

صلى الله عليه وسلم



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

توسعه منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای

ساختمان‌های بلند بتن آرمه دارای قاب خمشی ویژه

تحت زلزله های پریود بلند

نگارنده: امیر مسعود زمانی

اساتید راهنما

دکتر حسین پهلوان

دکتر محمد شامخی امیری

استاد مشاور

مهندس علی ناصری

مهر ۱۳۹۹

شماره: ۹۹, ۴/۴ =

تاریخ: ۹۹, ۹, ۲۴

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 آقای / خانم امیر مسعود زمانی با شماره دانشجویی ۹۶۰۷۹۴۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان توسعه منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند بتن آرمه دارای قاب خمشی ویژه تحت زلزله‌های پربرود بلند که در تاریخ ۱۳۹۹/۰۷/۲۸ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

☒ الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰	☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹-۱۸
☐ ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹-۱۶	☐ د) درجه متوسط: نمره ۱۵/۹۹-۱۴
☐ ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد	
نوع تحقیق: ☒ نظری ☐ عملی	

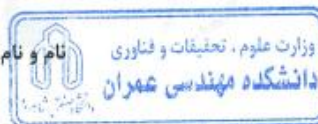
عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	جناب آقای دکتر حسین پهلوان	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم	جناب آقای دکتر محمد شامخی امیری	استادیار	
۳- استاد مشاور	جناب آقای مهندس علی ناصری	-	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	جناب آقای دکتر محسن کرامتی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	جناب آقای دکتر سپید مهدی توکلی	استادیار	
۶- استاد ممتحن دوم	جناب آقای دکتر ابراهیم زمانی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: جناب آقای دکتر رضا نادری

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

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

مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).



تقديم به

همه ی کسانی که جهان را به سوی آبادانی و پیشرفت

و مردم را به سوی رسایی و خوشبختی رهنمون می سازند

سپاسگزارم از

خانواده ی عزیزم که همواره پشتیبانم بودند

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

که بی دریغ مراد رسیدن به هدف مايم و انجام این پژوهش همراهی کردند

تعهدنامه

اینجانب **امیر مسعود زمانی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی سازه** دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده رساله «**توسعه منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان‌های بلند بتن آرمه دارای قاب خمشی ویژه تحت زلزله های پریود بلند**» تحت راهنمایی آقای **دکتر حسین پهلوان و دکتر محمد شامخی امیری** متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این رساله توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققین دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در این رساله 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 است و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی رساله تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج شده از رساله رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، 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 : ۱۳۹۹/۱۰/۱۵

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم‌افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در این رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

با توجه به اهمیت ساختمان‌های بلند مرتبه در زمینه‌ی مسائل مالی و جانی، ارزیابی دقیق میزان آسیب پذیری این ساختمان‌ها در برابر حوادث گوناگون امری ضروری می باشد. با افزایش ارتفاع ساختمان پریود سازه افزایش می یابد و زمانی که زلزله‌ی پریود بلند رخ دهد، با توجه به پدیده‌ی تشدید احتمال افزایش آسیب پذیری سازه وجود دارد. به دلیل اهمیت موضوع باید ارزیابی دقیق از تأثیر وقوع چنین پدیده‌هایی بر عملکرد ساختمان‌ها انجام شود و با انجام تحلیل‌های گوناگون، میزان آسیب پذیری آن‌ها مورد بررسی قرار بگیرد.

ارزیابی سطح عملکرد ساختمان به کمک منحنی‌های شکنندگی بهترین راه برای محاسبه میزان خسارت احتمالی می‌باشد. با استفاده از این منحنی ها، میزان شکنندگی سازه‌های مختلف بررسی می شود و با استفاده از این داده ها می‌توان راهکار مناسب جهت رفع نقاط ضعف احتمالی ارائه داد.

از این رو سه مدل ساختمان بلند مرتبه بتنی ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه با پلان مشابه و با سیستم سازه ای قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده و در نرم افزار ایتبس ۲۰۱۶ طراحی می‌شوند. سپس این ساختمان ها در نرم افزار OpenSEES مدل سازی شده و تحت زلزله‌های پریود بلند و کوتاه، تحلیل دینامیکی فزاینده انجام می‌شود. با استفاده از نتایج دینامیکی فزاینده، منحنی‌های شکنندگی در سطوح خرابی مختلف برای تمامی مدل‌ها ترسیم می‌شود. با مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی و مقادیر میانه شکنندگی ، با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن زلزله‌های پریود بلند، می‌توان تاثیر محتوای فرکانسی زلزله را بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه ارزیابی کرد.

با توجه به منحنی‌های شکنندگی، به طور کلی میزان آسیب پذیری ساختمان‌های مدل شده تحت زلزله-های پریود بلند نسبت به زلزله‌های پریود کوتاه، افزایش می‌یابد. با افزایش شدت زلزله، اختلاف منحنی‌های شکنندگی تحت رکوردهای پریود بلند و پریود کوتاه، بیشتر می‌شود. در سطح خرابی کم این اختلاف ناچیز بوده و در زلزله‌های با شدت بیشتر اختلاف بیشتر می‌شود و در سطح خرابی کامل، به بیشترین مقدار خود می‌رسد. همچنین با توجه به مقادیر میانه‌های شکنندگی، بیشترین اختلاف میانه‌ها در سطوح خرابی مختلف، مربوط به ساختمان ۲۵ می‌باشد.

کلمات کلیدی: ساختمان بلند مرتبه ، زلزله‌های پریود بلند ، منحنی‌های شکنندگی ، عملکرد لرزه‌ای ،

نرم افزار OpenSEES

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل ۱: مقدمه ۱

- ۱-۱ مقدمه ۲
- ۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش ۴
- ۳-۱ هدف پژوهش ۴
- ۴-۱ روش پژوهش ۵
- ۵-۱ معرفی فصلهای پایان نامه ۵

فصل ۲: ادبیات فنی و پیشینه پژوهش ۷

- ۱-۲ مقدمه ۸
- ۲-۲ ساختمانهای بلند ۸
- ۱-۲-۲ سیستم قاب خمشی ۱۱
- ۳-۲ زلزله پریود بلند ۱۲
- ۱-۳-۲ پریود غالب ۱۴
- ۲-۳-۲ پریود غالب طیف نرمال شده ۱۴
- ۳-۳-۲ پریود متوسط ۱۵
- ۴-۲ منحنیهای شکنندگی ۱۶
- ۱-۴-۲ روشهای مختلف تولید منحنیهای شکست ۱۸
- ۱-۴-۲-۱ روش تجربی ۱۹
- ۲-۴-۲-۱ روش قضاوت مهندسی ۲۰
- ۳-۴-۲-۱ روش تحلیلی ۲۰

۲۱	۴-۱-۴-۲ روش ترکیبی
۲۲	۲-۴-۲ مراحل تولید منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی
۲۲	۳-۴-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی
۲۳	۱-۳-۴-۲ توزیع یکنواخت
۲۳	۲-۳-۴-۲ توزیع نرمال
۲۵	۳-۳-۴-۲ توزیع لوگ نرمال
۲۶	۴-۳-۴-۲ توزیع گاما
۲۷	۵-۳-۴-۲ توزیع بتا
۲۷	۴-۴-۲ ترسیم منحنی شکنندگی
۲۸	۱-۴-۴-۲ تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی
۲۹	۵-۴-۲ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی
۳۰	۶-۴-۲ ماتریس خرابی
۳۱	۷-۴-۲ دقت منحنی‌های شکنندگی
۳۲	۵-۲ نرم‌افزار اپنسیس
۳۲	۱-۵-۲ معرفی
۳۳	۲-۵-۲ مزایای اپنسیس
۳۵	۳-۵-۲ معایب نرم افزار اپنسیس
۳۵	۶-۲ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)
۳۷	۱-۶-۲ پیشنهادی توسعه
۳۸	۲-۶-۲ مفاهیم تحلیل IDA
۳۸	۳-۶-۲ ضریب مقیاس SF
۳۹	۴-۶-۲ اندازه شدت حرکت زمین IM
۴۰	۵-۶-۲ شدت خرابی یا تغییر شکل پذیری شرایط سازه DM
۴۱	۷-۲ مروری بر ادبیات موضوع و کار های انجام شده
۴۱	۱-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه ساختمان‌های بلند
۴۶	۲-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه زمین لرزه‌های پررود بلند
۴۹	۳-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی

۵۲.....۸-۲ جمع بندی

فصل ۳: روش تحقیق..... ۵۳

۵۴.....۱-۳ مقدمه

۵۴.....۲-۳ تعریف مدل

۶۱.....۳-۳ مدل سازی در اپنسیس

۶۱.....۱-۳-۳ تعریف مصالح

۶۵.....۲-۳-۳ تعریف مقاطع

۶۷.....۳-۳-۳ تعریف هندسه سازه

۶۹.....۴-۳-۳ بارگذاری

۷۰.....۵-۳-۳ دستورهای تحلیل

۷۲.....۴-۳ صحت سنجی

۷۴.....۵-۳ مشخصات شتاب نگاشت ها

۷۵.....۱-۵-۳ هدف آیین نامه FEMA P695 برای تعیین یک مجموعه رکورد

۷۶.....۲-۵-۳ دسته بندی رکوردها در آیین نامه FEMA P695

۷۶.....۳-۵-۳ طبقه بندی نوع خاک

۷۸.....۴-۵-۳ تحلیل شتاب نگاشت ها

۸۵.....۶-۳ سطوح خرابی

۸۵.....۷-۳ تحلیل دینامیکی فزاینده IDA

۸۶.....۸-۳ ترسیم منحنی های شکنندگی

فصل ۴: تجزیه و تحلیل نتایج..... ۸۷

۸۸.....۱-۴ مقدمه

۸۸.....۲-۴ منحنی های IDA

۹۲.....۳-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ها

۹۵.....۴-۴ مقایسه منحنی های شکنندگی ساختمان ها

۴-۵ میانه‌های شکنندگی ۹۷

۴-۶ جمع بندی ۹۹

فصل ۵: بحث و نتیجه‌گیری ۱۰۱

۵-۱ مقدمه ۱۰۲

۵-۲ مروری بر این پژوهش ۱۰۲

۵-۳ تفسیر منحنی‌های شکنندگی ۱۰۳

۵-۴ نتیجه‌گیری ۱۰۴

۵-۵ پیشنهادها ۱۰۶

مراجع ۱۰۷

فهرست جدول‌ها

عنوان	صفحه
جدول ۱-۳ تیپ بندی ساختمان ها از نظر ارتفاع [۸]	۵۴
جدول ۲-۳ ابعاد و آرماتور های ستون های ساختمان ۱۵ طبقه	۵۸
جدول ۳-۳ ابعاد و آرماتور های تیر های ساختمان ۱۵ طبقه	۵۸
جدول ۴-۳ ابعاد و آرماتور های ستون های ساختمان ۲۵ طبقه	۵۹
جدول ۵-۳ ابعاد و آرماتور های ساختمان ۲۵ طبقه	۵۹
جدول ۶-۳ ابعاد و آرماتور های ستون های ساختمان ۳۵ طبقه	۶۰
جدول ۷-۳ ابعاد و آرماتور های تیر های ساختمان ۳۵ طبقه	۶۰
جدول ۸-۳ مقادیر مختلف دوره تناوب	۷۴
جدول ۹-۳ طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه ۲۸۰۰ [۵۴]	۷۷
جدول ۱۰-۳ طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه NEHRP [۵۹]	۷۷
جدول ۱۱-۳ شتاب نگاشت های دور از گسل آیین نامه FEMA P695 [۵۷]	۷۸
جدول ۱۲-۳ شتاب نگاشت های نزدیک گسل FEMA P695 [۵۷]	۷۹
جدول ۱۳-۳ شتاب نگاشت های پریود کوتاه	۸۳
جدول ۱۴-۳ شتاب نگاشت های پریود بلند	۸۴
جدول ۱۵-۳ میزان حداکثر جا به جایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۸]	۸۵

فرست مثل؛

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱ بلندترین ساختمان‌های ساخته شده تاکنون.....	۳
شکل ۱-۲ نمودار توزیع نرمال [۱۰].....	۲۴
شکل ۲-۲ احتمال خرابی در نمودار توزیع نرمال [۱۰].....	۲۵
شکل ۳-۲ نمودار توزیع لوگ نرمال [۱۱].....	۲۵
شکل ۴-۲ منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال [۱۳].....	۲۸
شکل ۵-۲ بارگذاری جانبی ساختمان بلند [۱۸].....	۴۱
شکل ۶-۲ مدل دیوار برشی-منعطف [۲۱].....	۴۳
شکل ۷-۲ مدل سازی در تونل باد [۲۳].....	۴۴
شکل ۸-۲ شماتیک سیستم مهاربند ثانویه قطری [۲۴].....	۴۵
شکل ۹-۲ مدل ساختمان بلند [۲۵].....	۴۵
شکل ۱۰-۲ مدل برج شانگهای [۲۵].....	۴۵
شکل ۱۱-۲ ساختمان مدل شده بر روی میز لرزه [۲۹].....	۴۷
شکل ۱-۳ نمای سه بعدی ساختمان ۳۵ طبقه مدل شده در ایتبس.....	۵۶
شکل ۲-۳ پلان تیپ طبقات.....	۵۷
شکل ۳-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ با سخت‌شدگی هیسترتیک [۱۵].....	۶۲
شکل ۴-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ بدون سخت‌شدگی هیسترتیک [۱۵].....	۶۲
شکل ۵-۳ مدل رفتار چرخه‌ای تنش-کرنش بتن ۰۲ [۱۵].....	۶۳
شکل ۶-۳ بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [۱۵].....	۶۳
شکل ۷-۳ منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده [۵۵].....	۶۴
شکل ۸-۳ هسته‌ی محصورشده‌ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۵۵].....	۶۵
شکل ۹-۳ قاب مدل شده در آزمایشگاه [۵۶].....	۷۳
شکل ۱۰-۳ نمودارهای پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی [۵۶].....	۷۳
شکل ۱۱-۳ طیف دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود کوتاه.....	۸۱
شکل ۱۲-۳ پریود متوسط دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود کوتاه.....	۸۱
شکل ۱۳-۳ طیف دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود بلند.....	۸۲
شکل ۱۴-۳ پریود متوسط دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود بلند.....	۸۲
شکل ۱-۴ شماره‌گذاری رکوردهای زلزله.....	۸۸
شکل ۲-۴ منحنی های IDA ساختمان ۱۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند.....	۸۹

- شکل ۳-۴ منحنی های IDA ساختمان ۱۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود کوتاه..... ۸۹
- شکل ۴-۴ منحنی های IDA ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند..... ۹۰
- شکل ۵-۴ منحنی های IDA ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود کوتاه..... ۹۰
- شکل ۶-۴ منحنی های IDA ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند..... ۹۱
- شکل ۷-۴ منحنی های IDA ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود کوتاه..... ۹۱
- شکل ۸-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند..... ۹۲
- شکل ۹-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه..... ۹۲
- شکل ۱۰-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند..... ۹۳
- شکل ۱۱-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه..... ۹۳
- شکل ۱۲-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند..... ۹۴
- شکل ۱۳-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه..... ۹۴
- شکل ۱۴-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند و پریود کوتاه..... ۹۵
- شکل ۱۵-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند و پریود کوتاه..... ۹۶
- شکل ۱۶-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند و پریود کوتاه..... ۹۶
- شکل ۱۷-۴ میانه شکنندگی برای ساختمان ۱۵ طبقه..... ۹۷
- شکل ۱۸-۴ میانه شکنندگی برای ساختمان ۲۵ طبقه..... ۹۸
- شکل ۱۹-۴ میانه شکنندگی برای ساختمان ۳۵ طبقه..... ۹۸

فصل ۱: مقدمه

۱-۱ مقدمه

امروزه با توجه به افزایش تراکم جمعیت، مسائل اقتصادی، کمبود زمین‌های شهری، افزایش جمعیت و در پی آن افزایش تقاضا برای ساختمان و همچنین علاقه انسان به شکستن مرزهای آسمان احداث ساختمان‌های بلند مرتبه به یک نیاز اساسی تبدیل شده است به گونه‌ای که در بسیاری از شهرهای بزرگ دنیا این ساختمان‌ها نمای خیره کننده‌ای ایجاد می‌کنند. بلندترین ساختمان‌های ساخته شده حال حاضر دنیا در شکل ۱-۱ آمده است. یکی از مهم ترین دغدغه های مهندسين عمران ايجاد سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله و انواع دیگر تحریکات جانبی می باشد تا ساختمان در زمان اعمال تحریک بتواند سختی جانبی کافی ، قابلیت استهلاک انرژی مناسب و تحمل تغییر شکل‌های اعمالی در زمان تحریک را داشته باشد و این امر با افزایش ارتفاع ساختمان بسیار پیچیده‌تر و حیاتی‌تر می‌شود.

با افزایش ارتفاع سازه پریود طبیعی ساختمان افزایش می‌یابد. زمانی که پریود طبیعی یک سازه با پریود نیروی دینامیکی خارجی که به آن وارد می‌شود برابر شود پدیده‌ای رخ می‌دهد که به آن تشدید^۱ گفته می‌شود. زمانی که تشدید رخ می‌دهد نیروی وارد شده به سازه تا چند برابر نیروی دینامیکی موجود افزایش می‌یابد.

در تحقیقات اخیر زلزله‌هایی که پریود متوسط آن‌ها از یک بیشتر باشد، زلزله‌های پریود بلند نامیده می‌شوند. به طور معمول ساختمان‌های بلند مرتبه دارای پریود طبیعی بیشتر از یک می‌باشند از همین رو، زمانی که زلزله با پریود متوسط بیشتر از یک رخ دهد، احتمال افزایش آسیب پذیری سازه وجود دارد.

پریود زلزله به همراه پارامترهایی چون دامنه^۲ و مدت تداوم مؤثر^۳، از مهمترین مشخصه‌های یک رکورد زلزله محسوب می‌شوند که می‌توانند در تخمین خسارت وارد بر سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرند. این مطالعه به

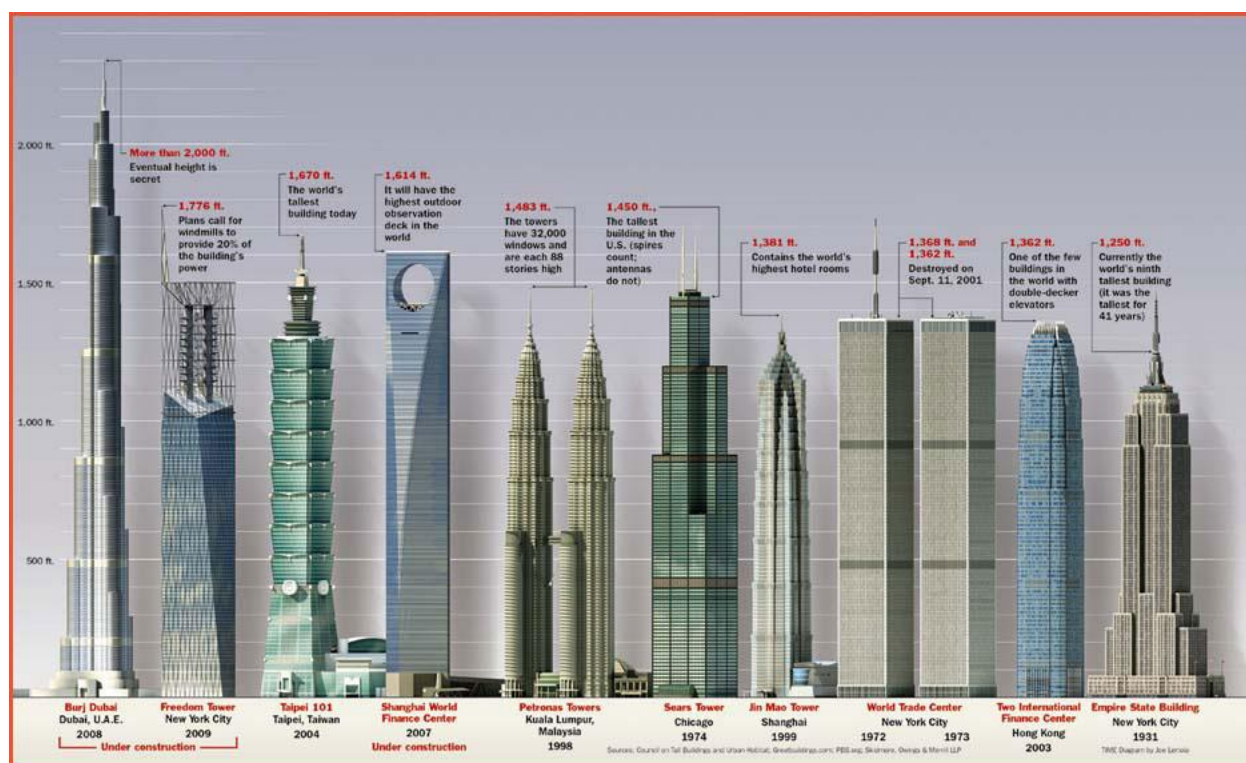
¹ Resonance

² Domain

³ Effective Duration

بررسی محتوای فرکانسی رکوردهای زلزله پیرو بلند و تاثیر آن بر پاسخ غیرخطی و آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌ها به کمک منحنی‌های شکنندگی^۱ لرزه ای پرداخته است.

منحنی شکنندگی احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از مقدار حدی تعیین شده برای آن، تحت یک معیار شدت زلزله مشخص را بیان می‌کند که نه تنها ارزیابی ریسک زلزله بلکه به منظور اولویت بهسازی سازه نیز در زمان زلزله به کار می‌رود و داده‌های مورد نظر از طریق آنالیزهای انتخابی سازه بدست می‌آیند.



شکل ۱-۱ بلندترین ساختمان‌های ساخته شده تاکنون

¹ Fragility curves

۱-۲ ضرورت و اهمیت پژوهش

با توجه به اهمیت ساختمان‌های بلند مرتبه در زمینه‌ی مسائل مالی و جانی، ارزیابی دقیق میزان آسیب-پذیری این ساختمان‌ها در برابر حوادث گوناگون امری ضروری می‌باشد. با افزایش ارتفاع ساختمان پریود سازه افزایش می‌یابد و زمانی که زلزله‌ی پریود بلند رخ دهد، با توجه به پدیده‌ی تشدید احتمال افزایش آسیب پذیری سازه وجود دارد. بدلیل اهمیت موضوع باید ارزیابی دقیقی قبل از وقوع چنین پدیده‌هایی انجام شود و با انجام تحلیل‌های گوناگون، میزان آسیب پذیری آن‌ها محاسبه شود.

ارزیابی سطح عملکرد ساختمان به کمک منحنی‌های شکنندگی بهترین راه برای محاسبه میزان خسارت احتمالی می‌باشد. با استفاده از این منحنی‌ها، میزان شکنندگی سازه‌های مختلف بررسی می‌شود و با استفاده از این داده‌ها می‌توان راهکار مناسب جهت رفع نقاط ضعف احتمالی ارائه داد.

