced Concrete Frams*. ACI Structures, 1992. **1**.
43. Raghunandan, M., et al. *Aftershock fragility curves and tagging assessments for a mainshock-damaged building*. in *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. 2012.

# **Probabilistic Seismic Assessment of RC Buildings Considering Soft and Extreme Soft Story irregularities Subjected to Main Shock-Aftershock Sequences**

## **ABSTRACT**

Recent Iranian earthquake damages like the damages caused by the Kermanshah earthquake, revealed that RC buildings having soft story irregularities experienced more seismic vulnerability. Moreover, earthquake aftershocks increased the seismic failures in past earthquake events. But they are not included in recent seismic design codes. In this article, for assessing the effects of soft story irregularities and also the earthquake aftershocks, 3,5 and 8 story RC models having intermediate sway frames are designed and then modeled in OPENSEES and then IDA analysis are performed in order to producing the seismic fragility curves consistent with HAZUS definitions. The resulting seismic fragility curves revealed the influence of soft story irregularities and also main shock-aftershock sequences on the vulnerability of considered RC models. By increasing the height of the RC structures, the effects of soft story irregularities and the aftershocks decreased in seismic vulnerability of the considered buildings.

## **KEYWORDS**

Probabilistic Assessment; Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame; Soft Story; Fragility Curves; Incremental Dynamic Analysis (IDA)



Faculty of Civil Engineering  
M.Sc Thesis in Structural Engineering

**Probabilistic Seismic Assessment of RC Buildings  
Considering Soft and Extreme Soft Story irregularities  
Subjected to Main Shock-AfterShock Sequences**

By: Hamed Koohestanian

Supervisor  
Dr Hosein Pahlavan  
Dr Jalil Shafaei

Advisor  
Dr Mohamad Shamekhi Amiri

December 2018