۱-۳ هدف پژوهش

هدف از این پژوهش تحلیل ساختمان‌های بلند مرتبه تحت زلزله‌های پریود بلند و مقایسه نتایج با زلزله-های با پریود کوتاه و توسعه منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد. پریود طبیعی ساختمان‌های بلند مرتبه معمولاً بیشتر از یک می باشد و هنگام وقوع زلزله با پریود بلند این احتمال وجود دارد که سازه دچار تشدید شود و در این صورت با ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای سازه می‌توان میزان آسیب‌پذیری سازه را در حالت‌ها و شدت‌های مختلف زمین لرزه‌ها بدست آورد. با ترسیم این منحنی‌ها برای ساختمان‌های یک شهر می‌توان ظرفیت لرزه‌ای آن را در برابر زلزله‌های پیش رو، پیش بینی کرد و مسئولین شهری را برای خطرات و اتفاقات احتمالی پیش رو آگاه ساخت. همچنین در صورت خطرناک بودن وضعیت ساختمان می‌توان با استفاده از روش‌های بهسازی لرزه‌ای آن‌ها را برای زلزله‌های پیش رو آماده کرد و ظرفیت لرزه‌ای را بالا برد.

با توجه به اهمیتی که ساختمان‌های بلند مرتبه از نظر خسارت‌های مالی و جانی فراوانی که ممکن است در زمان زلزله داشته باشد دارد بررسی عملکرد آن‌ها یک امر حیاتی به نظر می‌رسد و برای هر سازه‌ای با تعداد طبقات زیاد و کاربری بزرگ این تحلیل‌ها باید انجام شود.

۴-۱ روش پژوهش

سه مدل ساختمان بلند مرتبه بتنی ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه با پلان مشابه و با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده و در نرم افزار ایتبس ۲۰۱۶ طراحی می‌شوند. سپس این ساختمان‌ها در نرم افزار اپنسیس مدل سازی شده و تحت زلزله‌های پریود بلند و کوتاه، تحلیل دینامیکی فزاینده^۱ انجام می‌شود. با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی‌های شکنندگی در سطوح خرابی مختلف برای تمامی مدل‌ها ترسیم می‌شود. با مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی و مقادیر میانه شکنندگی، با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن زلزله‌های پریود بلند، می‌توان تاثیر محتوای فرکانسی زلزله را بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه ارزیابی کرد.

۵-۱ معرفی فصل‌های پایان نامه

این پژوهش شامل ۵ فصل می‌باشد که به صورت مختصر به شرح زیر می‌باشد:

همانگونه که مشاهده کردید در فصل اول به شرح کلی موضوع و اهمیت پژوهش به صورت خلاصه در بخش‌های مختلف پرداخته شد.

در فصل دوم در مورد تئوری موضوع و همچنین کارهایی که در گذشته توسط محققین مختلف انجام شده است بحث می‌شود.

¹ Incremental Dynamic Analysis

در فصل سوم در مورد روش تحقیق که در این فصل به صورت مختصر آورده شد به صورت کامل پرداخته می‌شود و در زمینه مدل‌سازی و راه کارهای تحلیلی به طور کامل بحث می‌شود.

فصل چهارم نتایج تحلیل که شامل نمودارها، شکل‌ها و جداول می‌باشد، آورده شده است.

در فصل پنجم نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده آورده شده است و این نتایج مورد بحث و تحلیل قرار می‌گیرد و در نهایت پیشنهادهایی مبتنی بر آن‌ها ارائه می‌شود.

فصل ۲: ادبیات فنی و پیشینه پژوهش

۱-۲ مقدمه

در این فصل به مفاهیم مربوط به ساختمان‌های بلند مرتبه، زلزله پریود بلند، منحنی‌های شکنندگی و تحلیل دینامیکی فزاینده^۱ به صورت کامل پرداخته می‌شود. ابتدا ساختمان‌های بلند معرفی شده و بعد از آن مفاهیم زلزله پریود بلند به طور کامل شرح داده می‌شود. سپس به منحنی شکنندگی و مبانی نظری آن بطور کامل پرداخته می‌شود و در ادامه نرم افزار اپنسیس معرفی خواهد شد. در نهایت مبانی نظری تحلیل دینامیکی فزاینده به طور کامل شرح داده می‌شود.

۲-۲ ساختمان‌های بلند^۲

تعاریف مختلفی برای بیان ساختمان‌های بلند مرتبه وجود دارد و در طول سال‌های مختلف افراد زیادی استانداردهای مختلفی برای شناسایی ساختمان‌های بلند مرتبه معرفی کرده اند. معادلات (۱-۲) و (۲-۲) از جمله مهمترین روابطی است که برای دسته بندی ساختمان‌های بلند مرتبه استفاده می شود.

$$\frac{H}{D} > \pi \quad \text{ساختمان بلند} \quad (۱-۲)$$

$$\frac{H}{D} > 1.5\pi \quad \text{ساختمان بسیار بلند} \quad (۲-۲)$$

D : کوچکترین بعد ساختمان

H : ارتفاع ساختمان

¹ Incremental Dynamic Analysis

² Tall building

رفتار دینامیکی ساختمان‌ها در برابر زلزله به سیستم سازه‌ای آن‌ها وابسته است. ایمنی و مسائل اقتصادی مهمترین عوامل تأثیرگذار در انتخاب سیستم سازه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه می‌باشد. در ساختمان بلند برای رسیدن به عملکرد مطلوب لرزه‌ای، سیستم سازه‌ای باید دارای ویژگی‌های زیر باشد:

۱ - سختی مناسب

۲ - مقاومت مناسب

۳ - شکل پذیری بالا

۴ - پایداری بالا

۵ - میرایی بالا

۶ - درجه نامعینی بالا

با توجه به ویژگی‌های بالا، بعضی از سیستم‌های سازه‌ای دارای ضعف‌هایی می‌باشند، بنابراین گاهی در طراحی ساختمان بلند چند سیستم سازه‌ای مختلف ترکیب شده تا عملکرد مطلوب حاصل شود.

برای سیستم‌های سازه‌ای ساختمان‌های بلند آقای سان مون و میر علی^۱ در سال ۲۰۰۷ دسته بندی انجام داده‌اند که تا امروز نیز مبنای کار قرار می‌گیرد. ایشان تمام سیستم‌های سازه‌ای ساختمان‌های بلند را به دو دسته‌ی سیستم‌های داخلی و سیستم‌های خارجی تقسیم کرده‌اند [۱].

¹ Mir M. ali and Kyoung sun moon

در سیستم سازه‌ای داخلی بیشتر المان‌های باربر جانبی، در داخل ساختمان هستند. انواع سیستم باربر

جانبی داخلی به شرح زیر می‌باشد:

۱ - قاب خمشی

۲ - قاب ساده همراه مهاربند

۳ - قاب ساده همراه دیوار برشی

۴ - قاب خمشی همراه مهاربند

۵ - قاب خمشی همراه دیوار برشی

در سیستم‌های سازه‌ای خارجی بیشتر المان‌های باربر جانبی در پیرامون ساختمان قرار دارند. انواع سیستم

باربر جانبی خارجی به صورت زیر می‌باشد:

۱ - سیستم لوله ای یا Tube

۲ - سیستم دایاگرید (Diagrid)

۳ - سیستم اوتریگر (Outrigger)

۴ - سیستم سوپر فریم

۵ - سیستم اگزواسکتون (Exoskeleton)

۶ - سیستم خرپای فضایی

۱-۲-۲ سیستم قاب خمشی

این سیستم از تیرها و ستون‌هایی تشکیل شده‌اند که با اتصالات صلب به هم متصل‌اند. تیرها و ستون‌ها در این سیستم هم بارهای ثقلی و هم بارهای جانبی را همزمان تحمل می‌کنند. در دو نوع بتن آرمه و فلزی موجود می‌باشد. این سیستم از لحاظ معماری منعطف است و شکل پذیری بالایی دارد. همچنین بارها در پی به صورت گسترده و نه متمرکز توزیع می‌شوند و درجه نامعینی بالایی دارد.

عیب این نوع سیستم اجرای سخت اتصال گیردار به خصوص در سازه‌های فلزی می‌باشد و در زلزله مستعد خرابی می‌باشد. در طبقات پایین‌تر ارتفاع تیرها باید بیشتر در نظر گرفته شود و از لحاظ معماری ممکن است مشکل ساز شود. سختی جانبی کمی دارد و کنترل دررفت طبقات سخت می‌باشد.

در ارتباط با اجرای اتصال گیردار در قاب بتن آرمه مشکل کمتری وجود دارد و کافی است خاموت‌های ناحیه‌ی ویژه‌ی ستون‌ها در اتصال ادامه داده شود. بتن ریزی در ناحیه اتصالات نیز به علت تراکم بالای میلگردها کمی دردسر ساز است که با اضافه کردن روان کننده به بتن این مشکل تا حدود زیادی برطرف خواهد شد.

در ساختمان‌های فولادی اجرای اتصال صلب مشکل است و کنترل جوش کار سختی می‌باشد و توصیه می‌شود اتصالات در کارخانه و با نظارت بسیار دقیق انجام شود. البته نوع نیمه گیردار اتصال نیز وجود دارد که در برج‌های قدیمی آمریکا استفاده شده‌اند لیکن در آیین نامه ایران چنین اتصالی وجود ندارد.

در قاب‌های خمشی بتنی یا فولادی تغییر شکل جانبی کل قاب ترکیبی از رفتارهای زیر است:

۱ - تغییر شکل کنسولی یا Cantilever deflection : به علت تغییر شکل محوری ستون‌ها می‌باشد.

۲ - تغییر شکل برشی یا Frame shear raking : به علت خمش تیرها می‌باشد.

۳ - تغییر شکل برشی یا Frame raking : به علت خمش ستون‌ها می‌باشد.

در قاب خمشی اگر طول دهانه زیاد باشد مثلاً ۱۰ تا ۱۲ متر، ۵۰ تا ۶۰ درصد باربری جانبی قاب ناشی از خمش تیرها است بنابراین برای کنترل دریافت بایستی تیرها را تقویت کرد اما اگر طول دهانه به حدود ۳ تا ۴ متر نزدیک باشد ترکیبی از سختی تیرها و ستون‌ها در تغییر شکل جانبی قاب مشارکت دارد.

۳-۲ زلزله پریود بلند

یکی از مهمترین قدم‌ها در مطالعه پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، انتخاب زلزله مناسب می‌باشد. از مهم‌ترین مشخصات یک زمین لرزه قوی، شدت (حداکثر شتاب افقی، MHA^1)، مدت زمان لرزش قوی (مدت زمان مؤثر) و پریود زلزله می‌باشد.

به طور کلی بهترین راه برای مشخص کردن محتوای فرکانسی یک زلزله استفاده از مشخصات طیف پاسخ شتاب می‌باشد. بر این اساس بیشتر مطالعات انجام شده در محتوای فرکانسی زمین لرزه‌ها به منظور شناخت طیف پاسخ شتاب صورت گرفته است.

هنگام مطالعات انجام شده در زمینه مهندسی زلزله سعی شده است با استفاده از یک پارامتر، محتوای فرکانسی زمین لرزه‌ها را بیان کرد. پارامتری که در مهندسی زلزله بتوان به زمین لرزه‌های ورودی، با استفاده از محتوای فرکانسی آن‌ها یک مقدار کمی قابل اطمینانی اختصاص داد مانند پارامتر MHA که در بیان شدت زمین لرزه‌ها استفاده می‌شود.

زمین لرزه‌هایی که دارای مؤلفه‌های با پریود بلند و یا فرکانس بسیار پایین هستند به عنوان زمین لرزه‌های پریود بلند^۲ معرفی می‌شوند. به طور کلی این نوع زمین لرزه‌ها به دو دسته، زمین لرزه‌های پالس مانند نزدیک

¹ Maximum Horizontal Acceleration

² Long-period ground motions

گسل^۱ و زمین لرزه‌های هارمونیک ساده دور از گسل^۲ تقسیم می‌شوند. تحقیقات نشان می‌دهد که هر دو نوع زمین لرزه به صورت مشخص دارای ویژگی‌های پریود بلند می‌باشند[۲].

زمین لرزه‌های پالس مانند به طور عمومی در نواحی نزدیک گسل اتفاق می‌افتند، که در اثر شکست مستقیم پوسته‌ها روی می‌دهد. زمین لرزه‌های هارمونیک ساده دور از گسل بطور کلی در مسیر طولانی انتشار زلزله‌های قوی تولید می‌شوند که معمولاً زلزله‌های نزدیک سواحل می‌باشند.

تحلیل‌های آسیب‌پذیری نشان می‌دهند که زلزله‌های پریود بلند بر روی سازه‌های پریود بلند به خصوص ساختمان‌های بلند و بسیار بلند، ساختمان‌های جداسازی شده، ساختمان‌های چوبی و ذخایر نفتی با پریودهای طولانی تر، بسیار تأثیر گذار می‌باشند.

بطور عمومی پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های با پریود بلند را تحت تحریک‌های پریود بلند بهتر می‌توان ارزیابی کرد، به خصوص زمانی که مؤلفه‌های پریود بلند زمین لرزه قوی‌تر باشند، پریود طبیعی سایت مورد نظر بیشتر باشد و پریود ذاتی سازه به پریود طبیعی سایت نزدیک باشد، که به این پدیده تشدید دو^۳ برابر گفته می‌شود.

در تحقیقات مختلف مفاهیم کمی برای مشخص کردن زمین لرزه پریود بلند معرفی شده است. از دیدگاه پریود غالب، زمین لرزه‌هایی با پریود کمتر از ۱ ثانیه به عنوان زمین لرزه‌های پریود کوتاه^۴ معرفی شده‌اند. از طرفی دیگر زمین لرزه‌هایی با پریود بین ۱ تا ۱۰ ثانیه معمولاً به عنوان زمین لرزه‌های پریود بلند معرفی می‌شوند. به علاوه با توجه به ویژگی‌های منحنی‌های تاریخچه زمانی زمین لرزه‌ها، زلزله‌هایی که پالس مانند و هارمونیک ساده می‌باشند می‌توان به عنوان زمین لرزه‌های پریود بلند شناسایی کرد[۳، ۴].

¹ Near-fault pulse-like ground motions

² Far-fault simple harmonic ground motions

³ Double resonance

⁴ Short-period ground motions

برای بیان محتوای فرکانسی پارامترهای مختلفی در نظر گرفته شده است. یکی از پارامترهای عمومی و ساده، محتوای فرکانسی پریود غالب (T_p) می باشد. پارامتر بعدی پریود غالب طیف نرمال شده (T_o) می باشد، که میانگین پریودهای طیف پاسخ شتاب می باشد. در اینجا هر پریود بر اساس لگاریتم طبیعی شتاب طیفی در همان پریود، وزن دهی می شود. فرکانس متوسط مربعات، که توسط شنابل در سال ۱۹۷۳ بیان شده، به میانگین فرکانس-های طیف دامنه فوریه گفته می شود. وزن هر فرکانس، مجذور دامنه فوریه همان فرکانس می باشد. به طور مشابه، پریود متوسط (T_m) میانگین پریودها در طیف فوریه با وزن دهی مشابه بیان می شود. در ادامه به بررسی پارامترهای محتوای فرکانسی پرداخته می شود [۵].

۱-۳-۲ پریود غالب^۱

پریود غالب، پریود بیشترین مقدار طیف پاسخ شتاب برای میرایی ۰.۵٪ می باشد.

۲-۳-۲ پریود غالب طیف نرمال شده^۲

پریود غالب طیف نرمال شده به صورت معادله (۳-۲) تعریف می شود:

$$T_o = \frac{\sum_{i=1}^{nPer} T_i \cdot \ln[S_a(T_i)] \cdot H[S_a(T_i) - 1.2 \cdot MHA]}{\sum_{i=1}^{nPer} \ln[S_a(T_i)] \cdot H[S_a(T_i) - 1.2 \cdot MHA]} \quad (3-2)$$

$nPer$: تعداد پریودهای درون طیف پاسخ

T_i : پریودهای گسسته در طیف پاسخ

$S_a(T_i)$: طیف شتاب در پریود T_i

$H[x]$: تابع هوی سایدکه اگر $x > 0$ برابر ۱ و $x < 0$ برابر ۰ می باشد.

¹ predominant period

² Smoothed spectral predominant period

۳-۳-۲ پریود متوسط^۱

پریود متوسط به صورت زیر بیان می شود:

$$T_m = \frac{\sum_i C_i^2 \cdot (\frac{1}{f_i})}{\sum_i C_i^2} \quad \text{for} \quad 0.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 20 \text{ Hz} \quad (۴-۲)$$

C_i : دامنه فوریه کل شتاب نگاشت

f_i : تبدیل فوریه گسسته فرکانس های بین ۰/۲۵ و ۲۰ هرتز

دامنه فوریه به صورت ریشه دوم مجموع مربعات قسمت های حقیقی و موهومی ضرایب فوریه بیان می شود.

در گذشته پریود غالب (T_p) به عنوان پارامتر منتخب برای بیان محتوای فرکانسی بوده است. پریود غالب

تعریف ساده ای داشته و به راحتی قابل محاسبه بوده است. اگرچه فقط بیانگر پریود در قله طیف پاسخ می باشد و

قادر به بیان مقادیر طیف در اطراف قله نمی باشد.

پریود غالب طیف نرمال شده (T_0) محتوای فرکانسی طیف را نسبت به پریود غالب بهتر بیان می کند،

زیرا در دامنه پریود، میانگین کلی طیف پاسخ را محاسبه می کند. اگرچه هیچ یک از این پارامترهای محتوای

فرکانسی از تاریخچه ی زمانی واقعی شتاب استفاده نمی کنند. این پارامترها به صورت سنتی از طیف پاسخ شتاب

الاستیک خطی با میرایی ۵٪ استفاده می کنند.

ابزارهای بهبود یافته برای ارزیابی محتوای فرکانسی از طیف دامنه فوریه استفاده می کنند. طیف پاسخ

فوریه وضوح بهتری از محتوای فرکانسی یک رکورد زلزله نسبت به طیف پاسخ شتاب می دهد. پریود متوسط (T_m)

میانگین طیف پاسخ فوریه می باشد که وزن هر پریود برابر مجذور مقدار دامنه فوریه در آن پریود می باشد. پریود

¹ mean period

متوسط پارامتر بهتری برای بیان تاریخچه زمانی شتاب می باشد و تمام فرکانس‌های تاریخچه زمانی را شامل می‌شود [۵].

۴-۲ منحنی‌های شکنندگی

برای ارزیابی شدت آسیب پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای با توجه به شدت زلزله می‌توان در مورد هر نوع سازه و یا اجزای غیر سازه‌ای حساس به جابجایی نسبی و شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر شتاب حداکثر زمین (PGA)، سرعت حداکثر زمین (PGV) و یا جابجایی حداکثر زمین (PGD) محاسبه کرد. استفاده از مقادیر مختلف PGA یا پارامترهای دیگر زلزله و تکرار عملیات منجر به توسعه منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی‌های شکنندگی^۱ می‌گردد. برای برآورد میزان خطر آفرینی زیر ساخت‌های شهری می‌توان از منحنی‌های شکنندگی استفاده کرد. این منحنی‌ها در واقع سطح محتمل خسارت برای سطوح مختلف شدت تأثیر زلزله را بیان می‌کنند. برای اولویت بندی مقاوم سازی سازه‌ها با توجه به آسیب پذیری آن‌ها در مقابل زلزله می‌توان از این منحنی‌ها استفاده کرد. همچنین مؤسسات مدیریتی دولتی و ادارات بیمه که عهده دار برآورد خسارت بعد زلزله هستند می‌توانند از این منحنی‌ها بهره بگیرند [۶، ۷].

آیین نامه مورد استفاده برای توسعه منحنی‌های شکنندگی Hazus MH MR5 می‌باشد. در این آیین نامه خرابی‌ها به ۴ دسته کم^۲، متوسط^۳، زیاد^۴ و کامل^۵ تقسیم می‌شوند. این منحنی‌ها به صورت نمودار نیز

¹ Fragility curves

² Slight

³ Moderate

⁴ Extensive

⁵ Complete

نمایش داده می‌شود. برای هر زمین لرزه منحنی‌های شکنندگی رسم می‌شوند و از این منحنی‌ها برای ورودی جریان محاسبه خسارت سازه‌ای استفاده می‌شود [۸].

برای نشان دادن احتمال شرطی، تجاوز پاسخ لرزه ای سازه (R) از حالات عملکردی خاصی (ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کمانش و فروریزش) که به حالت حدی عملکردی معروف اند و با r_{lim} بیان می‌شود و وابسته به پارامتر معرف زمین لرزه، I می‌باشد، از فرمول (۵-۲) استفاده می‌گردد:

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

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

r_{lim} : حد آستانه پاسخ

I : پارامتر معرف زمین لرزه MMI، PGA، Sa

برای تعریف رابطه‌های N بعدی نیز این رابطه قابل تعمیم است:

$$\text{Fragility} = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup \dots \cup R_N \geq r_{limN} | I\} = P\{Y_{i=1}^N R_i \geq r_{lim i} | I\} \quad (۶-۲)$$

اگر رابطه بالا برای حالت دو بعدی شتاب و جابجایی تعریف شود، رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\text{Fragility} = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup Z \geq A_{lim} | I\} \quad (۷-۲)$$

Δ : متغیر پیشای پاسخ جابجایی

Z: متغیر پیشای پاسخ شتاب

D_{lim} : حد آستانه جابه جایی

A_{lim} : حد آستانه شتاب

در این حالت پاسخ به صورت یک سطح زنگ مانند^۱ در فضای شبه شتاب طیفی و جابجایی طیفی نشان داده می‌شود. زمانی که تجاوز از حالات حدی مشخص شود می‌توان آن را با منحنی‌های شکست نشان داد.

۲-۴-۱ روش‌های مختلف تولید منحنی‌های شکست

زمانی که منحنی‌های شکنندگی تولید می‌شود، مهمترین نکته‌ای که باید مورد توجه قرار بگیرد این است که در هر کشور ویژگی‌های سازه‌های ساخته شده در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه آیین نامه ها روش‌های متفاوتی را در کشورهای مختلف برای طراحی سازه‌ها در نظر می‌گیرند و از آنجاییکه خصوصیات طراحی بطور مستقیم در منحنی‌های شکست و در ادامه بر نتایج ارزیابی خسارت تأثیر گذار هستند، به این منظور در هر کشور روش‌های ارائه شده برای تولید منحنی‌های شکست باید کالیبره شوند. بطور کلی برای بدست آوردن منحنی‌های شکنندگی ۴ روش موجود است:

۱ - روش تجربی^۲

۲ - بر اساس قضاوت مهندسی^۳

۳ - روش تحلیلی^۴

۴ - روش ترکیبی^۵

¹ Bell surface

² Empirical method

³ Judgmental method

⁴ Analytical method

⁵ Hybrid approach

۲-۴-۱-۱ روش تجربی

همانطور که از نام این روش پیداست این روش بر اساس مشاهدات خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌ها، در اثر زلزله‌هایی که در گذشته رخ داده است عمل می‌کند و اگر تمام جزئیات و تأثیرات اندرکنش خاک و سازه، خصوصیات چشمه لرزه‌ای، توپوگرافی و فاصله تا ساختگاه در نظر گرفته شوند، در کارهای عملی قابل اعتماد است. اما همانطور که گفته شد این اطلاعات برای یک موقعیت و منطقه خاص می‌باشد. همچنین به دلیل کمبود داده‌های زلزله در یک منطقه با جمعیت بالا، منحنی‌های تولید شده به این روش محدود می‌شوند.

- مزایای روش

- ساختمان‌های قدیمی بر اساس اصول مهندسی ساخته نشده‌اند، از این رو مدل کردن آن‌ها و محاسبه آسیب‌پذیری آن‌ها امکان‌پذیر نمی‌باشد، در نتیجه استفاده از این روش بسیار مفید است.

- تحلیل‌های انجام شده بر اساس خسارت‌های واقعی سازه‌ای و غیر سازه‌ای در یک منطقه می‌باشد.

- مودهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.

- روش استفاده از آن آسان است و شامل فرضیات کمی می‌باشد.

- معایب روش

- به دلیل تغییر سازه‌ها در اثر بازسازی نسبت به زمانیکه زلزله رخ داده است تخمین شدت زمین لرزه با دشواری همراه گردد.

- پارامترهای بالقوه خسارت را به خوبی در نظر نمی‌گیرد.

- امکان مدلسازی صحیح اندرکنش خاک - سازه و جنبش زمین دشوار است.

- اعمال این روش به سازه‌های جدید و یا اصلاح شده دشوار می‌باشد.

۲-۴-۱-۲ روش قضاوت مهندسی

در این روش منحنی‌های تولید شده بر اساس اطلاعات کارشناسان همانند منحنی‌های FEMA/NIBS و ATC-13 می‌باشند. محدودیت‌هایی که کمیت و کیفیت آمارهای خسارت سازه‌ای را مد نظر قرار می‌دهد این روش را تحت تأثیر قرار نمی‌دهد و قابلیت اعتماد این منحنی‌ها زیاد کمی نیست و به مهارت فردی کارشناس و همچنین طبیعت منطقه‌ای که قرار دارد، وابسته است و در صورتی که روش‌های دیگر پاسخگو نبودند از این روش استفاده می‌شود [۹].

۲-۴-۱-۳ روش تحلیلی

پایگاه داده‌های آماری برای رسم منحنی‌ها، بر اساس تحلیل مدل‌های مختلف که طبق آیین نامه‌های لرزه‌ای طراحی شده‌اند و تحت شدت‌های افزایشده زمین لرزه قرار گرفته‌اند، بدست می‌آید. درصد خطاهای ایجاد شده در تحلیل‌ها با افزایش تعداد دفعات تحلیل‌های انجام شده کاهش می‌یابد و منحنی‌هایی با درصد اطمینان بالاتر نسبت به دو حالت قبل بدست می‌آید. تحلیل‌های مورد استفاده برای بدست آوردن منحنی‌ها می‌توانند به صورت تاریخچه زمانی غیر خطی، طیفی خطی و استاتیکی غیر خطی باشند.

- مزایای روش

- نتایج وابسته به جنبش شدید زمین (ورودی) می‌باشد.
- به سازه‌هایی اعمال می‌گردد که قبلاً آسیب ندیده اند.
- اندرکنش بین سازه - خاک و جنبش شدید زمین را در بر می‌گیرد.
- از شدت زمین لرزه استفاده نمی‌گردد.

- معایب روش

- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده‌ای دارد.
 - یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می‌گیرد.
 - بر اساس داده‌های واقعی خسارت نیست.
 - جنبه‌های دقیق معماری دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل می‌گذارد که در این روش در نظر گرفته نمی‌شود.
- برای افزایش دقت در نتایج بهتر است تحلیل‌ها با زلزله‌های واقعی کالیبره شوند و به دلیل وقت گیر بودن تحلیل‌ها و همچنین استفاده از سازه‌های بیشتر برای بدست آوردن منحنی‌ها توصیه می‌شود از مدل‌های ساده شده استفاده شود.

۲-۴-۱ روش ترکیبی

منحنی‌های تولید شده توسط این روش دارای قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به سایر روش‌ها می‌باشد زیرا در این روش با متعادل کردن کمبود اطلاعات مشاهده‌ای روش دوم و خطاهای مدل کردن روش سوم از طریق جمع‌آوری اطلاعات از منابع مختلف و با ترکیب ارزیابی‌های ریاضی و داده‌های خسارت مشاهده شده از سازه‌ها در زلزله‌های گذشته میزان خطاها به شدت کاهش یافته و نتایج به واقعیت بسیار نزدیکتر می‌شوند. اساس این روش استفاده از مدل‌های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات بدست آمده از بررسی‌های آماری است. منحنی‌هایی که از روش‌های متفاوت ذکر شده بدست می‌آیند در منابع مورد نیاز تولید و دقت نتایج با یکدیگر متفاوت‌اند و انتخاب استفاده از هر یک از روش‌ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می‌گیرد.

۲-۴-۲ مراحل تولید منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی

مراحل تولید منحنی شکنندگی با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی عبارتند از:

- ۱- انتخاب کردن سازه و مدلسازی سازه مدنظر با توجه به رفتار غیرخطی و میرایی اعضا
- ۲- انتخاب نمودن شتاب نگاشت مناسب مربوط به زلزله های گذشته با توجه به پارامترهای نوع خاک و شکل طیف و سپس مقیاس کردن آنها به سطوح مختلف
- ۳- تعیین نمودن عواملی که بر منحنی شکنندگی لرزه ای اثرگذارند مانند تغییر شکل محوری و تغییر مکان بیشینه ی بین طبقه ای
- ۴- مشخص کردن محدوده ی شکست با توجه به ضوابط موجود در آیین نامه ها و دستورالعمل ها
- ۵- انجام دادن تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه موردنظر در سطوح مختلف PGA
- ۶- انتخاب توزیع آماری مناسب با توجه به موضوع مورد بحث
- ۷- و در پایان تولید جدول های شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی

۲-۴-۳ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

به منظور تولید منحنی های شکنندگی برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل های دینامیکی غیرخطی بدست می آید باید یک توزیع احتمال در نظر گرفت. تعداد زیادی از این توزیع های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می گیرند. برخی از این توزیع ها که در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند اینجا به طور خلاصه مطرح خواهند گردید.

۲-۴-۳-۱ توزیع یکنواخت

ساده‌ترین توزیع پیوسته، توزیع یکنواخت است که به صورت زیر تعریف می‌شود. متغیر x دارای چگالی یکنواخت است و به آن متغیر تصادفی یکنواخت پیوسته اطلاق می‌شود، اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر باشد [۱۰]:

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

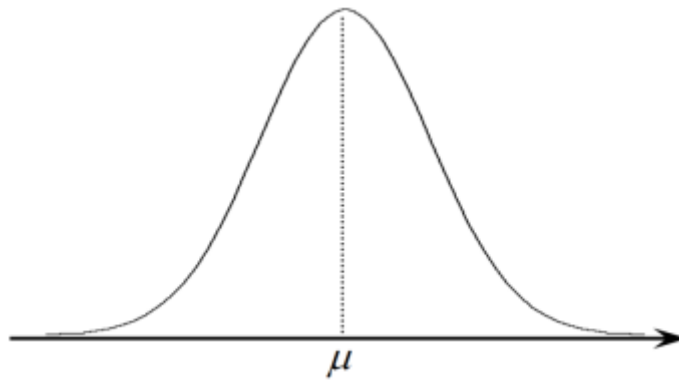
پارامترهای α و β ثابت‌های حقیقی اند و $\alpha < \beta$. میانگین و واریانس چگالی یکنواخت نیز با استفاده از روابط زیر قابل محاسبه می‌باشند.

$$\mu = \frac{\alpha + \beta}{2} \quad (۲-۹)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{12} (\beta - \alpha)^2 \quad (۲-۱۰)$$

۲-۴-۳-۲ توزیع نرمال

از مهمترین توزیع‌های آماری که کاربرد‌های فراوانی در علوم مهندسی و به خصوص در آنالیزهای قابلیت اعتماد دارد، توزیع نرمال می‌باشد. نمودار این توزیع به منحنی نرمال معروف است و زنگی شکل، مانند شکل ۲-۱ می‌باشد و بسیاری از وقایع طبیعی از این توزیع پیروی می‌کنند.



شکل ۱-۲ نمودار توزیع نرمال [۱۰]

خصوصیات ریاضی چنین منحنی‌هایی ابتدا توسط دموآور^۱، لاپلاس^۲ و نهایتاً توسط گاوس^۳ مطالعه گردید. از این رو منحنی نرمال را منحنی گاوس نیز نامیده و با نماد $n(x; \mu, \sigma)$ نیز نشان می‌دهند. چگالی احتمال متغیر نرمال X به صورت زیر می‌باشد، که در آن $\sigma > 0$ است:

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

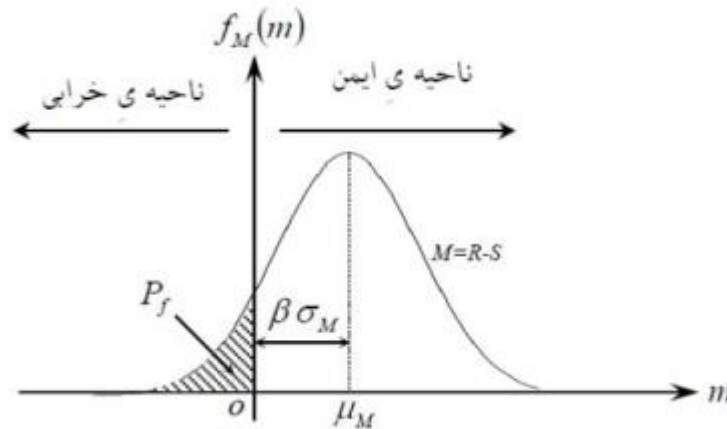
در عبارت فوق μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار توزیع نرمال می‌باشند.

متغیر تصادفی نرمال با میانگین $\mu = 0$ و انحراف معیار $\sigma = 1$ را متغیر تصادفی استاندارد می‌گویند و آن را با نماد U نشان می‌دهند. اگر X دارای توزیع نرمال با میانگین μ و انحراف معیار σ باشد، آنگاه متغیر $U = \frac{x-\mu}{\sigma}$ به متغیر نرمال استاندارد تبدیل خواهد شد. به علت استفاده زیاد تابع چگالی نرمال استاندارد و تابع چگالی تجمعی، آن را به ترتیب با نمادهای خاص $\Phi(U)$ و $\phi(U)$ نیز نمایش می‌دهند. از آنجاییکه حل بسته‌ی تابع چگالی تجمعی در حالت کلی وجود ندارد، برای محاسبه‌ی احتمال‌های هر متغیر دلخواه با استفاده از تغییر متغیر فوق به فضای نرمال استاندارد منتقل شده و احتمال‌های لازم را از جدول‌های تهیه شده به دست می‌آورند [۱۰].

¹ De Moivre

² Laplace

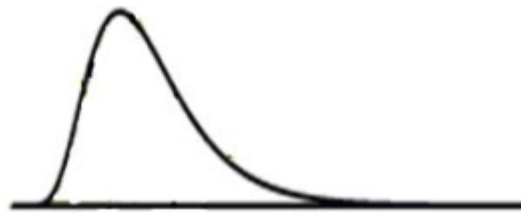
³ Gauss



شکل ۲-۲ احتمال خرابی در نمودار توزیع نرمال [۱۰]

۲-۳-۴-۳ توزیع لوگ نرمال

متغیر تصادفی X دارای توزیع احتمال لوگ خواهد بود، اگر $\ln X$ دارای توزیع نرمال باشد. 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 [۱۱]

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

که در آن $\lambda = E(\ln X)$ و $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$ به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد $\ln X$ می باشند و پارامترهای توزیع نامیده می شوند. میانگین و واریانس توزیع لوگ-نرمال را می توان از روابط زیر بر حسب پارامترهای توزیع بدست آورد.

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \quad (13-2)$$

$$\sigma = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (14-2)$$

با استفاده از این روابط می‌توان مقادیر λ و ξ^2 را هم به صورت زیر استخراج کرد.

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \xi^2 \quad (15-2)$$

$$\xi^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (16-2)$$

از آنجایی که در توزیع لوگ-نرمال متغیر تصادفی همواره دارای مقادیر مثبتی می‌باشد لذا این توزیع برای متغیرهای زیادی که در مسائل مهندسی ظاهر می‌شوند و دارای مقادیر مثبت هستند، مانند توزیع مقاومت‌ها کاربردهای بسیاری پیدا می‌کنند [۱۱].

۲-۴-۳-۴ توزیع گاما

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

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

که در آن λ و k پارامترهای توزیع‌اند. تابع $\Gamma(k)$ نیز نشان‌دهنده تابع گاما می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود:

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

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

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

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

توزیع گاما کاربردهای متعددی در مسائل مهندسی سازه دارد. برای مثال برای توصیف بار کف ساختمان ها و یا مقاومت نهایی اعضای بتن آرمه به کار می‌رود [۱۲].

۲-۴-۵ توزیع بتا

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

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

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

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

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

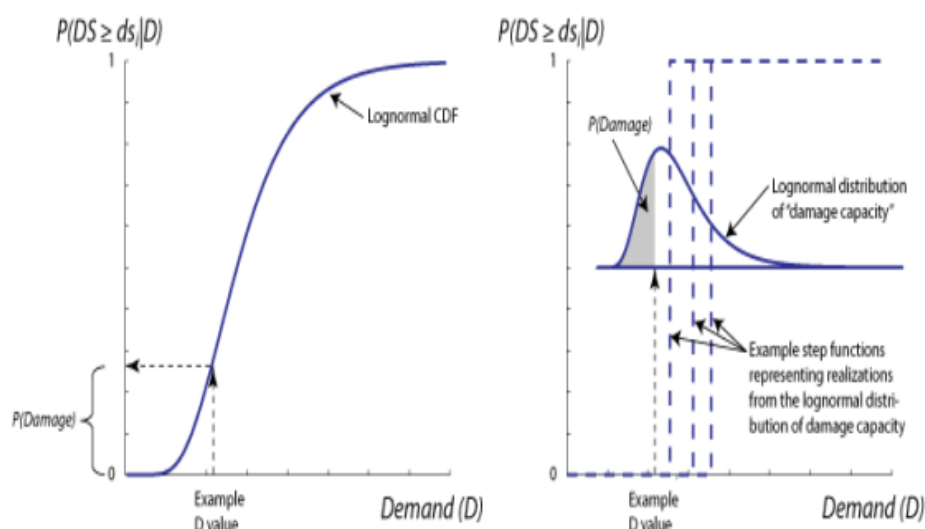
از آنجایی که برخی متغیرهای تصادفی مانند مقاومت فولاد یا سیمان همواره در محدوده‌ی خاصی می‌باشند در نتیجه مناسبترین توزیع احتمال برای این متغیر تصادفی توزیع بتا خواهد بود.

۲-۴-۴ ترسیم منحنی شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت زیر تعریف می‌شود:

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

شاخص IM در رابطه بالا شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می‌شود، EDP پارامتر تقاضای مهندسی نامیده می‌شود که از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی انجام شده بدست می‌آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) در نظر گرفته می‌شود. به منظور محاسبه احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر مجموع نگاشت های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع تجمعی توزیع لوگ نرمال، احتمال تجاوز هر یک از EDP ها از حالت حدی داده شده محاسبه می‌شود. شکل ۴-۲ منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال می‌باشد [۱۳]:



شکل ۴-۲ منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال [۱۳]

۴-۴-۲ تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی^۱

از روش‌هایی که به وسیله آن می‌توان منحنی‌های شکنندگی ترسیم کرد، شاخص خرابی می‌باشد. پارک^۲ -

انگ^۳ در سال ۱۹۸۵ با استفاده از رابطه معروف شاخص خسارت پارک-انگ، روشی جهت طراحی سازه‌ها ارائه

¹ Damage Index

² Park

³ Ang

دادند. عمده ترین پارامترهای اولیه طرح در این روش برش پایه و شاخص شدت زمین لرزه است که بر اساس آن شکل پذیری سازه به دست می آید [۱۴].

۲-۴-۵ سطوح خرابی و شاخص های خرابی

زمانی که سازه مورد نظر تحت زلزله قرار می گیرد، حالت های خرابی متعددی اتفاق می افتد.

۱- خرابی غیر سازه ای

۲- خرابی سازه ای کم

۳- خرابی سازه ای متوسط

۴- خرابی سازه ای زیاد

۵- فروپاشی کلی

حالت های خرابی مذکور به وسیله ی شاخص خرابی پیشنهاد شده توسط پارک و انگ تعریف می شوند.

شاخص خرابی پارک و انگ برای المان های سازه ای به صورت رابطه (۲-۲۵) تعریف می شود:

$$DI_{PA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta_e}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (2-25)$$

δ_M : تغییر شکل حداکثر پاسخ سازه

δ_u : ظرفیت تغییر شکل نهایی تحت بار یکنواخت

$\int dE$: انرژی جذب شده تجمعی

Q_y : مقاومت تسلیم

β_e : ضریب مربوط به نوع سازه

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

الف) شاخص آسیب المان: تیرها و ستون‌ها

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

ج) آسیب کل ساختمان

به زبانی دیگر میزان خسارت به صورت تجمعی در کلیه اعضا، طبقه و کل سازه در این مدل در نظر گرفته می‌شود.

۶-۴-۲ ماتریس خرابی

احتمال PF_{ij} که احتمال فرا گذشت سطح خرابی i ام برای زلزله‌ای با حداکثر شتاب PGA معادل a_j به صورت زیر بدست می‌آید:

$$PF = Prob(DT \geq DT_i | PGA = a_j) = F_{DT}(DT_i | PGA = a_j) \quad (26-2)$$

DT_i = شاخص خرابی مربوط به i امین سطح خرابی

F_{DT} = تابع احتمال توزیع خرابی

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

$$PF_{ij} = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(DT_i) - \overline{\ln(DT)}}{\sigma_{\ln(DT)}}\right) | PGA = a_i \quad (27-2)$$

Φ : تابع توزیع نرمال

$\overline{\ln(DT)}$: میانگین لگاریتم طبیعی شاخص خرابی

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

ماتریس خرابی نشان‌دهنده احتمال وقوع یک آسیب در سطح خرابی مشخصی است. احتمال PDS_{ij} ، بیانگر خرابی یک سازه به سبب زمین لرزه‌ای با شتاب حداکثر a_j در سطح خرابی i ام است که می‌توان به وسیله‌ی داده‌های منحنی شکنندگی به صورت زیر محاسبه کرد:

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

۷-۴-۲ دقت منحنی‌های شکنندگی

دقت منحنی‌های شکنندگی به طور مستقیم در بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب پذیری که بر مبنای این منحنی‌ها صورت می‌گیرد تأثیر گذار است به گونه‌ای که در روند تولید این منحنی‌ها دقت بیشتری شود، نتایج تحلیل‌های آسیب پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردارند. این موضوع در حالی است که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی‌های شکنندگی به طور ذاتی خاصیت تصادفی بودن^۱ دارند. هم درمورد مشخصات تحریک ورودی و هم درمورد مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای تصادفی بودن اطلاعات صادق است، چرا که اساساً زلزله ماهیتی تصادفی دارد. از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه‌ای نیز به دلایل گوناگون، نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و ... غیر مطمئن می‌باشد. بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق می‌باشد. مهمترین امر در افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی شناخت عوامل ایجاد کننده خطا می‌باشد. عوامل مؤثر در ایجاد خطا در منحنی‌های شکنندگی عبارت‌اند از:

(۱) کمبود اطلاعات موجود

¹ Random

(۲) وجود اطلاعات نادرست یا کم دقت

(۳) خطا در عملیات ریاضی

از مهمترین مسائلی که در مسیر تولید منحنی‌های شکنندگی اهمیت فراوانی دارد و باید به آن دقت شود، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر می‌باشد. نکته ای که باید به آن توجه کرد این است که داده‌های مختلفی که از زلزله‌های گذشته و یا مطالعات عددی آزمایشگاهی بدست آمده‌اند از حیث دقت در یک سطح نمی‌باشد، لذا باید در خلال انجام تحلیل‌های آماری به داده‌های مختلف بر حسب میزان دقت آن‌ها وزن داده شود.

به طور کلی برای تعیین منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها به منظور افزایش دقت محاسبات، بهتر است برای حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساختگاهی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب بدست آید.

۲-۵ نرم افزار اپنسیس^۱

۲-۵-۱ معرفی

نرم افزار اپنسیس یکی از نرم افزارهای تحلیل سازه بوده که در سال ۱۹۹۰ توسط محققین دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شده و از آن زمان تا کنون در حال توسعه مداوم می‌باشد. این نرم افزار شامل مجموعه کاملی از المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل را در زمینه‌های میکرو و ماکرو دارا می‌باشد. می‌توان گفت که در حال حاضر، نرم افزار اپنسیس قوی‌ترین نرم افزار تحلیل غیر خطی ماکرو سازه‌ها در دنیا می‌باشد. در دانشگاه‌های ایران هم مانند سایر دانشگاه‌های دنیا استفاده از این نرم افزار برای مقاصد تحقیقاتی

¹ OpenSees

پیشرفت روز افزونی داشته‌است و در سالیان اخیر نرم‌افزار مورد استفاده جهت انجام آنالیزهای غیر خطی سازه توسط اساتید و دانشجویان مقاطع تحصیلات تکمیلی در اکثر دانشگاه‌های کشور، نرم افزار اپنسیس بوده.

۲-۵-۲ مزایای اپنسیس

از قابلیت‌های کلیدی این نرم افزار می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- رایگان، منبع باز و در دسترس بودن و در نتیجه مناسب بودن برای ارائه مقاله در کنفرانس ها و

مجلات بین المللی

- داشتن فروم قوی و پویا برای رسیدگی به مشکلات مدل سازی و آنالیز محققین
- داشتن موتور قوی و بسیار سریع آنالیز در حوزه رفتار غیر خطی سازه های مختلف
- قابلیت انعطاف بسیار بالای دستورات و نیز قابلیت اضافه کردن دستورات جدید به بدنه اصلی نرم افزار

- قابلیت انجام آنالیز های حجیم بهینه سازی، پارامتریک و حتی کنترل فعال سازه ها از طریق اتصال به نرم افزارهایی مانند MATLAB

- دقت بالای نتایج خروجی برنامه و همچنین موجود بودن صحت‌سنجی برنامه در آنالیزهای مختلف با نتایج حاصل از آزمایش‌های روی میز لرزه

- داشتن ارشيو کاملی از مواد و المان‌ها و قابلیت کدنویسی برای چندین آنالیز توسط زبان برنامه نویسی TCL

- قابلیت تحریک چند نقطه‌ای سازه

- قابلیت مدلسازی سازه‌های گوناگون

- کوچک بودن حجم نرم افزار و خروجی‌های آن در مقایسه با سایر نرم افزارها

- قابلیت انجام تحلیل حرارتی و بررسی وضعیت سازه پس از آتش سوزی

نرم افزار اپنسیس یک نرم افزار اجزا محدود است که بوسیله مازونی^۱، اسکات^۲، کنا^۳ و فنوس^۴ تهیه شده و همچنان در حال توسعه می‌باشد. این نرم افزار مجموعه کاملی از انواع المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل است.

نرم افزار اپنسیس بطور تخصصی در حوزه سیستم‌های عملکردی خاک و سازه تحت زلزله طراحی شده و با این هدف از سال ۱۹۹۰ تاکنون در حال توسعه می‌باشد. این نرم‌افزار همانطور که از نامش پیداست به صورت رایگان از طریق آدرس‌های اینترنتی در دسترس همگان بوده و کد برنامه نویسی آن به صورت باز است. این نکته مهم از جمله مزایای نرم افزار مذکور به شمار می‌آید سبب شده که اصلاح کمبودها و تکمیل تدریجی نرم‌افزار توسط کلیه افرادی که در سراسر دنیا از آن استفاده می‌کنند امکان‌پذیر باشد که در نتیجه عیوب آن شناسایی شده و تغییرات و اصلاحات با سرعت فوق العاده‌ای صورت می‌گیرد. نرم افزار مذکور در زمینه‌های مختلف مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها دائماً در حال پیشرفت است و به صورت باور نکردنی در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می‌گیرد.

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

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

¹ Mazzoni

² Scott

³ Mc Kenna

⁴ Fenves

- آنالیز: روند انجام و نوع تحلیل را مشخص می‌کند.
 - خروجی: مشخص می‌کند که کاربر در حین تحلیل می‌خواهد چه مواردی را کنترل کند.
- نرم افزار اپنسیس یک چارچوب نرم‌افزاری شی‌گرا برای شبیه سازی کاربردهای مهندسی زلزله با استفاده از روش‌های اجزای محدود است. اپنسیس یک کد نیست. اپنسیس یک نرم افزار کد باز است که قابلیت تبدیل شدن به یک کد عمومی برای مهندس زلزله را دارا می باشد. علاوه بر این اپنسیس یک مکانیسم ارتباطی در پایگاه PEER برای تبادل و ساخت مبتنی بر تحلیل می‌باشد [۱۵].

۲-۵-۳ معایب نرم افزار اپنسیس

معایب نرم افزار به صورت زیر می‌باشد:

- مترجم برنامه اپنسیس یعنی TclEditor به دستورات کد نویسی حساسیت بسیار زیادی دارد و کاربر باید دقت بالایی هنگام برنامه نویسی داشته باشد.
- عدم وجود رابط کاربری گرافیکی و مشکل شدن صحت سنجی در زمان مدل سازی

۲-۶ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

برای ارزیابی جامع از رفتار سازه ها، تحلیل دینامیکی فزاینده^۱ (IDA) یک روش تحلیلی محاسباتی در مهندسی زلزله به شمار می‌رود. این تحلیل، تحت نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی به منظور تخمین خطر

¹ Incremental Dynamic Analysis

لرزه‌ای سازه مورد نظر ایجاد شده است. این تحلیل را می‌توان معادل تحلیل استاتیکی پوش اور هم در نظر گرفت.

با انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی از یک مدل سازه‌ای تحت مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌ها که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه‌ای مقیاس شده‌اند، تحلیل دینامیکی فزاینده تعریف می‌شود. سطوح مقیاس به گونه‌ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده‌های رفتاری از الاستیک به غیر الاستیک و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی و فروپاشی کامل، بتواند پوش کند. با انجام پردازش‌های مناسب بر روی داده‌ها، می‌توان به نتایجی برای هر رکورد از شتاب نگاشت و هر شدت لرزه‌ای که نوعاً می‌توانند توسط مقیاس‌های عددی (IM^1) نمایش داده‌شوند و در مقابل آن پاسخ سازه‌ای که توسط یک پارامتر تقاضای مهندسی (EDP^2) مقیاس گذاری شده است می‌تواند نمایش داده شوند.

انتخاب صحیح برای (IM) به صورت کمیت‌های عددی (به ندرت برداری) هستند که به شدت زمین لرزه‌های ثبت شده و خطی یا غیرخطی بودن دامنه بستگی دارند. انتخاب IM صحیح به نحوی است که منحنی‌های خطر بتوانند توسط تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی برای آن‌ها تولید شوند. انتخاب‌ها معمولاً براساس حداکثر شتاب زمین، حداکثر سرعت زمین و یا شدت اریاس می‌باشد. اما کاربردی‌ترین آن‌ها شتاب طیفی با میرایی ۵٪ در پریود مود اول سازه می‌باشد.

EDP می‌تواند هر کمیت از پاسخ سازه‌ای که در ارتباط با آسیب‌های سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای است، باشد. انتخاب‌های معمول در این زمینه می‌توانند حداکثر جابجایی بین طبقه‌ای، حداکثر جابجایی منحصر به طبقه و حداکثر شتاب طبقات باشند.

¹ Intensity Measure

² Engineering Demand Parameter

۲-۶-۱ پیشنهادی توسعه

IDA به عنوان یک روش رایج در مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیشتر و یا کمتر نمایش دادن حرکات زمین از آنچه که در سایت موردنظر ثبت شده، استفاده می‌شود. از آنجاییکه رکوردهای طبیعی موجود به اندازه‌ی کافی برای برطرف کردن تمام احتیاج‌های ممکن هرگز مناسب نیستند، مقیاس کردن یک روش ساده و به شدت پیچیده (در صورت استفاده‌ی نادرست) برای پرکردن شکاف‌های موجود در کاتالوگ کنونی زلزله‌ها می‌باشند. همچنین در بیشتر موارد محققان تنها یک مجموعه کوچک سه تا هفت تایی و گاهی حتی یک شتابنگاشت را برای تخمین پاسخ در منطقه‌ی موردنظر استفاده می‌کنند.

پس از زلزله‌ی نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ پروژه‌ای به نام SAC/FEMA برای برطرف کردن پیامد ناشی از عملکرد ضعیف قاب‌های خمشی فولادی، ناشی از شکست اتصالات تیر به ستون، شروع به کار کرد. با در اختیار داشتن محیطی خلاق از همکاری‌های تحقیقاتی، ایده قرار دادن یک سازه در یک محدوده وسیع تری از مقیاس مد نظر قرار گرفت. ابتدا روش را پوش اور دینامیکی نامیدند و آن را به عنوان روشی برای تخمین فروپاشی سراسری سازه در نظر گرفتند. بعد از مدتی محققان دریافت‌اند که چنین روشی توانایی بررسی چندین حالت حدی مانند ایمنی جانی که استاندارد است برای اکثر روش‌های طراحی لرزه‌ای، و همچنین برای سطوح بالاتر و یا پایین‌تر شدت که نشانگر سطوح مختلف خطر است مانند قابلیت استفاده بی وقفه و آستانه فروریزش را دارا می‌باشد. بنابراین ایده تحلیل دینامیکی فزاینده به وجود آمد، که در مجامع علمی مورد پذیرش قرار گرفت و در آینده در مرکز تحقیقات لرزه‌ای John A. Blume در دانشگاه استنفورد شهرت یافت. امروزه جامعه تحقیقاتی لرزه‌ای شناخت وسیع تری را نسبت به این نوع تحلیل پیدا کردند و چندین روش مختلف و مفاهیم گوناگونی را برای تخمین عملکرد سازه‌ای پایه ریزی کردند. در دهه اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا

(FEMA) پذیرفته شده و در راهنماهای FEMA-351 و HAZUS-MH MR-5 برای تعیین آسیب پذیری سازه مورد توجه قرار گرفته است. از این تحلیل به اختصار تحلیل IDA نیز یاد می شود [۸، ۱۶، ۱۷].

مزایای روش آنالیز دینامیکی فزاینده عبارت اند از:

(۱) درک کامل از دامنه‌ی پاسخ یا نیاز سازه در برابر سطوح مختلف شدت حرکت زمین

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

(۳) استنباط بهتر از تغییرات ایجاد شده در ماهیت پاسخ های سازه ای با افزایش حرکات زمین

(۴) تخمین نسبتاً دقیق تر از شرفیت دینامیکی کلی سیستم

۲-۶-۲ مفاهیم تحلیل IDA

در این بخش به مفاهیم اساسی و اصطلاحات رایج این روش پرداخته می‌شود. با در نظر گرفتن یک شتاب‌نگاشت مقیاس نشده، α_1 به عنوان اساس کار، این شتاب‌نگاشت یک بردار با اعضای (t_i) که $t_i=0, t_1, \dots, t_{n-1}$ می باشد.

۲-۶-۳ ضریب مقیاس SF

برای تعیین حرکت زمین در سطوح شدت مختلف، از کم تا خیلی زیاد، باید شتاب نگاشت انتخاب شده را مقیاس کرد. به همین منظور از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس استفاده می‌شود. ضریب مقیاس SF در یک شتاب نگاشت مقیاس شده یک مقدار عددی غیر منفی است که دامنه‌ی آن از صفر تا بی‌نهایت تغییر می‌کند $(\lambda \in [0, \infty))$.

$$\lambda \in [0, \infty) \quad (31-2)$$

این مقدار عددی در تمامی مقادیر ثبت شده از شتاب نگاشت مورد نظر، ضرب شده و با توجه به کوچک و یا بزرگ بودن آن، سطح شدت کاهش یا افزایش می‌یابد. در صورتی که بردار شتاب‌نگاشت مقیاس نشده را α_1 و بردار شتاب‌نگاشت مقیاس شده را α_λ بنامیم:

$$\alpha_\lambda = \lambda \times \alpha_1 \quad (32-2)$$

مقادیر $\lambda = 1$ شتاب نگاشت طبیعی، $\lambda < 1$ به شتاب نگاشت با مقیاس پایین و $\lambda > 1$ به شتاب‌نگاشت با مقیاس بالا دلالت دارد. ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای توصیف تصاویر مقیاس‌بندی شده از شتاب‌نگاشت می‌باشد.

در این تحقیق در اولین گام جهت مقیاس کردن معیار شدت لرزه‌ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار $0/05g$) برای پارامتر شدت لرزه‌ای (حداکثر شتاب زمین PGA) انتخاب می‌گردد. سپس در مراحل بعد این مقدار را با گام‌های $0/05$ افزایش داده تا سازه به حالت حدی مورد نظر و یا خرابی کامل برسد.

۲-۶-۴ اندازه شدت حرکت زمین IM

اندازه شدت زمین IM، کمیتی مقیاس پذیر از یک شتاب نگاشت مقیاس شده است. این کمیت در واقع تابعی از شتاب نگاشت اصلی است که به صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب نگاشت تغییر می‌کند.

$$IM = f \times \alpha_1 \times \lambda \quad (33-3)$$

نمونه‌هایی از این کمیت که قابلیت مقیاس شدن دارند شامل ماکزیمم شتاب زمین (PGA) ماکزیمم سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی در مورد غالب ارتعاشی سازه با در نظر گرفتن نسبت میرایی 5% می‌باشند.

کمیت‌های دیگری نیز وجود دارند که توانایی بیان اندازه شدت حرکت زمین را داشته اما قابلیت مقیاس پذیری ندارند که از جمله می‌توان به بزرگای لنگر، مدت زمان اثر شتابنگاشت و شدت اصلاح شده مرکالی اشاره کرد. در این تحقیق ماکزیمم شتاب زمین (PGA) به عنوان IM در نظر گرفته شده است.

۲-۶-۵ شدت خرابی یا تغییر شکل پذیری شرایط سازه DM

این کمیت نیز یک مقدار عددی مثبت تعریف می‌شود که خصوصیات پاسخ مدل سازه‌ای را در برابر بارهای لرزه‌ای مورد نظر بیان می‌کند. به عبارت دیگر واکنش مازاد مدل سازه ای را به خاطر بارگذاری لرزه‌ای تعیین می‌نماید.

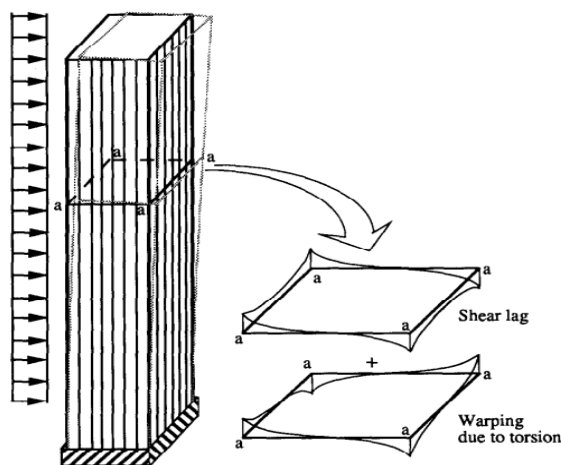
$$DM \in [0, \infty) \quad (3-34)$$

به عبارت دیگر DM کمیتی است که می‌تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی برداشت کرد. گزینه مناسب برای انتخاب یک DM مناسب می‌تواند به نوع سازه و خرابی مورد نظر بستگی داشته باشد. در ارزیابی سازه بر اساس عملکرد گاهی لازم است که از دو یا چند فاکتور شدت خرابی که همگی از آنالیزهای غیرخطی یکسان حاصل شده اند برای ارزیابی پاسخ سازه سطح عملکردی و یا مودهای خرابی استفاده شود. امروزه برای سازه‌های ساختمانی کمیت‌هایی همچون ماکزیمم برش پایه، چرخش گره‌ای، حداکثر شکل‌پذیری طبقه، حداکثر تغییر مکان نسبی یا زاویه تغییر مکان بین طبقه‌ای یک سازه N طبقه یا ماکزیمم آن‌ها مطرح می‌شود. در این تحقیق حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای به عنوان کمیت DM در نظر گرفته شده است.

۷-۲ مروری بر ادبیات موضوع و کارهای انجام شده

۱-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه ساختمان‌های بلند

از اولین تحقیقات انجام شده در زمینه ساختمان‌های بلند، در سال ۱۹۹۴ توسط پکا^۱، زیلینسکی^۲ و لین^۳ انجام شد. در این تحقیق با یک روش تقریبی با عنوان روش طبقات محدود^۴ ساختمان بلند مرتبه تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته و تحلیل شده است. این روش بر اساس تغییر مکان نودها است که هدف تقریب‌زدن مؤلفه‌های برش، خمش و پیچش در تغییر مکان کلی می‌باشد. در اینجا با فرض اینکه دال‌ها صلب می‌باشند، تغییر مکان‌ها بر اساس جابجایی و چرخش دال‌ها محاسبه می‌شود. بنابراین تغییر مکان نودها بر اساس درون‌یابی تغییر مکان کف‌ها به دست می‌آید و ضرایب درون‌یابی از نواحی جابجایی نودها به دست می‌آید. در ادامه با توجه به روش ذکر تغییر شکل‌ها نیز بدست می‌آید. در شکل ۵-۲ نحوه اعمال بار را مشاهده می‌کنید [۱۸].



شکل ۵-۲ بارگذاری جانبی ساختمان بلند [۱۸]

¹ Pekau

² Zielinski

³ Lin

⁴ Finite story method

در سال ۱۹۹۵ آقایان آکباس^۱ و تزکان^۲ در زمینه کنترل دریافت و خسارت ساختمان‌های بلند تحقیق کردند. در این مقاله محدودیت دریافت طبقات در آیین نامه های زلزله کشورهای مختلف بررسی شده است. در اینجا بر این موضوع تأکید شده است که ایمنی لرزه‌ای ساختمان های بلند مانند مقاومت در برابر آسیب های اجزای غیرسازه‌ای بسیار به محدودیت‌های جابجایی طبقات مرتبط می باشد، به علاوه به نقش مقاومت، شکل‌پذیری و سختی ساختمان جهت جلوگیری کردن از این آسیب ها اشاره شده. قاب های خمشی تمام مقاومت و شکل‌پذیری ساختمان را ممکن است تأمین کند ولی این احتمال نیز وجود دارد که اجزای غیر سازه‌ای دچار آسیب جدی شوند بنابراین در اینجا باید نیروهای جانبی توسط دیوار های برشی به خوبی مهار شوند. در نهایت با انجام تحلیل‌ها به این نتیجه می‌رسیم که قاب‌های خمشی می‌توانند در مقابل بار های جانبی مقاومت کنند ولی هزینه های تعمیر به دلیل آسیب زیاد در اجزای غیر سازه ای، بسیار بالا می‌رود به همین دلیل پیشنهاد می‌شود از دیوار برشی استفاده شود [۱۹].

در سال ۱۹۹۸ لی^۳، فنگ^۴، جری^۵ و ونگ^۶ در مورد اثرات باد بر ساختمان‌های بلند در مقیاس واقعی تحقیق کردند. آن ها نتایج اندازه‌گیری اثر باد در ساختمان‌های ۷۰ و ۳۰ طبقه بررسی کردند. اطلاعات داده شده در اینجا سرعت و شتاب باد طی ۲ سال اندازه‌گیری در بالاترین نقطه ساختمان می‌باشد. در آخر ویژگی‌های میرایی این ساختمان‌ها را مورد بحث و بررسی قرار دادند [۲۰].

در سال ۲۰۰۰ آقای لی^۷ در مورد پایداری ساختمان‌های بلند با دیوار برشی مطالعه ای انجام داد. یک مدل تحقیقاتی از یک صفحه برشی-منعطف جهت تحلیل کمانش ایجاد شد. در این مقاله ساختمان‌های بلند با دیوار برشی به صورت یک صفحه برشی-منعطف به صورت شکل ۲-۶ برای تحلیل کمانش آن مدل سازی شد.

¹ Akbas

² Tezcan

³ Li

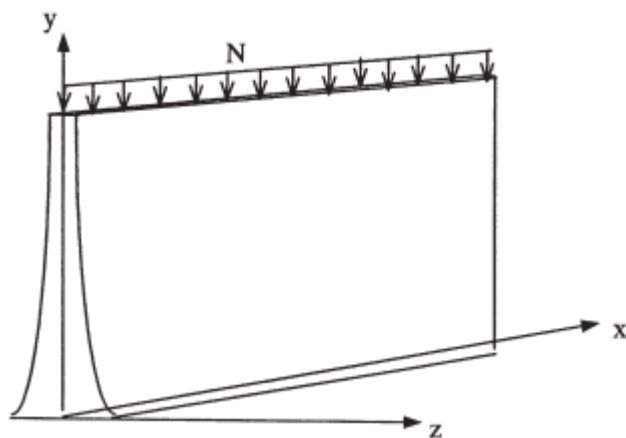
⁴ Fang

⁵ Jeary

⁶ Wong

⁷ Li

معادله دیفراسیل حاکم برای کمانش صفحه با مقطع متغیر استخراج می‌شود. با استفاده از تبدیل مناسب معادله به یک رابطه تحلیلی قابل حل برای توزیع سختی در ارتفاع مقطع تبدیل شده است. راه‌حل‌های دقیق برای محاسبه کمانش یک صفحه برشی-منعطف با سختی متغیر استخراج شده. نتایج عددی نشان داد که روش مذکور راه حل ساده و صحیحی برای محاسبه کمانش می‌باشد [۲۱].



شکل ۶-۲ مدل دیوار برشی-منعطف [۲۱]

در سال ۲۰۰۳ آقایان لیو^۱، یینگ^۲ و لی^۳ در زمینه جاگذاری فعال‌کننده‌ها^۴ در ساختمان‌های بلند با استفاده از الگوریتم ژنتیک پژوهش کردند. یک روش مؤثر برای تعیین موقعیت بهینه فعال‌کننده‌ها در ساختمان‌های بلند توسط فرمولاسیون گسسته و غیر خطی مسائل بهینه‌سازی معرفی شده است. شبیه‌سازی توسط ساختمان ۱۶ طبقه تحت ۱۸ زلزله متفاوت انجام شده. اثر زلزله‌های متفاوت بر جاگذاری بهینه فعال‌کننده‌ها توسط الگوریتم‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. تحقیقات انجام شده مؤید این است که جاگذاری بهینه فعال‌کننده‌ها به شدت زلزله وابسته نمی‌باشد و به نوع آن‌ها نحوه طراحی و پارامترهای ساختمان وابسته است [۲۲].

¹ Liu

² Yang

³ Li

⁴ Actuators

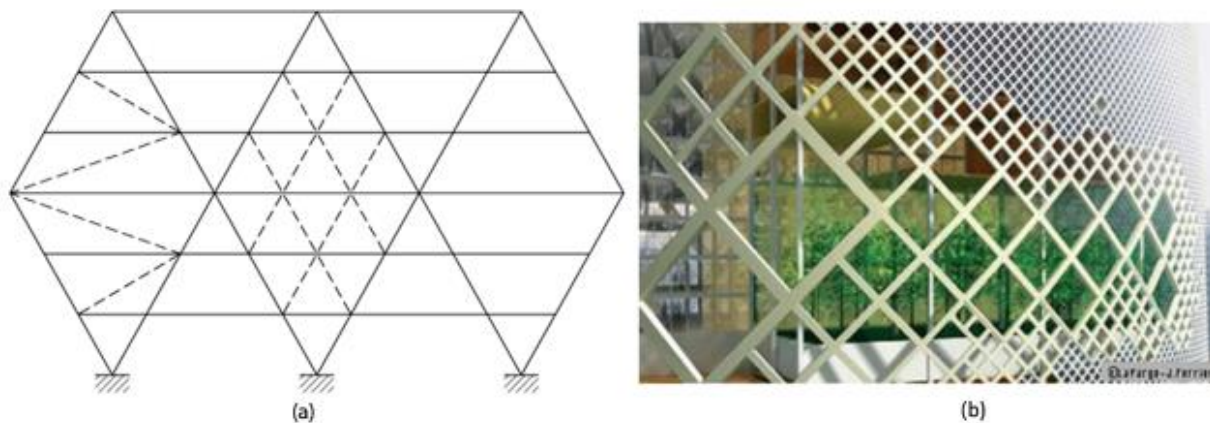
سال ۲۰۰۴ آقایان لیانگ^۱، لی^۲، لیو^۳، ژنگ^۴ و گو^۵ در زمینه اثر بار دینامیکی پیچشی باد بر ساختمان بلند تحقیق کردند. بر اساس ایجاد بار دینامیکی باد با مدل‌های مختلف در ناحیه مرزی تونل باد این کار انجام شده است. نتایج مدل‌سازی مؤید این موضوع بوده است که مدل‌سازی ریاضی انجام شده با شبیه‌سازی مدل طبق شکل ۷-۲ مطابقت داشته و صحت محاسبات و روش ارائه شده تأیید شده [۲۳].



شکل ۷-۲ مدل‌سازی در تونل باد [۲۳]

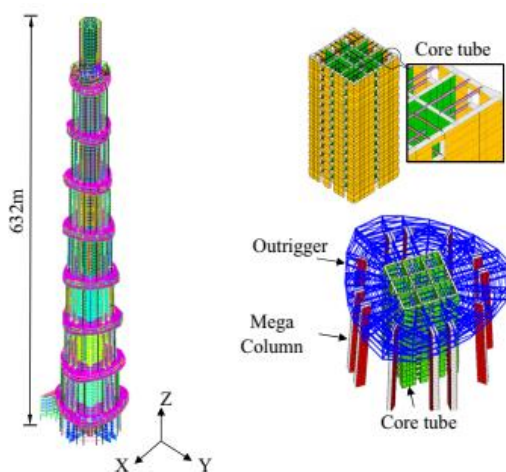
در سال ۲۰۱۴ مونتوری^۶، مل^۷، براندونیسیو^۸ و د لوکا^۹ در مورد لزوم و عدم لزوم استفاده از سیستم مهاربندی ثانویه در سیستم سازه‌ای قطری ساختمان‌های بلند تحقیق کردند. آن‌ها با مدل‌سازی ساختمان ۹۰ طبقه و گسترش روند طراحی مهاربند ثانویه به تأثیر زیاد این سیستم در سازه‌های بلند رسیدند. در شکل ۸-۲ نحوه دقیق جاگذاری این مهاربندهای بیان شده است [۲۴].

¹ Liang
² Li
³ Liu
⁴ Zhang
⁵ Gu
⁶ Montuori
⁷ Mele
⁸ Brandonisio
⁹ De luca

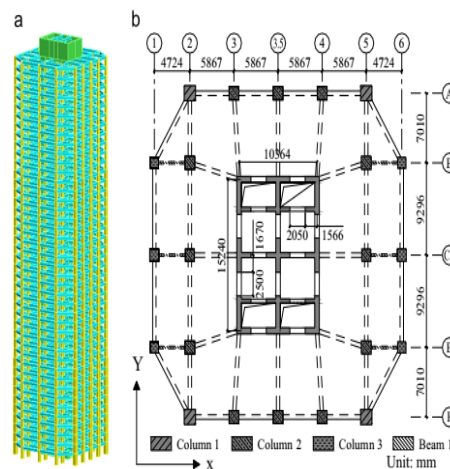


شکل ۸-۲ شماتیک سیستم مهاربند ثانویه قطری [۲۴]

در سال ۲۰۱۵ آقایان لو^۱، ژی^۲، گوان^۳ دیوار برشی ساختمان‌های بلند را توسط نرم افزار اپنسیس مدل کردند. آن‌ها یک ساختمان ۱۴۱/۸ متری (شکل ۹-۲) با هسته لوله‌ای و برج ۶۳۲ متری شانگهای (شکل ۱۰-۲) را مدل کردند. آن‌ها از تحلیل‌های استاتیکی، مودال، پوش آور و دینامیک غیر خطی استفاده کرده اند [۲۵].



شکل ۱۰-۲ مدل برج شانگهای [۲۵]



شکل ۹-۲ مدل ساختمان بلند [۲۵]

¹ Lu
² Xie
³ Guan

در سال ۲۰۱۸ آقایان لاو^۱، هاسکت^۲ و موروا^۳ در مورد تأثیر جذب کننده های دینامیکی در ساختمان های بلند تحقیق کردند. این مقاله به نتایج عملکرد جذب کننده های نصب شده در دو ساختمان که جهت مقاومت در برابر نیروی باد عمل می کنند در مقیاس واقعی پرداخته است. در تحلیل ها مستقیماً از پاسخ جذب کننده ها و ساختمان استفاده شده است. نتایج تحلیل مؤید این موضوع است که وجود این جذب کننده ها میرایی ساختمان را تا ۲/۴٪ افزایش می دهد [۲۶].

در سال ۱۳۹۳ بخشی و انصاری بر روی بررسی رفتار لرزه ای ساختمان های بلند بتن مسلح با استفاده از توسعه منحنی های شکنندگی پژوهش کردند. در این پژوهش دو ساختمان ۱۲ و ۲۴ طبقه با سیستم قاب خمشی مورد بررسی قرار گرفته است. برای توسعه منحنی های شکنندگی از تحلیل دینامیکی غیر خطی و نرم افزار اپنسیس استفاده شده است. عدم قطعیت های سازه ای با روش مونت کارلو^۴ و عدم قطعیت های لرزه ای با استفاده از چهار دسته رکورد مختلف در نظر گرفته شده است. در نهایت میزان خرابی با استفاده از شاخص پارک^۵ و انگ^۶ محاسبه شده است و در نهایت منحنی های شکنندگی ترسیم ارائه شده است [۲۷].

۲-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه زمین لرزه های پریرود بلند

در سال ۲۰۰۵ آقایان آریگا^۷، کانو^۸ و تاکواکی^۹ در زمینه رفتار رزونانسی ساختمان های بلند دارای جدا سازه ای لرزه ای تحت زلزله پریرود بلند تحقیق کردند. هدف از این مقاله نشان دادن تأثیر زلزله های پریرود بلند ثبت شده در ژاپن بر رفتار رزونانسی ساختمان های بلند دارای جداساز لرزه ای می باشد و روش طراحی مفید

¹ Love

² Haskett

³ Morava

⁴ Monte Carlo

⁵ Park

⁶ Ang

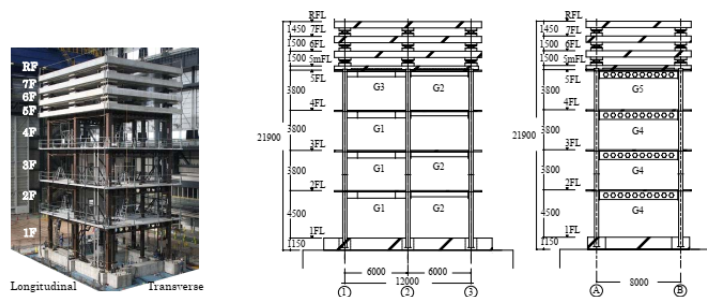
⁷ Ariga

⁸ Kanno

⁹ Takewaki

در زمینه جداسازهای لرزه‌ای در ساختمان‌های بلند بیان شده. تحقیقات انجام شده در این زمینه مؤید این موضوع می‌باشد که جداسازها رفتار خوبی در برابر جلوگیری از ایجاد رزونانس در سازه در محدوده زمین لرزه‌های فرکانس پایین دارند اما در زمین لرزه‌های با محدوده فرکانسی گسترده استفاده از این جداسازها خطرناک می‌باشد [۲۸].

در سال ۲۰۰۸ محققین ژاپنی با مدلسازی واقعی میز لرزه یک ساختمان ۲۱ طبقه را بنا کرده و تحت زلزله‌های پرپود بلند قرار دادند و رفتار لرزه‌ای آن را مورد بررسی قرار دادند. نمونه شامل ۴ طبقه مدل شده واقعی می‌باشد و مابقی طبقات به صورت مناسب مانند شکل ۲-۱۱ مدلسازی شده‌اند. مشاهدات در این تحقیق نشان داد که ماکزیمم دررفت از ۵/۰٪ و ۱٪ در بارگذاری‌های کوچک و بزرگ لرزه‌ای تجاوز نمی‌کند. بارگذاری غیر خطی رفت و برگشتی در نهایت منجر به شکست درقسمت تحتانی و انتهای تیرها شد. جوش‌هایی که در کارخانه انجام شده نسبت به جوش‌های کارگاهی مقاومت بیشتری نشان دادند. رفتار هیسترسیز طبقات پایدار باقی‌مانده و کاهش مقاومت چشمگیری بعد از شکست اتصالات مشاهده نشد [۲۹].



شکل ۲-۱۱ ساختمان مدل شده بر روی میز لرزه [۲۹]

در سال ۲۰۱۱ محققین ژاپنی در مورد مدلسازی تحلیلی ساختمان‌های بلند فلزی تحت زلزله‌های پرپود بلند تحقیق کردند. آن‌ها یک مدل تحلیلی که مؤلفه‌های زوال و شکست تحت خستگی سازه در آن تعریف شده را توسط نرم افزار اپنسیس توسعه دادند. مدل ساختمان بلند مرتبه تحت زلزله پرپود بلند می‌باشد. مؤثر بودن مدلسازی تحلیلی و صحت سنجی آن با انجام آنالیز در نرم افزار و مقایسه آن با مدل موجود میز لرزه انجام شده است. تحقیقات نشان دهنده این موضوع بوده است که نمی‌توان مشخصات تحلیلی سازه را بعد از شکست اعضا بدست آورد و نتایج دارای خطا می‌باشد [۳۰].

طی زلزله سال ۲۰۱۱ در شرق ژاپن، ساختمان‌های بلند مرتبه در توکیو، ناگویا و اوزاکا به صورت گسترده جابجا شدند و این جابجایی‌ها موجب شد تا آسیب جدی به اعضای غیر سازه ای واد شود. آن شهر ها در نزدیکی لایه عمیق ریز دانه ای بنا شدند که این شرایط می تواند زمینه ساز خوبی برای تولید زلزله های پریود بلند باشد. آقای سایتو^۱ در مقاله ای عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه را در زلزله سال ۲۰۱۱ بررسی کرده است. سپس ایمنی ساختمان‌های بلند تحت زلزله پریود بلند زمان روی دادن زلزله‌های بزرگی که در آینده ممکن است اتفاق بیافتد بررسی شده است. نتایج مؤید این موضوع است که پریود طبیعی سازه‌ها بعد از ایجاد ترک‌های ریز در ساختمان مقداری کاهش یافته است [۳۱].

در سال ۲۰۱۸ آقایان ژوو^۲، پینگ^۳، گنگ^۴ و ژو^۵ در رابطه با توسعه پارامتر تعیین کننده انواع زلزله‌های پریود بلند و تأثیر آن ها بر ساختمان بلند تحقیق کردند. در این تحقیق با تحلیل ۳۹۷۴۴ رکورد زلزله پارامتر تعیین کننده دامنه فرکانسی β_l معرفی شده است. این پارامتر در تعیین زلزله‌های پریود بلند بدون در نظر گرفتن مشخصات لرزه‌ای بسیار کاربردی می‌باشد. سپس با مدل‌سازی ساختمان‌های بلندمرتبه تحت زلزله پریود بلند رفتار این نوع سازه ها تحلیل شده است و در نهایت پارامتر β_l با مقایسه پاسخ سازه صحت سنجی انجام می‌شود [۳۲].

¹ Saito

² Zhou

³ Ping

⁴ Gong

⁵ Zhu

۳-۷-۲ تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی

در ابتدا از منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های با اهمیت بالا مانند نیروگاه‌های هسته‌ای استفاده شده است زیرا کوچکترین نقص و آسیب در مقابل زلزله بسیار خطرناک است. اولین بار در سال ۱۹۸۰ این منحنی‌ها برای نیروگاه‌های هسته‌ای توسعه داده شد [۳۳].

در سال ۱۹۹۳ منحنی‌های شکنندگی توسط کرچر^۱ و مارتین^۲ توسعه داده شدند. در ابتدا این منحنی‌ها بسیار ساده و از لحاظ محاسباتی بسیار ابتدایی بودند و بیشتر با قضاوت مهندسی ترسیم می‌شدند. در این مقاله محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین بودند. برای برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها از این منحنی‌ها استفاده شد. پس از زلزله نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ جامعه مهندسی به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه‌ها پس از زلزله پی بردند [۳۴].

آنانوس^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۵، مدل جدیدی از منحنی‌های شکنندگی را ارائه کردند و مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند. تمامی محاسبات انجام شده در این مقاله بر مبنای ATC-13 انجام گرفته است و محور افقی بر حسب مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی‌تری برای تحلیل شکنندگی محسوب می‌شد. نوآوری‌هایی برای استفاده از شتاب نگاشت در منحنی‌ها نیز انجام شد [۳۵].

زینگهال^۴ و کرم‌دجیان^۵ در سال ۱۹۹۸ با توجه به مشاهدات خود از ساختمان یک طبقه منحنی‌های شکنندگی را توسعه دادند. آن‌ها از شاخص پارک-آنگ به منظور برآورد آسیب استفاده کردند [۳۶].

شینوزوکا^۶ در سال ۲۰۰۰ در مورد منحنی‌های شکنندگی یک پل تک دهانه تحقیق کرد و از دقت بالایی نسبت به سایر کارهای انجام بر خوردار بود. این مقاله روش به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی در پل‌ها را ارائه

¹ Kircher

² Martin

³ Anagnos

⁴ Singhal

⁵ Kiremidjian

⁶ Shinozuka

می‌دهد. به دلیل استفاده از داده‌های آماری قابل توجه در ورودی نرم افزار محاسبات با دقت بالایی انجام شد. این کار منجر به این نتیجه شد که منحنی‌های شکنندگی اساساً یک مسأله آماری می‌باشند [۳۷].

در سال ۲۰۰۰ تاناکا^۱ با استفاده از توزیع لوگ-نرمال منحنی‌های شکنندگی را کالیبره کرد. وی ۳۶۸۳ پل را به ۵ گروه تقسیم کرده و میزان آسیب را برای ۵ سطح تعریف کرد و به بررسی پارامترهای توزیع لوگ نرمال پرداخت [۳۸].

در سال ۲۰۰۰ محققین برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه‌ی ژاپن با استفاده از تابع خسارت و بر اساس PGV منحنی‌های شکنندگی را رسم کردند. با انجام مطالعات و تحقیقات محققین به این نتیجه رسیدند که سازه‌های بتنی کمترین شکنندگی و سازه‌های فلزی بیشترین شکنندگی را دارند [۳۹].

در سال ۲۰۰۱ محققین با استفاده از تحلیل استاتیک غیر خطی منحنی‌های شکنندگی را برای دریافت طبقات ترسیم کردند. همچنین تولید منحنی‌های شکنندگی به روش طیف ظرفیت نیز ارائه شد [۴۰].

در سال ۲۰۰۳ پگنی^۲ از دانشگاه واشنگتن برای اجزای بتن مسلح قدیمی یک مدل آسیب ارائه نمود. ۱۲ حالت آسیب‌پذیری برای اجزا ارائه شد. از جمله این حالت‌ها شامل "ترک اولیه ی وجه مشترک تیر و ستون" و "ترک در اعضای بتنی به عرض ۵ میلی متر تا شکستگی و خرد شدن بتن" می‌باشد. حالت‌های آسیب به دو دسته ترک خوردگی و خرد شدن بتن تقسیم شدند. با استفاده از روش Maximum Likelihood از بین توزیع‌های نرمال، لوگ-نرمال، Weibul و بتا بهترین توزیع انتخاب شد [۴۱].

در سال ۲۰۰۴ منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم سازی سازه‌ها در استانبول استفاده شد. چهار مدل طبقه‌بندی بتنی تهیه شد و از دیوارهای برشی و بادبند‌ها برای مقاوم سازی استفاده شد. از تحلیل دینامیکی

¹ Tanaka

² Pagni

غیر خطی برای تحلیل‌های لرزه ای استفاده شد. در سطوح مختلف PGA منحنی‌های شکنندگی برای دریافت طبقات رسم شدند [۴۲].

در سال ۲۰۰۶ آریزاگا^۱ با استفاده از نرم افزار پرفورم و تحلیل دینامیکی غیر خطی قاب های ۲، ۳، ۴، ۶ و ۱۰ طبقه فولادی قاب خمشی را مدل کرده و منحنی‌های شکنندگی را ترسیم می‌کند. وی دریافت طبقات را با استفاده از آیین نامه FEMA و بر اساس PGA محاسبه کرد [۴۳].

در سال ۲۰۱۲ آسامو^۲ سازه‌های قاب خمشی بتنی را در کشور غنا مورد مطالعه قرار داد و منحنی‌های شکنندگی را برای آن‌ها توسعه داد. وی سه تیپ ساختمان ۳، ۴ و ۶ با پلان متقارن در نظر گرفته و با استفاده از نرم افزار ایدارک-۲ بعدی و تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی منحنی‌های شکنندگی را ترسیم کرد. نتایج مؤید این موضوع بوده که سازه های نزدیک گسل در مناطق لرزه خیزی ۰/۲۵g و ۰/۳۵g احتمال فروریزش زیاد می باشد [۴۴].

در سال ۲۰۱۴ لیو^۳ همکاران سازه های فولادی آسیب دیده را بررسی کردند و منحنی‌های شکنندگی را برای آن‌ها توسعه دادند [۴۵].

در سال ۲۰۱۶ استوارت^۴ و همکاران سوله های واقع در مناطق توفان خیز استرالیا تحت بار حداکثر باد را مورد مطالعه قرار دادند و منحنی‌های شکنندگی را برای آن‌ها رسم کردند [۴۶].

در سال ۲۰۱۷ حسین پور و عبدالنبی برای قاب‌های بتن مسلح تحت زلزله های متعدد منحنی‌های شکنندگی ترسیم کردند. آن‌ها یک بار توسط حداکثر شتاب PGA و یک بار با مقیاس Sa سه قاب ۳، ۷ و ۱۲

¹ Arizaga

² Asamo

³ Liu

⁴ Stuart

طبقه را به صورت دو بعدی تحلیل کردند. نتیجه آن بود که مقیاس PGA برای قاب ۳ طبقه مناسب است. اما با افزایش تعداد طبقات PGA ممکن است مناسب نباشد و بهتر است از Sa استفاده شود [۴۷].

در سال ۲۰۰۶ پهلوان و قدرتی سطوح عملکرد ساختمان های بتن آرمه ی متعارف را بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران مورد بررسی قرار دادند [۴۸].

در سال ۲۰۱۲ ناصری و قدرتی سازه های بتن آرمه را بدون در نظر گرفتن اثر میان قاب و ضعف سازه ای به وسیله ی منحنی های شکنندگی مورد بررسی قرار دادند. آن های به نتایج مختلف از جمله اینکه در حالت خرابی کم و متوسط در مقادیر کمتر PGA شیب بیشتر و در مقادیر بالاتر PGA شیب کمتر است [۴۹].

در سال ۲۰۱۵ ناصری، پهلوان و قدرتی برای سازه های شمال ایران منحنی های شکنندگی را ترسیم کردند. سازه های انتخابی ۳، ۵ و ۸ طبقه قاب خمشی بودند [۵۰].

پهلوان و یگانه در سال ۲۰۱۸ آسیب پذیری لرزه ای ساختمان های بتن آرمه ویژه دارای ضعف اجرایی در نحوه خاموت گذاری ویژه ستون ها را مورد بررسی قرار دادند. نتیجه کارشان مؤید کاهش مقادیر میانه شکنندگی لرزه ای این ساختمان ها در سطوح آسیب جزئی تا کامل بوده است [۵۱].

۸-۲ جمع بندی

با توجه به تئوری پژوهش و همچنین پیشینه تحقیق های انجام شده، در این پژوهش سعی خواهد شد تا با روش های عددی مناسب رکورد زلزله های مختلف به دو دسته پریرود کوتاه و پریرود بلند تقسیم بندی شود. سپس با استفاده از این رکوردها و توسعه منحنی های شکنندگی عملکرد لرزه ای ساختمان های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه ارزیابی شده و گام رو به جلویی در این زمینه علمی برداشته شود.

فصل ۳: روش تحقیق

۱-۳ مقدمه

در این فصل نمونه‌هایی که مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته‌اند معرفی می‌گردد و نحوه‌ی طراحی سازه‌ها و همچنین نحوه‌ی مدل‌سازی آن‌ها در اپنسیس جهت تحلیل بیان می‌شود. سپس در مورد شتاب‌نگاشت‌ها و چگونگی تحلیل و بررسی آن‌ها بحث می‌شود. در نهایت روند انجام تحلیل‌ها بررسی شده و چگونگی نتیجه‌گیری و ارزیابی رفتار سازه با توجه به نتایج تحلیل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

برای این منظور سه ساختمان ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه طبق بخش ۳-۲ در این فصل انتخاب و توسط نرم افزار ایتبس^۱ طراحی می‌گردند. سپس این سازه‌ها در برنامه‌ی اپنسیس^۲ به صورت سه بعدی مدل شده و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف انتخاب شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار می‌گیرند. در مرحله بعد منحنی‌های شکنندگی برای هر سه ساختمان در سطوح مختلف خرابی رسم می‌شوند. با بررسی این منحنی‌ها می‌توان به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان پرداخت.

۲-۳ تعریف مدل

در دستورالعمل HAZUS-MH MR5 ساختمان قاب خمشی بتنی را با نماد C1 و نوع ساختمان از نظر کوتاه مرتبه، متوسط مرتبه و یا بلند مرتبه بودن را به ترتیب با نمادهای L، M، H در جلوی C1 نشان می‌دهد [۸].

جدول ۱-۳ تیپ بندی ساختمان ها از نظر ارتفاع [۸]

محدوده		
ارتفاع (متر)	تعداد طبقات	نام
۶/۰۹۶	۱-۳	C1L
۱۵/۲۴	۴-۷	C1M
۳۶/۵۷۶	+۸	C1H

¹ ETABS

² Opensees

در اینجا سه ساختمان با تعداد طبقات ۱۵، ۲۵ و ۳۵ مدل سازی شده است که ارتفاع هر یک از آنها به ترتیب ۵۰/۶، ۸۳/۱ و ۱۱۵/۶ متر می باشد که از منظر آیین نامه فوق تمامی آنها جزء دسته بندی ساختمان های بلند مرتبه قرار می گیرند. در ادامه مشخصات ساختمان ها به این صورت می باشد:

- سازه مورد نظر واقع در استان مازندران می باشد که با توجه به نقشه پهنه بندی زلزله آیین -

نامه ۲۸۰۰ ایران، استان مازندران در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار گرفته است.

- خاک محل سازه از نوع III مطابق دسته بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شد.

- ارتفاع طبقات ۳/۳ متر.

- سازه در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه می باشد.

- بتن مورد استفاده در تیرها و ستون ها دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه $F_c = 350 \frac{Kg}{cm^2}$ می باشد.

- میلگردهای طولی مورد استفاده در بتن از نوع AIII با مقاومت جاری شدن $F_y = 4000 \frac{Kg}{cm^2}$ می باشد.

- میلگرد خاموت های تیرها و ستون ها از نوع AII با تنش تسلیم $F_y = 3000 \frac{Kg}{cm^2}$ است.

- سقف هر طبقه از نوع دال وافل فرض شد.

- دیافراگم کف هر طبقه صلب می باشد.

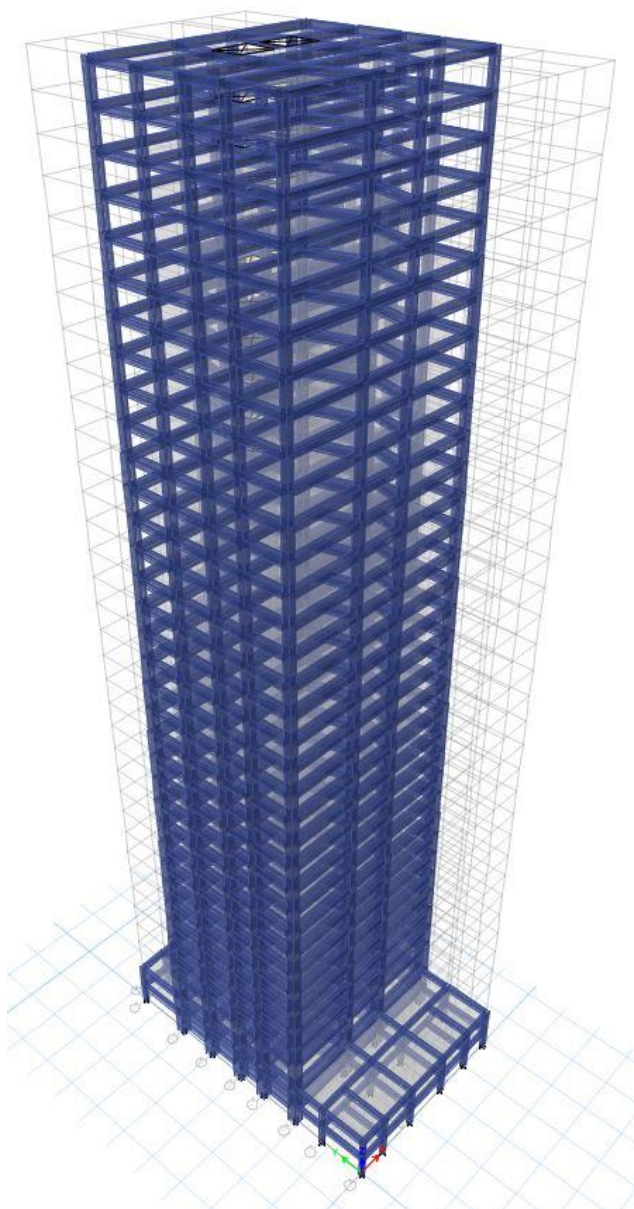
- محل اتصال ستون به زمین اتصال گیردار فرض شده است. همچنین همان طور که در تعریف

قاب خمشی نهفته است، اتصال تیر به ستون نیز گیردار می باشد.

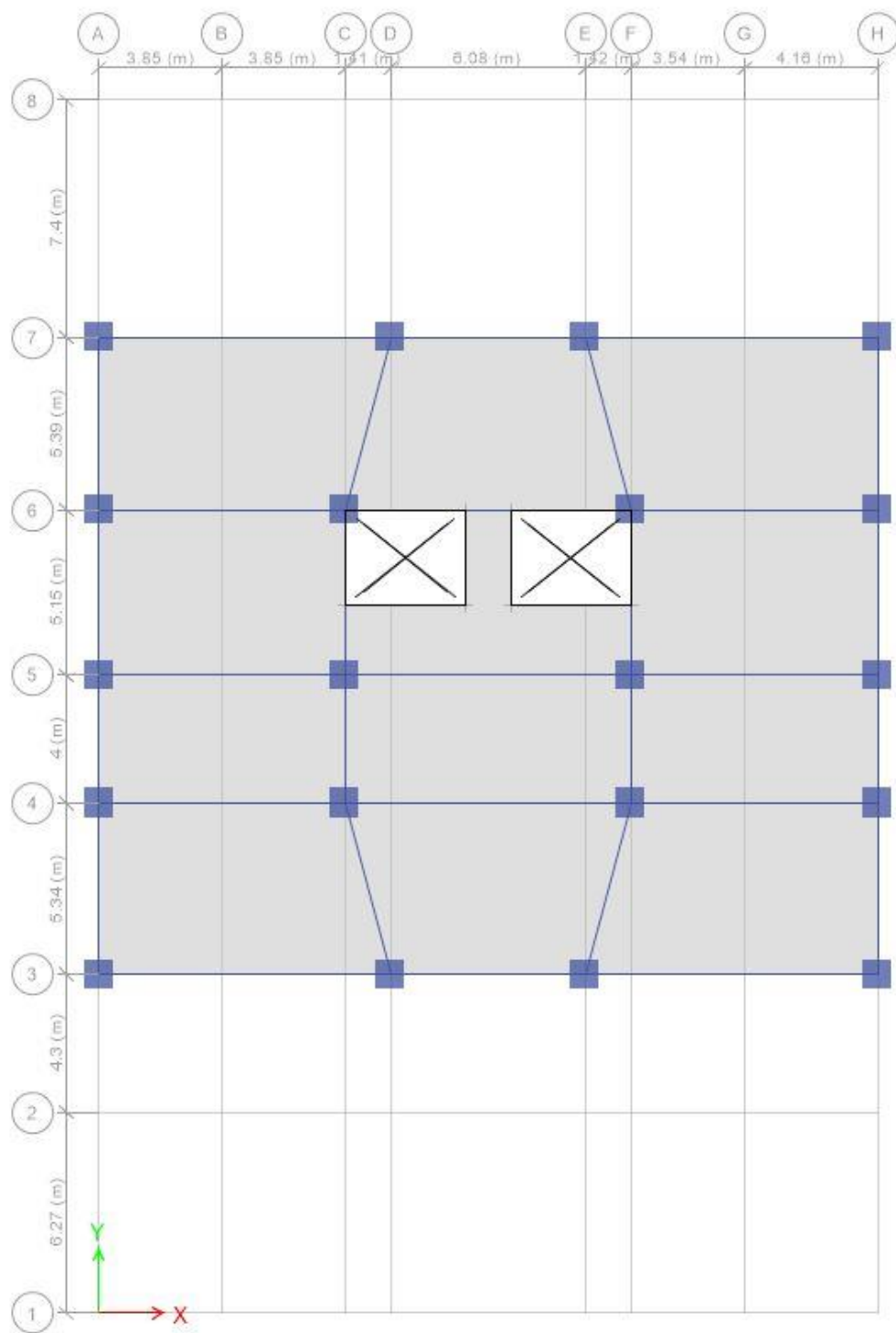
- آیین نامه های مورد استفاده در طراحی سازه، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و مبحث

نهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم می باشند [۵۲] [۵۳] [۵۴].

ساختمان های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه مدل سازی شده در ایتبس طبق آیین نامه های ذکر شده تحلیل و طراحی شدند. در ادامه نتایج طراحی طبق جدول ۲-۳ تا جدول ۷-۳ مشاهده می شود.



شکل ۱-۳ نمای سه بعدی ساختمان ۳۵ طبقه مدل شده در ایتبس



شکل ۲-۳ پلان تیپ طبقات

جدول ۲-۳ ابعاد و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۱۵ طبقه

تعداد و قطر آرماتور ها		بعد ستون		طبقه
قطر (mm)	تعداد	عرض	طول	
۳۲	۲۰	۷۵	۷۵	طبقه ۱ تا ۳
۲۸	۱۶	۶۵	۶۵	طبقه ۴ تا ۶
۲۸	۱۶	۶۰	۶۰	طبقه ۷ تا ۹
۲۸	۱۲	۶۰	۶۰	طبقه ۱۰ تا ۱۲
۱۸	۱۲	۵۰	۵۰	طبقه ۱۳ تا ۱۵

جدول ۳-۳ ابعاد و آرماتورهای تیرهای ساختمان ۱۵ طبقه

آرماتور تیر ها			ابعاد تیر		طبقه
قطر (mm)	تعداد		ارتفاع	عرض	
۲۵	۸	بالا	۸۵	۷۵	طبقه ۱ تا ۳
	۶	پایین			
۲۵	۶	بالا	۸۵	۶۵	طبقه ۴ تا ۶
	۵	پایین			
۲۵	۵	بالا	۸۵	۶۰	طبقه ۷ تا ۹
	۴	پایین			
۲۰	۸	بالا	۷۰	۶۰	طبقه ۱۰ تا ۱۲
	۵	پایین			
۲۰	۶	بالا	۶۰	۵۰	طبقه ۱۳ تا ۱۵
	۳	پایین			

جدول ۳-۴ ابعاد و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۲۵ طبقه

تعداد و قطر آرماتور ها		بعد ستون		طبقه
قطر (mm)	تعداد	عرض	طول	
۳۲	۳۶	۹۵	۹۵	طبقه ۱ تا ۵
۳۲	۲۰	۸۰	۸۰	طبقه ۶ تا ۱۰
۳۲	۱۶	۷۰	۷۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
۲۸	۱۶	۶۵	۶۵	طبقه ۱۶ تا ۲۰
۲۸	۱۲	۵۵	۵۵	طبقه ۲۱ تا ۲۵

جدول ۳-۵ ابعاد و آرماتورهای تیرهای ساختمان ۲۵ طبقه

آرماتور تیر ها			ابعاد تیر		طبقه
قطر (mm)	تعداد		ارتفاع	عرض	
۲۵	۸	بالا	۹۵	۹۵	طبقه ۱ تا ۵
	۷	پایین			
۲۵	۸	بالا	۹۰	۸۰	طبقه ۶ تا ۱۰
	۶	پایین			
۲۵	۷	بالا	۹۰	۷۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
	۶	پایین			
۲۵	۷	بالا	۸۰	۶۵	طبقه ۱۶ تا ۲۰
	۵	پایین			
۲۵	۵	بالا	۷۰	۵۵	طبقه ۲۱ تا ۲۵
	۳	پایین			

جدول ۳-۶ ابعاد و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۳۵ طبقه

تعداد و قطر آرماتور ها		بعد ستون		طبقه
قطر (mm)	تعداد	عرض	طول	
۳۲	۵۲	۱۲۰	۱۲۰	طبقه ۱ تا ۵
۳۲	۴۴	۱۱۰	۱۱۰	طبقه ۶ تا ۱۰
۳۲	۳۶	۱۰۰	۱۰۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
۳۲	۲۸	۹۰	۹۰	طبقه ۱۶ تا ۲۰
۳۲	۲۰	۸۰	۸۰	طبقه ۲۱ تا ۲۵
۳۲	۱۶	۷۰	۷۰	طبقه ۲۶ تا ۳۰
۲۸	۱۶	۶۰	۶۰	طبقه ۳۱ تا ۳۵

جدول ۳-۷ ابعاد و آرماتورهای تیرهای ساختمان ۳۵ طبقه

آرماتور تیر ها			ابعاد تیر		طبقه
قطر (mm)	تعداد		ارتفاع	عرض	
۲۵	۹	بالا	۱۰۰	۱۲۰	طبقه ۱ تا ۵
	۸	پایین			
۲۵	۹	بالا	۱۰۰	۱۱۰	طبقه ۶ تا ۱۰
	۸	پایین			
۲۵	۸	بالا	۱۰۰	۱۰۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
	۷	پایین			
۲۵	۸	بالا	۹۰	۹۰	طبقه ۱۶ تا ۲۰
	۷	پایین			
۲۵	۷	بالا	۸۰	۸۰	طبقه ۲۱ تا ۲۵
	۶	پایین			
۲۵	۷	بالا	۷۰	۷۰	طبقه ۲۶ تا ۳۰
	۶	پایین			
۲۵	۵	بالا	۶۰	۶۰	طبقه ۳۱ تا ۳۵
	۳	پایین			

۳-۳ مدل سازی در اپنسیس^۱

سازه‌های بلند مرتبه پس از آن که در نرم افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند و مقاطع ستون‌ها و تیرها تعیین گردیدند، به صورت سه بعدی در اپنسیس مدل سازی می‌شوند. برای این منظور از دستوراتی برای تعریف هندسه‌ی سازه‌ها، مقاطع، مصالح، بارگذاری و تحلیل استفاده شده است که در ادامه به بررسی این دستورات و نحوه‌ی مدلسازی پرداخته می‌شود.

۳-۳-۱ تعریف مصالح

همانطور که گفته شد از مصالح بتنی و فولادی در طراحی ساختمان‌ها استفاده می‌شود. بنابراین باید فولادی با مشخصات فولاد ST37 و همچنین مصالحی برای فولاد میلگردهای S400 معرفی گردد. از آنجا که خاموت‌ها در اپنسیس مدل نمی‌شوند، پس فولاد S300 معرفی نمی‌گردد. 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`

`$matTag` : شماره ی مصالح

`$Fy` : تنش تسلیم فولاد

`$E` : مدول الاستیسیته ی اولیه

`$b` : نسبت سخت شوندگی کرنشی (نسبت مدول الاستیسیته پس از تسلیم به مدول اولیه)

`$R0 $cR1 $cR2` : این پارامترها انتقال از شاخه‌ی الاستیک به پلاستیک را کنترل می‌کنند.

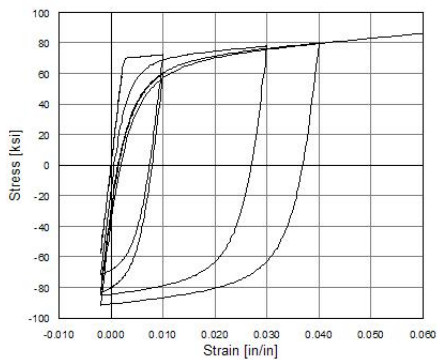
¹ opensees

\$a1 \$a2 \$a3 \$a4 : مبین پارامترهای سخت شوندگی ایزوتروپیک می باشد. (به صورت پیش فرض صفر می -

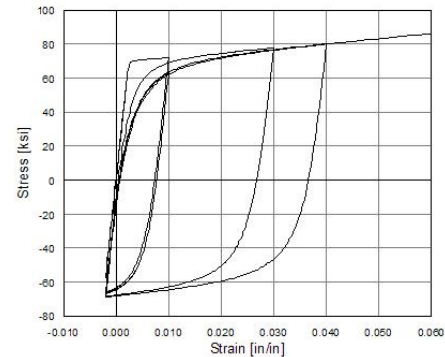
باشند)

فولاد با دستور Steel02 دارای سخت شوندگی ایزوتروپیک می باشد و شرایط افت مقاومت و زوال در

سختی فولاد را در نظر می گیرد. شکل ۳-۳ و شکل ۴-۳ رفتار چرخه ای این مصالح را نشان می دهد [۱۵].



شکل ۳-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ با
سخت شدگی هیسترتیک [۱۵]



شکل ۴-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ بدون
سخت شدگی هیسترتیک [۱۵]

در اینجا از بتن ۰۲ برای تعریف مصالح بتنی استفاده شده است. این دستور برای ساخت مصالح بتن تک

محوری با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی به کار می رود. شکل عمومی این دستور به صورت ذیل می باشد [۱۵]:

- uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$sepsc0 \$fpcu \$sepsU \$lambda \$ft \$Ets

\$fpc : مقاومت فشاری ۲۸ روزه ی بتن

\$sepsc0 : کرنش بتن در مقاومت فشاری حداکثر

\$fpcu : مقاومت شکست بتن

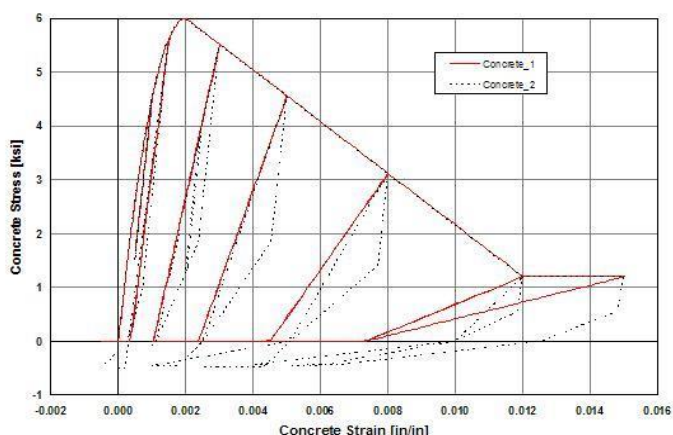
\$sepsU : کرنش بتن در مقاومت شکست

\$lambda : نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه

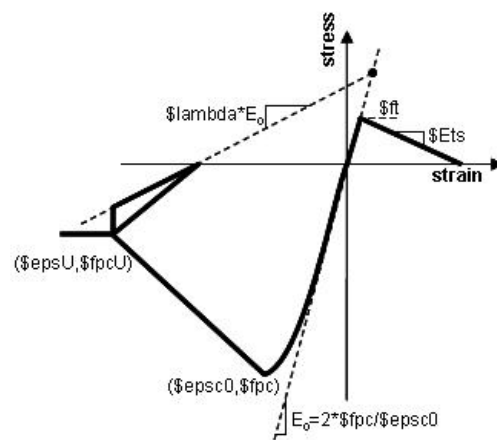
f_t : مقاومت کششی

E_{ts} : سختی نرم شوندگی کششی

مدل رفتاری بتن ۰۲ طبق شکل ۶-۳ و شکل ۵-۳ می باشد:



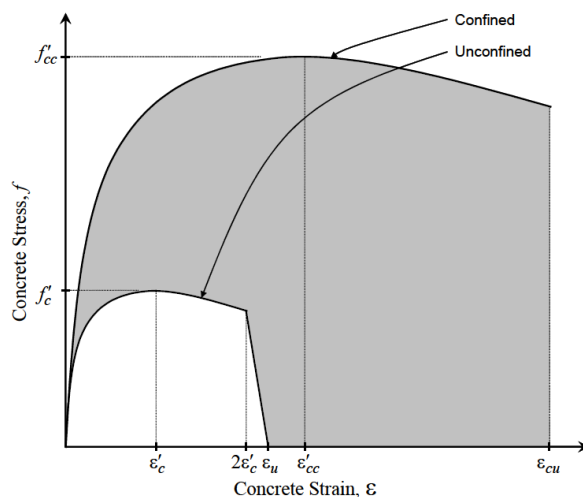
شکل ۵-۳ مدل رفتار چرخه‌ای تنش-کرنش بتن ۰۲ [۱۵]



شکل ۶-۳ بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [۱۵]

لازم به ذکر است در اینسیس خاموت‌ها مدل سازی نمی‌شوند پس به طریقی باید اثر خاموت ها در اعضای سازه‌ای دیده شود. از این رو با استفاده از روابط مندر^۱ ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده محاسبه شده و در مدلسازی لحاظ می‌گردد. تأثیر این محصورشدگی در شکل ۷-۳ قابل مشاهده است [۵۵].

¹ Mander



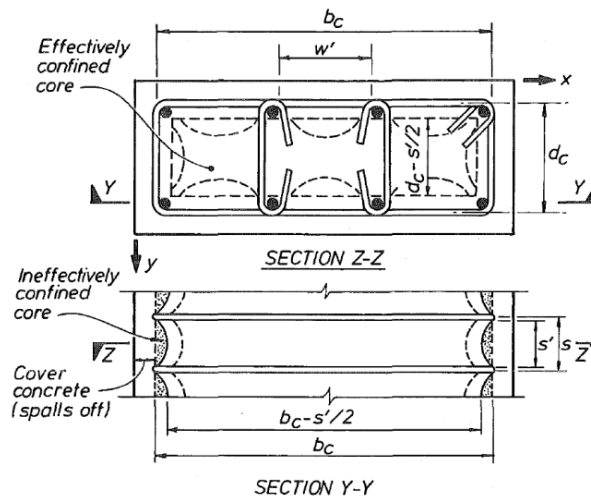
شکل ۷-۳ منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده [۵۵]

باتوجه به این موضوع، به ازای هر مقطع باید یک مصالح بتنی در اپنسیس تعریف شده و به مقطع مربوطه اختصاص داده شود.

با استفاده از رابطه ی (۱-۳) مقاومت بتن محصور شده محاسبه می‌شود. در این روابط f'_{cc} مقاومت بتن محصورشده می‌باشد. f'_c مقاومت بتن محصورنشده می‌باشد، فشار جانبی مؤثر ناشی از خاموت ها که طبق رابطه ی (۲-۳) به دست می‌آید و b_c و d_c به ترتیب فاصله مرکز به مرکز ساق های خاموت در راستای x و y هستند. همچنین w' فاصله ی بین دو میلگرد طولی، s' فاصله ی طولی دو خاموت متوالی، ρ نسبت مساحت ساق های خاموت به مساحت بین دو خاموت متوالی است. در شکل ۸-۳ می‌توان این پارامترها را دید. این روابط مربوط به مقاطع مربعی بوده و برای سایر اشکال مقطع متفاوت است [۵۵].

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - 2 \frac{f'_L}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (1-3)$$

$$f'_L = \frac{1}{d_c b_c} \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \rho f_{yh} \quad (2-3)$$



شکل ۸-۳ هسته‌ی محصورشده‌ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۵۵]

۲-۳-۳ تعریف مقاطع

از دستور فایبر^۱ برای مدل‌سازی استفاده شده است. این دسته از مقاطع یک شکل هندسی عمومی دارند که دارای نواحی ساده‌تر و منظم‌تر می‌باشند. این نواحی با دستور پچ^۲ معرفی می‌شوند [۱۵].

- Section Fiber \$secTag {
 fiber<fiber arguments>
 patch<patch arguments>
 layer<layer arguments>
 }

این دستور از سه بخش fiber، patch و layer تشکیل می‌شود که بر اساس مقطع مورد نظر تعریف می‌شود. در ادامه هر یک به صورت مجزا توضیح داده می‌شود.

- Fiber \$yLoc \$zLoc \$A \$matTag

¹ Fiber Section

² Patch

این دستور برای ساخت تنها یک فایبر تک محوری با مساحت و ماده‌ی مشخص و اضافه کردن آن به 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 $\$matTag \$numSubdivIJ \$numSubdivJK \$yI \$zI \$yJ \$zJ \$yK \$zK \$yL \$zL$

این دستور جهت ساخت پیچ به صورت چهارضلعی به کار برده می‌شود 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

- Layer straight $\$matTag \$numBars \$areaBars \$areaBar \$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd$

این دستور برای معرفی کردن لایه‌های میلگردهای مسلح‌کننده بتن به کار می‌رود.

- $\$numBars$ تعداد میلگردها در طول لایه

- $\$areaBar$ مساحت مقطع یک میلگرد

- $\$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd$ مختصات نقاط شروع و پایان لایه

۳-۳-۳ تعریف هندسه سازه

در اپنسیس مدل‌سازی به صورت دستورات متنی صورت می‌گیرد و دارای رابط کاربری گرافیکی نمی‌باشد. بنابراین برای ایجاد مدل هندسی سازه باید مختصات هر گره به برنامه معرفی شود و با متصل کردن گره‌ها به یکدیگر موقعیت اعضا مشخص گردد. دستورات لازم برای مدل‌سازی هندسی سازه به صورت زیر می‌باشد [۱۵]:

- `model BasicBuilder -ndm $ndm <-ndf $ndf>`

• `$ndm` تعداد ابعاد مسأله

• `$ndf` تعداد درجات آزادی هر گره

- `node $nodeTag (ndm $coords) <-mass (ndf $mMassVahues)>`

این دستور مختصات گره‌ها می‌باشد.

`$nodeTag` شماره گره

`$coords` مختصات گره

`$MassValues` جرم گره ای برای هر درجه آزادی (اختیاری)

- `mass $nodeTag (ndf $MassVahues)`

به منظور انجام تحلیل دینامیکی یا مودال با این دستور به گره‌های مدل جرم تخصیص داده می‌شود.

- `fixX $xCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>`
- `fixY $yCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>`
- `fixZ $zCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>`

با استفاده از دستورهای بالا قید مرزی یک نقطه‌ای برای تمامی نقاطی که دارای یک مختصات x ، y و z می‌باشند اعمال می‌کند. به طور کلی زمانی که لازم است تمام گره‌های یک تراز مقید یا نامقید شود، از این دستور استفاده می‌شود.

- `rigidDiaphragm $prepDirn $masterNodeTag $slaveNodeTag1 ...`

- `$prepDirn` جهت عمود بر صفحه صلب

- `$masterNodeTag` گره مرجع

- `$slaveNodeTag1` شماره گره متصل به گره مرجع

این دستور به طور عمومی برای ایجاد سقف صلب در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از این دستور به گره‌هایی که به یک گره مرجع متصل می‌شوند و در یک صفحه قرار می‌گیرند مقدار معینی درجات آزادی تخصیص می‌دهیم.

- `element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens><-iter $maxIters $tol>`

دستور ساخت المان تیر ستون غیر خطی می‌باشد و توزیع گسترده‌ی پلاستیسیته را در نظر می‌گیرد.

- `$eleTag` شماره المان

- `$eleTag $iNode` شماره گره ای ابتدا (i) و انتها (j)

- `$numIntgrPts` تعداد نقاط انتگرال گیری در طول المان

- `$secTag` شناسه ی مقطع که قبلا تعریف شده است.

- `$transfTag` شناسه نوع تبدیل هندسی

برای ساخت یک تبدیل مختصات محلی به کلی که سختی و نیروی مقاوم المان تیر را از سیستم پایه به سیستم مختصات کلی تبدیل کند دستورات مختلفی وجود دارد. در اینجا از دستور تبدیل هندسی P-Delta استفاده شده است.

- `geomTransf P-Delta $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>`

• `$vecxzX $vecxzY $vecxzZ` مؤلفه های x ، y و z در سیستم عمومی بردار `vecxz`، برداری که برای تعریف صفحه $x-z$ در سیستم مختصات عمومی به کار می‌رود.

۴-۳-۳ بارگذاری

سه الگوی بارگذاری در اپنسیس وجود دارد که شامل الگوی بارگذاری ساده^۱، تحریک یکنواخت^۲ و چند تکیه گاهی^۳ می‌باشند. در اینجا الگوی ساده به کار رفته است [۱۵].

- `pattern Plain $patternTag (TimeSeriesType arguments) {
load (load-command arguments)
sp (sp-command arguments)
eleLoad (eleLoad-command arguments)
}`

دستور بالا شامل موارد زیر می باشد:

- `TimeSeriesType arguments` سری زمانی اعمال بار (ثابت، مستطیلی، خطی و ...)

¹ Plain Pattern

² UniformExcitation Pattern

³ MultipleSupport Pattern

- Load لیست دستوراتی که برای اعمال بار به یک گره به کار گرفته می شود
- Sp دستور اعمال تغییر مکان اجباری به یک گره
- eleLoad دستور برای اعمال بار به صورت نقطه ای یا گسترده به یک المان
- eleLoad –ele \$eleTag1 <\$eleTag2> –type –beamUniform \$Wy \$Wz <\$Wz>

برای اعمال بار گسترده یکنواخت از دستور بالا استفاده می شود:

- \$eleTag1 شماره المان
- \$Wy بار گسترده یکنواخت در جهت y
- \$Wz بار گسترده یکنواخت در جهت z

۳-۳-۵ دستورهای تحلیل

برای تحلیل مدل های ساخته شده از دستورات زیر استفاده شده است [۱۵]:

- rayleigh \$alphaM \$betaKcurr \$betaKinit \$betaKcomm

با استفاده از این دستور میرایی رایلی به تمام المان ها و گره های تعریف شده اعمال می شود.

- constraints Lagrange

برای اعمال معادلات قید در فرآیند تحلیل از این دستور استفاده می شود. معادلات قید یک مقدار مشخص را

در یک درجه آزادی اعمال کرده و یا بین درجات آزادی سیستم رابطه برقرار می کند.

- numberer RCM

برای برقراری ارتباط بین معادلات و درجات آزادی و نحوه‌ی شماره گذاری درجات آزادی از این دستور استفاده می‌شود.

- system BandGeneral

این دستور سیستم حل معادلات را تعیین می‌کند.

- test EnergyIncr 1.0e-8 150

برای ایجاد هم گرایی از دستور بالا استفاده می‌شود. الگوریتم های حل مختلف نیاز به یک آزمون همگرایی دارند تا مشخص کنند در انتهای یک گام تکرار، همگرایی حاصل گردیده است یا خیر. اعداد $1.0e-8$ میزان دقت همگرایی و ۱۵۰ تعداد تکرار را تعیین می‌کند.

- algorithm NewtonLineSearch

با استفاده از دستور بالا الگوریتم حل و گام‌های برداشته شده جهت حل معادلات غیر خطی مشخص می‌شوند.

- integrator Newmark \$gamma \$beta

این دستور برای ساخت انتگرال گیر دینامیکی از نوع نیومارک به کار می‌رود. ماتریس میرایی با دستور رایلی وارد می‌شود.

- \$gamma پارامتر گاما روش نیومارک (معمولا ۰/۵)

- \$beta پارامتر بتا روش نیومارک (معمولا ۰/۲۵)

- analysis Static

قبل از آنالیز دینامیکی ابتدا باید آنالیز استاتیکی انجام شود. آنالیز استاتیکی مسأله ی $KU=R$ را محاسبه و حل می‌کند.

- analyze 10

با توجه به نوع آنالیز تعیین شده این دستور نوشته می‌شود. در صورت موفقیت آمیز بودن آنالیز خروجی عدد صفر و در غیر این صورت عددی کمتر از صفر می‌شود. عدد ۱۰ تعداد انجام آنالیز را مشخص می‌کند.

- recorder EnvelopeDrift -file \$filename -time -iNode \$startNode -jNode \$endNode -dof (\$dof1 \$dof2 ...) -perpDirn \$perpDirn

توسط این دستور خروجی جابه‌جایی نسبی در یک فایل متنی ذخیره می‌شود.

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

با استفاده از این دستور مقدار ویژه محاسبه و پس از آن زمان تناوب مود اول سازه محاسبه می‌شود.

- Analysis Transient

به منظور انجام آنالیز دینامیکی با گام‌های ثابت از این دستور استفاده می‌شود.

۴-۳ صحت سنجی

نخستین گام در مدل‌سازی توسط نرم‌افزار، اطمینان از صحت نتایج نرم‌افزار با رفتار واقعی سازه می‌باشد. از همین‌رو، در ادامه یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر به دست آمده از نتایج نرم‌افزار اپنسیس مقایسه می‌شود.

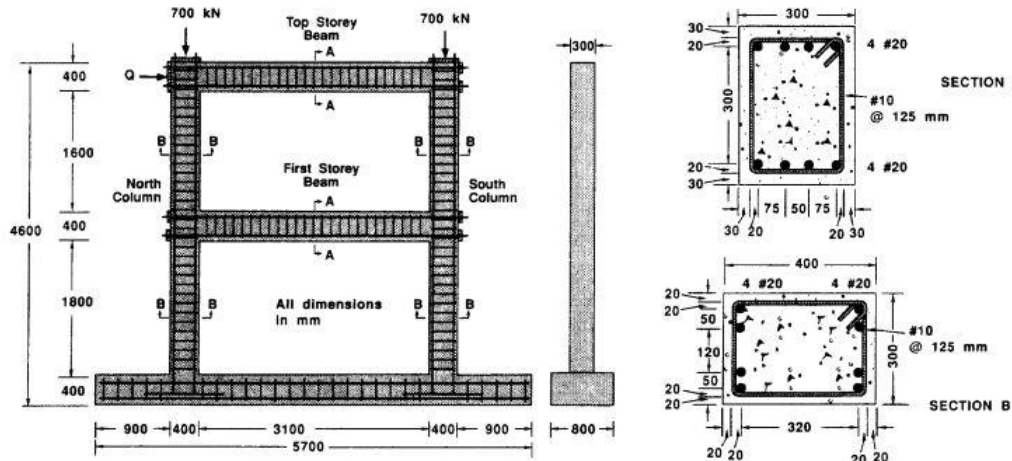
شکل ۳-۹ نمونه واقعی مدل شده یک قاب ۲ طبقه و یک دهانه می‌باشد که در سال ۱۹۹۲ توسط فرانک

وچیو^۱ و محمد بسیل عمارا^۲ ساخته شده است. این قاب تحت بارگذاری جانبی با الگوی مثلثی قرار گرفته و نمودار

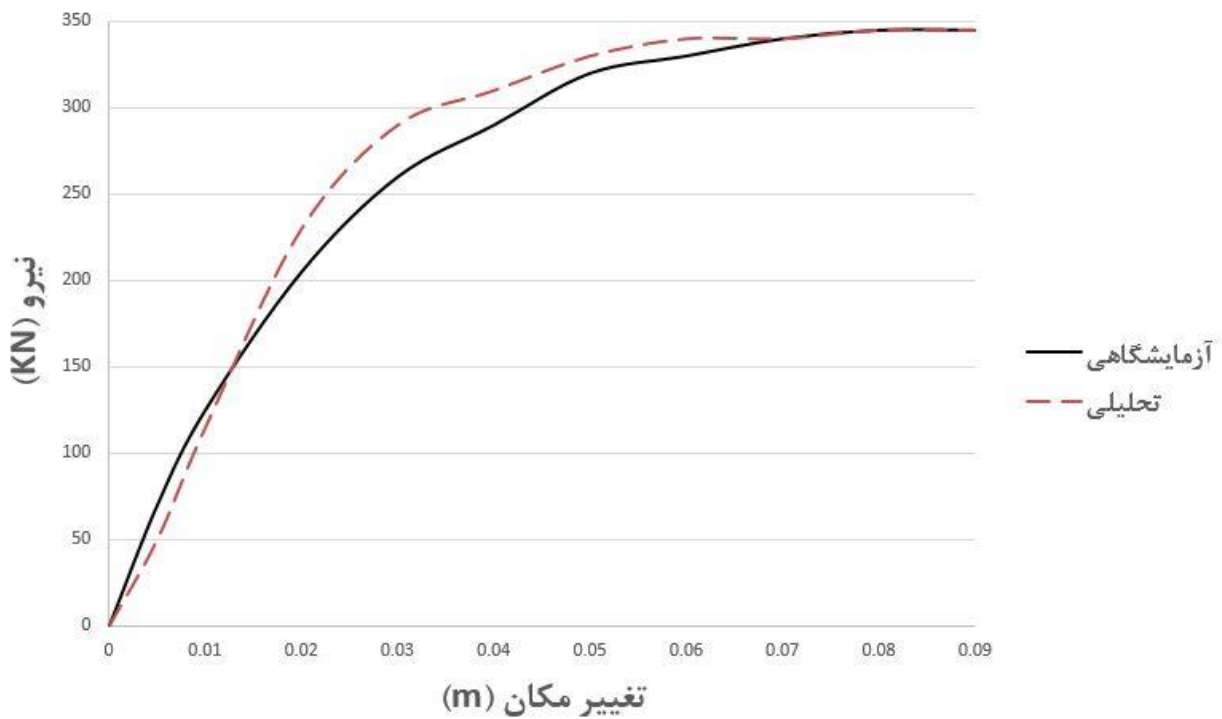
¹ Veccio

² Emara

نیرو-تغییر مکان آن رسم شده است. در شکل ۳-۱۰ این نمودار با نتایج به دست آمده از تحلیل پوش اور توسط نرم افزار اپنسیس مقایسه شده است [۵۶].



شکل ۳-۹ قاب مدل شده در آزمایشگاه [۵۶]



شکل ۳-۱۰ نمودار های پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی [۵۶]

با بررسی نمودارهای به دست آمده در شکل ۳-۱۰ می توان به این نتیجه رسید که رفتار سازه مدل شده در نرم افزار به رفتار واقعی قاب بسیار نزدیک بوده و از صحت مدل سازی اطمینان حاصل می شود.

بعد از این مرحله سازه های طراحی شده، در نرم افزار اپنسیس مدل شده و جهت اطمینان از مدل سازی، پریود ساختمان های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ مدل شده در ایتبس با مقادیر به دست آمده از اپنسیس مقایسه می شوند. در جدول ۳-۸ نتایج به دست آمده از تحلیل ها آمده است. با توجه به نتایج می توان به صحت مدل سازی در اپنسیس پی برد.

جدول ۳-۸ مقادیر مختلف دوره تناوب

تعداد طبقات	زمان تناوب سازه ها	
	پریود اپنسیس (s)	پریود ایتبس (s)
۱۵ طبقه	۱/۶۲۴	۱/۵۳
۲۵ طبقه	۲/۲۴۲	۲/۱۱۲
۳۵ طبقه	۲/۷۴۶	۲/۵۶

۳-۵ مشخصات شتاب نگاشت ها

در تحلیل دینامیکی افزایشی تعیین رکوردهای وارد بر سازه یکی از مهمترین عوامل می باشد چرا که نتایج بدست آمده از تحلیل وابستگی بسیاری به رکوردها دارند. رکوردها باید به گونه ای انتخاب شوند که در پایان تحلیل IDA نتایج به دست آمده بیانگر تمامی حالات رفتاری سازه (الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل) باشند. همچنین پارامترهای نوع خاک زمین نیز باید یکسان باشند تا از لحاظ ساختگاه ویژگی های مشابهی داشته باشند.

علاوه بر انتخاب رکورد، تعداد رکوردهای انتخابی نیز اهمیت بالایی دارند. هر چه تعداد بیشتر باشد نتایج حاصل از تحلیل‌ها عمومیت بیشتری پیدا می‌کنند. در این مطالعه از رکوردهای پیشنهادی آیین نامه FEMA-P695 با کمی اصلاح استفاده شده است [۵۷].

۳-۵-۱ هدف آیین‌نامه FEMA P695 برای تعیین یک مجموعه رکورد

ضمیمه A از آیین نامه FEMA P695 نحوه انتخاب کردن مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود را توضیح می‌دهد. این آیین‌نامه برای ارزیابی تخریب و فروریزش سازه‌های ساختمانی توسط آنالیز دینامیکی غیرخطی مجموعه رکورد خود را توصیه کرده است. بنا بر توصیه آیین‌نامه شتاب‌نگاشت‌ها باید به گونه‌ای باشند که برای ارزیابی احتمال آسیب‌پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگترین زلزله‌ی محتمل مناسب باشند. بنابراین شتاب‌نگاشت‌ها باید الزامات آیین‌نامه‌ی ASCE 7-10 را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه جهته برآورده کرده و به اندازه‌ی کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را منظور کرده و متناظر با سطح خطر MCE^1 باشند. همچنین شتاب‌نگاشت‌ها باید برای تحلیل انواع سازه‌ها مناسب باشند.

تعداد شتاب‌نگاشت‌ها در دقت نتایج حاصل از تحلیل بسیار مهم بوده و با افزایش شتاب‌نگاشت‌ها این نتایج دقیق‌تر می‌شوند. بنا به توصیه شوم و کرنل تعداد ۱۰ الی ۲۰ شتاب‌نگاشت دقت قابل‌قبولی را برای برآورد تقاضای آسیب‌پذیری سازه‌ها به دست می‌دهند [۵۸].

¹ Maximum Considered Earthquake

۳-۵-۲ دسته‌بندی رکوردها در آیین‌نامه FEMA P695

در آیین‌نامه FEMA P695 رکوردها به دو دسته دور از گسل^۱ و نزدیک به گسل^۲ دسته‌بندی شده‌اند. رکوردهایی که فاصله آن‌ها از محل گسل بیشتر از ۱۰ کیلومتر باشد به عنوان رکوردهای دور از گسل و رکوردهایی که فاصله آن‌ها از محل گسل کمتر از ۱۰ کیلومتر باشد به عنوان رکوردهای نزدیک گسل معرفی می‌شوند. رکوردهای نزدیک گسل خود نیز به ۲ دسته زیر تقسیم می‌شوند [۵۷]:

۱- رکوردهای نزدیک به گسل با پالس قوی (NF-Pulse)

۲- رکوردهای نزدیک به گسل بدون یک چنین پالسی (NF-No Pulse)

۳-۵-۳ طبقه‌بندی نوع خاک

بر اساس نوع سنگ و خاک زمین در آیین‌نامه‌های مختلف طبقه‌بندی‌های متفاوتی ارائه شده است. متوسط سرعت موج برشی خاک در عمق ۳۰ متر یکی از مهم‌ترین پارامترهایی است که در طبقه‌بندی‌ها لحاظ شده است. در آیین‌نامه FEMA P695 طبقه‌بندی نوع خاک رکوردها بر اساس آیین‌نامه NEHRP انجام شده است. در ادامه طبقه‌بندی نوع خاک بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ و NEHRP آورده شده است.

¹ Far Field

² Near Field

جدول ۳-۹ طبقه‌بندی نوع زمین در آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۵۴]

طبقه بندی نوع زمین	متوسط سرعت موج برشی خاک در عمق ۳۰ متر (m/sec)
I	$V_s \geq 750$
II	$375 \leq V_s \leq 750$
III	$175 \leq V_s \leq 375$
IV	$175 \geq V_s$

جدول ۳-۱۰ طبقه‌بندی نوع زمین در آیین‌نامه NEHRP [۵۹]

طبقه بندی نوع زمین	متوسط سرعت موج برشی خاک در عمق ۳۰ متر (m/sec)
A	$V_s \geq 1500$
B	$760 \leq V_s \leq 1500$
C	$360 \leq V_s \leq 760$
D	$180 \leq V_s \leq 360$
E	$180 \geq V_s$

همانطور که مشاهده شد با توجه به نوع خاک ساختگاه در آیین‌نامه ۲۸۰۰ تیپ III می باشد که معادل

خاک نوع D در آیین‌نامه NEHRP تعیین می‌شود.

۳-۵-۴ تحلیل شتابنگاشت‌ها

همانطور که گفته شد در آیین‌نامه FEMA P695 دو دسته رکورد ذکر شده است. جدول ۳-۱۱ و جدول ۳-۱۲ رکوردهای پیشنهادی این آیین‌نامه می‌باشند.

جدول ۳-۱۱ شتابنگاشت‌های دور از گسل آیین‌نامه FEMA P695 [۵۷]

شماره شتاب نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	NEHRP class
	بزرگا	سال	نام شتاب نگاشت		
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	D
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	D
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	D
۴	۷/۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector	C
۵	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	D
۶	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array #11	D
۷	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C
۸	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	D
۹	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	D
۱۰	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C
۱۱	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	D
۱۲	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	D
۱۳	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	D
۱۴	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	D
۱۵	۷/۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	Abbar	C
۱۶	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	D
۱۷	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)	D
۱۸	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D
۱۹	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	D
۲۰	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiw	TCU045	C
۲۱	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - HollywoodStor	D
۲۲	۶/۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	Tolmezzo	C

جدول ۳-۱۲ شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل FEMA P695 [۵۷]

شماره شتاب نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	NEHRP class
	بزرگا	سال	نام شتاب نگاشت		
Pulse Records Subset					
۱	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	D
۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	D
۳	۶/۹	۱۹۸۰	Irpinia, Italy-01	Sturno	B
۴	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	D
۵	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Saratoga - Aloha	C
۶	۶/۷	۱۹۹۲	Erzican, Turkey	Erzincan	D
۷	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Petrolia	C
۸	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Lucerne	C
۹	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	D
۱۰	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Sylmar - Olive View	C
۱۱	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Izmit	B
۱۲	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	D
۱۳	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	C
۱۴	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Duzce	D
No Pulse Records Subset					
۱۵	۶/۸	۱۹۸۶	Gazli, USSR	Karakyr	C
۱۶	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Corner	D
۱۷	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua	D
۱۸	۶/۸	۱۹۸۵	Nahanni, Canada	Site 1	C
۱۹	۶/۸	۱۹۸۵	Nahanni, Canada	Site 2	C
۲۰	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	BRAN	C
۲۱	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Corralitos	C
۲۲	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Cape Mendocino	C
۲۳	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	LA - Sepulveda VA	C
۲۴	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge - Saticoy	D
۲۵	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Yarimca	D
۲۶	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU067	C
۲۷	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU084	C
۲۸	۷/۹	۲۰۰۲	Denali, Alaska	TAPS Pump Sta. #10	C

در اینجا رکوردهایی که نوع خاک آن‌ها با خاک ساختگاه یکسان می‌باشند، انتخاب شده و توسط نرم افزار SeismoSignal تحلیل می‌شوند. همانگونه که در فصل ۲ گفته شد بهترین روش برای شناسایی محتوای فرکانسی یک شتاب نگاشت طیف دامنه فوریه^۱ می‌باشد. در اینجا با توجه به طیف دامنه فوریه و همچنین پریود-متوسط^۲ دامنه فوریه، شتاب‌نگاشت‌ها به دو دسته شتاب‌نگاشت‌های پریود بلند و پریود کوتاه تفکیک می‌شوند. در نرم افزار SeismoSignal پریود متوسط توسط رابطه ی (۳-۳) محاسبه می‌شود.

$$T_m = \frac{\sum_i C_i^2 \cdot \left(\frac{1}{f_i}\right)}{\sum_i C_i^2} \quad \text{for} \quad 0.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 20 \text{ Hz} \quad (3-3)$$

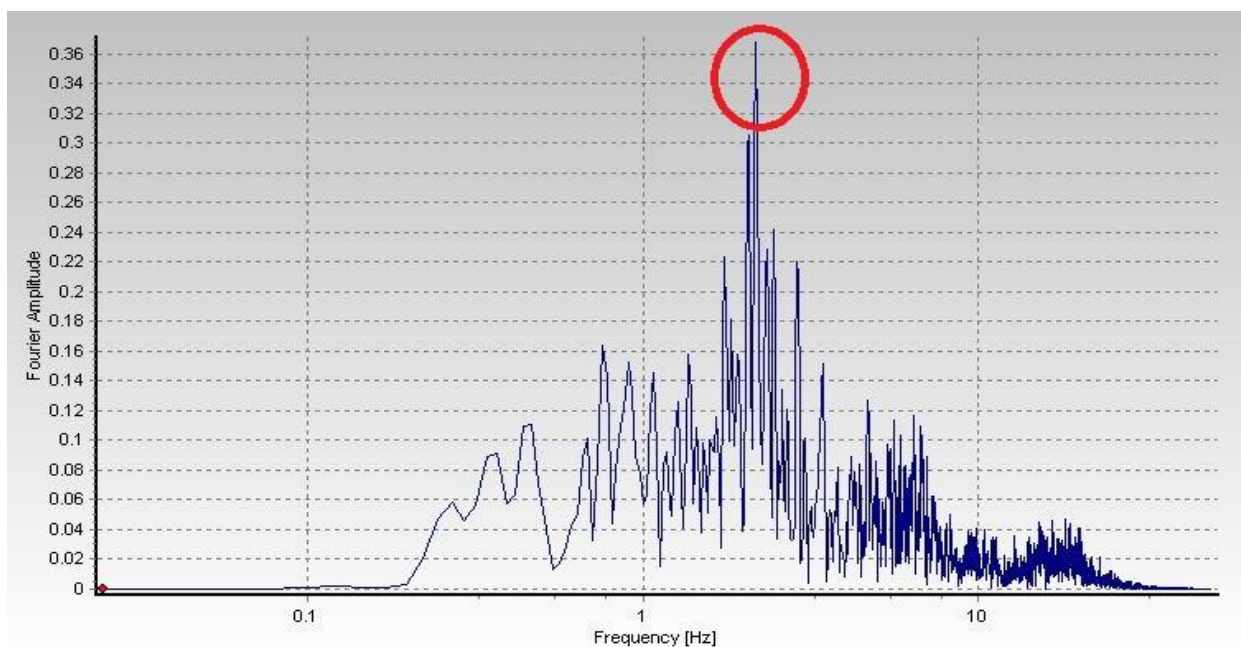
C_i : دامنه فوریه کل شتاب نگاشت

f_i : تبدیل فوریه گسسته فرکانس های بین ۰/۲۵ و ۲۰ هرتز

در این مطالعه در صورتی که پریود متوسط دامنه فوریه شتاب‌نگاشت بیشتر از یک باشد و همچنین بیشترین مقدار دامنه فوریه در فرکانس کمتر از یک قرار داشته باشد، این شتاب‌نگاشت در دسته رکوردهای پریود بلند قرار داده می‌شود. برای شتاب‌نگاشت با پریود کوتاه بالعکس می‌باشد. به طور مثال شکل ۳-۹ و شکل ۳-۱۰ مربوط به یک شتاب‌نگاشت با پریود کوتاه می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود پریود متوسط دامنه فوریه کمتر از یک می‌باشد و بیشترین مقدار دامنه فوریه این رکورد در فرکانس بالای یک قرار دارد. همچنین شکل ۳-۱۱ و شکل ۳-۱۲ مربوط به یک شتاب نگاشت با پریود بلند می‌باشد. مشاهده می‌شود پریود متوسط دامنه فوریه بیشتر از یک می‌باشد و بیشترین مقدار دامنه فوریه در فرکانس کمتر از یک قرار دارد.

¹ Fourier Amplitude

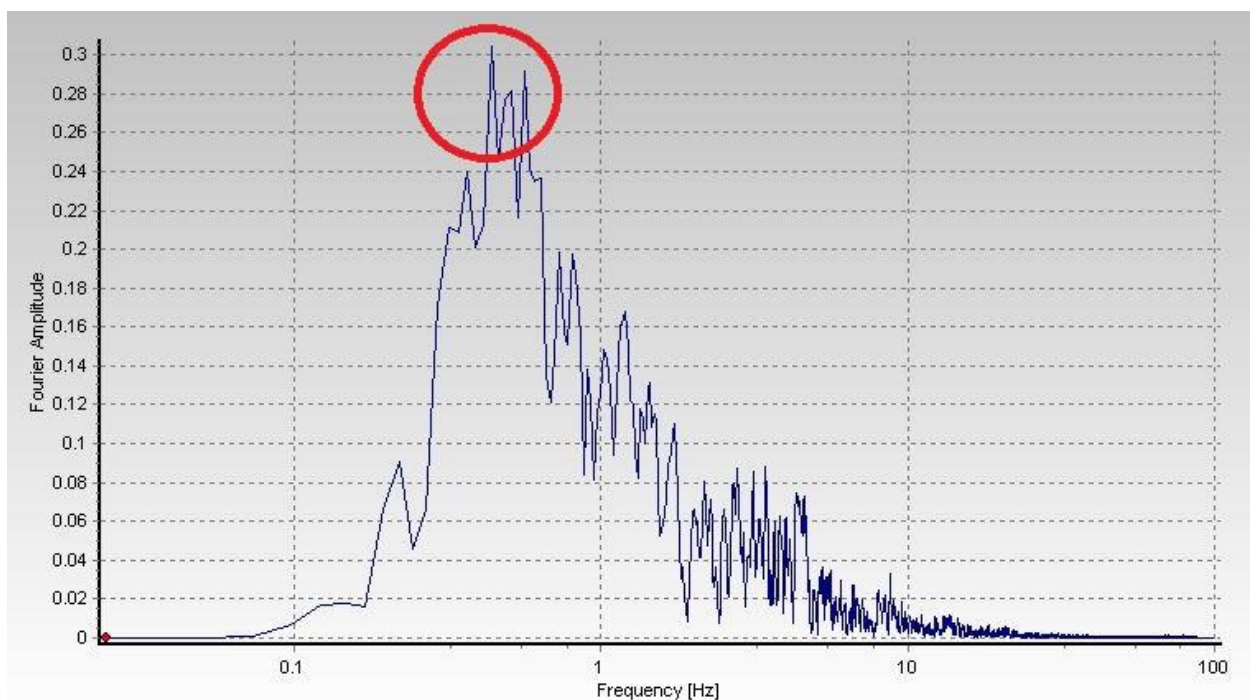
² Mean period



شکل ۳-۹ طیف دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود کوتاه

Parameter	Corrected Accelerogram
A95 parameter (g)	0.43845
Predominant Period (sec)	0.46000
Mean Period (sec)	0.48416
Max Incremental Velocity (cm/sec)	46.10242
Damage Index((g) ^c)	3.82384
Number of Effective Cycles	4.25427

شکل ۳-۱۰ پریود متوسط دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود کوتاه



شکل ۱۱-۳ طیف دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود بلند

Parameter	Corrected Accelerogram
A95 parameter (g)	0.51397
Predominant Period (sec)	0.30000
Mean Period (sec)	1.38396
Max Incremental Velocity (cm/sec)	137.38936
Damage Index((g) ^c)	0.77833
Number of Effective Cycles	1.23310

شکل ۱۲-۳ پریود متوسط دامنه فوریه شتاب نگاشت پریود بلند

شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده از FEMA P695 به روش بالا دسته بندی شده‌اند. همچنین به دلیل کم بودن رکوردهای پریود بلند، با توجه به ویژگی‌های ذکر شده در آیین‌نامه FEMA P695، از پایگاه داده زمین‌لرزه^۱ PEER تعداد ۲۹۲ شتاب‌نگاشت برای انجام آنالیز IDA استخراج شد. این شتاب‌نگاشت‌ها به صورت مجزا آنالیز شده و از بین آن‌ها ۹ رکورد پریود بلند انتخاب شده است. در این مطالعه انتخاب رکوردها بدون در نظر گرفتن فاصله از گسل انجام شده است. در ادامه رکوردهای پریود کوتاه و پریود بلند استفاده شده در تحلیل‌ها، آورده شده است.

جدول ۳-۱۳ شتاب‌نگاشت‌های پریود کوتاه

شماره شتاب‌نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	جهت انتشار	پریود متوسط (s)
	بزرگا	سال	نام شتاب‌نگاشت			
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	MUL009	۰/۷۴
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	LOS000	۰/۵۹
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	BOL000	۰/۵۴
۴	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array #11	E11140	۰/۴۴
۵	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	SHI000	۰/۷۵
۶	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	LN	۰/۴۲
۷	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	CAP000	۰/۴۹
۸	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	G03000	۰/۳۷
۹	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)	POE270	۰/۴۸
۱۰	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	RIO360	۰/۴۴
۱۱	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - HollywoodStor	PEL180	۰/۳۵
۱۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua	CHI012	۰/۵۷
۱۳	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Corner	BCR140	۰/۴۸
۱۴	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge - Saticoy	STC090	۰/۶
۱۵	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	RRS228	۰/۷۶

¹ Pacific Earthquake Engineering Research

جدول ۳-۱۴ شتاب‌نگاشت‌های پریود بلند

شماره شتاب‌نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	جهت انتشار	پریود متوسط (s)
	بزرگا	سال	نام شتاب‌نگاشت			
۱	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	E	۱/۰۵
۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	E06230	۱/۲۳
۳	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	E07230	۱/۳
۴	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	PTS225	۱/۱
۵	۶/۷	۱۹۹۲	Erzican, Turkey	Erzincan	ERZ-NS	۱/۳۸
۶	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	E	۱/۱۲۹
رکورد های انتخاب شده از پایگاه داده PEER						
۷	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Anaheim - W Ball Rd	WBA000	۱/۱۶
۸	۶/۵	۱۹۵۴	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	FRN044	۱/۲۴
۹	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Buena Park - La Palma	BPK090	۱/۲۶
۱۰	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro - Meloland Geot. Array	EMO270	۱/۷۸
۱۱	۶/۳	۱۹۸۰	Victoria_ Mexico	Chihuahua	CHI192	۱/۰۹
۱۲	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Inglewood - Union Oil	ING000	۱/۲۵
۱۳	۶/۶	۱۹۶۸	Borrego Mtn	El Centro Array #9	ELC180	۱/۳۳
۱۴	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Downey - Co Maint Bldg	DWN000	۱/۲۵
۱۵	۶/۳	۱۹۸۰	Victoria_ Mexico	Victoria Hospital Sotano	HPB000	۱/۰۲

۳-۶ سطوح خرابی

چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل در آیین نامه HAZUS MR5 معرفی شده است. مقدار حداکثر جابه‌جایی نسبی برای سطوح خرابی مختلف سازه‌های بتنی ویژه در جدول ۳-۱۵ آمده است. این مقادیر بیانگر حد فراگذشت از یک سطح خرابی می‌باشد [۸].

جدول ۳-۱۵ میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۸]

نوع سازه	دریافت در آستانه خرابی			
	خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل
کوتاه	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۸
متوسط	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۶۷	۰/۰۲	۰/۰۵۳۳
بلند	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۴

۳-۷ تحلیل دینامیکی فزاینده IDA^۱

پس از مدل‌سازی ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه در اپنسیس، با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده آنالیز IDA صورت می‌گیرد. آنالیز IDA به عنوان یک روش معمول در زمینه مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیشتر و یا کم تر نمایش دادن حرکت‌های زمین از آن چه در محل مورد نظر ثبت شده است، به کار می‌رود. به همین منظور در تحلیل سازه‌ها تحت رکوردهای پی‌ریود کوتاه گام‌های تحلیل ۰/۱ در نظر گرفته شده است و تا ۱/۵g ادامه پیدا می‌کند. همچنین در تحلیل تحت

¹ Incremental Dynamic Analysis

رکوردهای پریود بلند، گام‌ها به ۰/۰۵ کاهش پیدا می‌کند. پس از انجام تحلیل‌ها با استفاده از نتایج، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های مدل شده ترسیم می‌گردد.

۳-۸ ترسیم منحنی‌های شکنندگی

همانطور که در فصل ۲ گفته شد، روش‌های متفاوتی برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی وجود دارد. در این پژوهش از روش تحلیلی برای ترسیم منحنی‌ها استفاده شده است. پس از انجام تحلیل‌ها و بدست آوردن نتایج، با استفاده از یک توزیع مناسب منحنی‌های شکنندگی ترسیم می‌شوند. در روند ترسیم منحنی‌های شکنندگی، برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌ها بدست می‌آید یک توزیع احتمال در نظر گرفته می‌شود. برخی از این روش‌ها که بسیار پرکاربرد هستند، عبارت‌اند از توزیع یکنواخت، توزیع نرمال، توزیع لوگ نرمال، توزیع گاما و توزیع بتا. در اینجا از توزیع لوگ نرمال استفاده شده است.

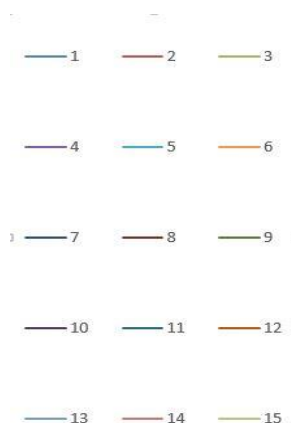
فصل ۴: تجزیه و تحلیل نتایج

۴-۱ مقدمه

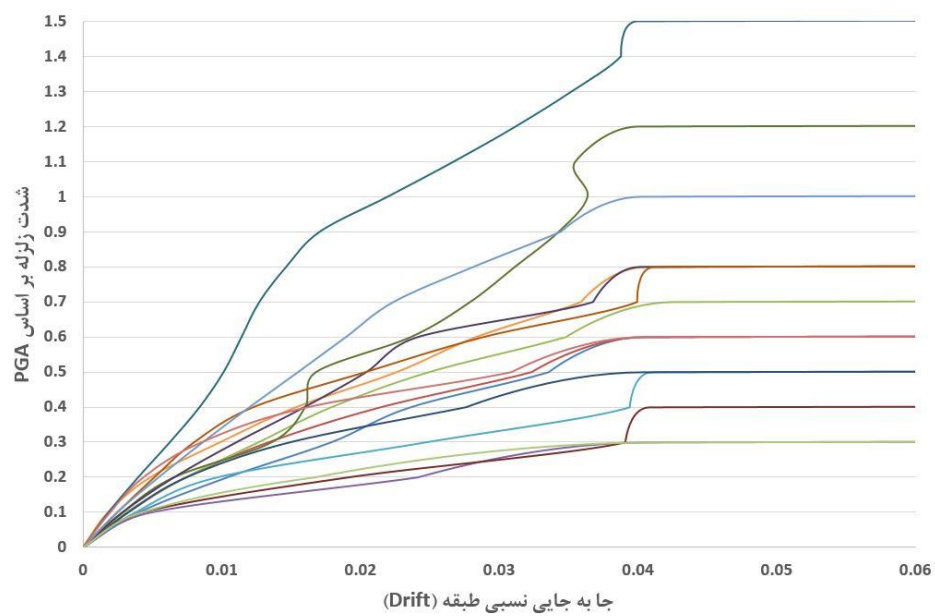
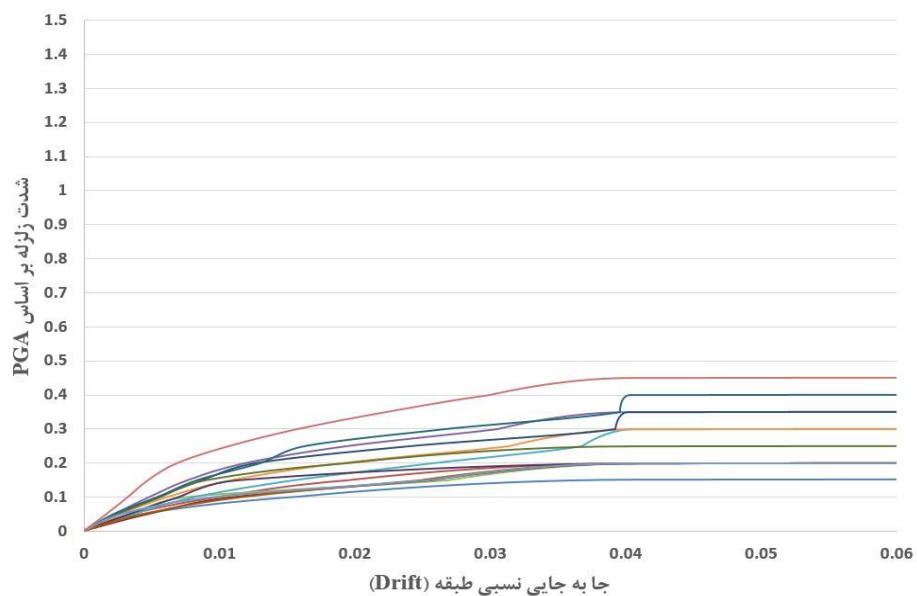
در این فصل با استفاده از نتایج به دست آمده از تحلیل‌های IDA، منحنی‌های شکنندگی سه سازه مدل‌سازی شده تحت رکوردهای پریود بلند و پریود کوتاه ترسیم می‌شوند. سپس با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، نمودار میله‌ای میانه‌های شکنندگی ترسیم می‌شوند. در نهایت با استفاده از نتایج تحلیل‌ها تأثیرات زلزله‌های پریود کوتاه و پریود بلند بر سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

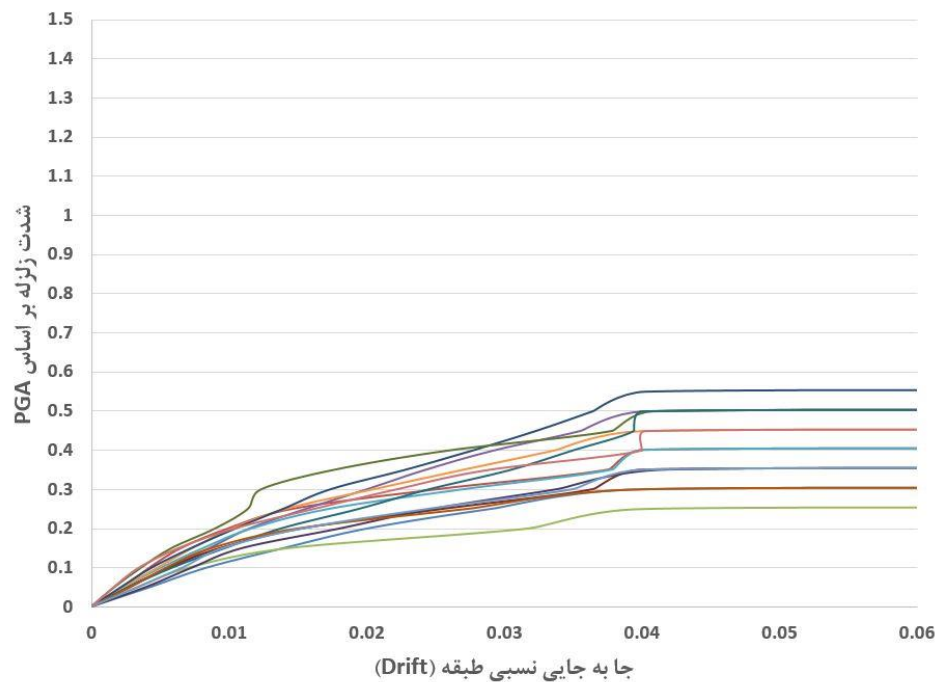
۴-۲ منحنی‌های IDA

نمودارهای IDA ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت رکوردهای پریود کوتاه و پریود بلند در شکل ۴-۲ الی شکل ۴-۷ آمده است. این نمودارها خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه‌های مدل‌سازی شده می‌باشند. هدف از رسم این نمودارها دستیابی به خرابی یا پاسخ‌های لرزه‌ای تحت زلزله‌های مختلف می‌باشد. رنگ‌های به کار رفته در منحنی‌های IDA هر کدام معرف یک رکورد زلزله می‌باشد که در شکل ۴-۱ آمده است. زلزله مربوط به هر شماره طبق جدول ۳-۱۳ و جدول ۳-۱۴ آورده شده است.

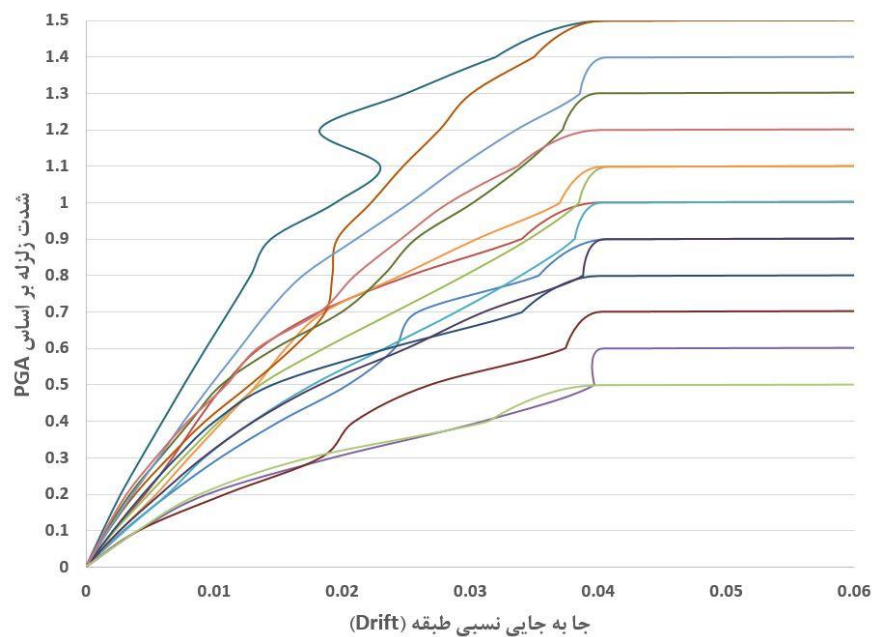


شکل ۴-۱ شماره‌گذاری رکوردهای زلزله

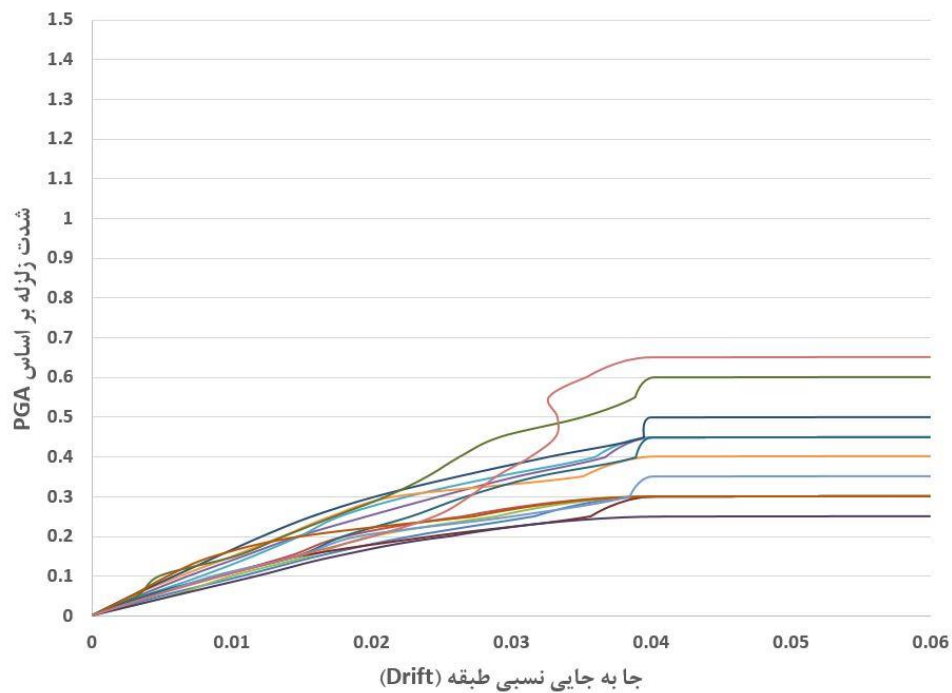




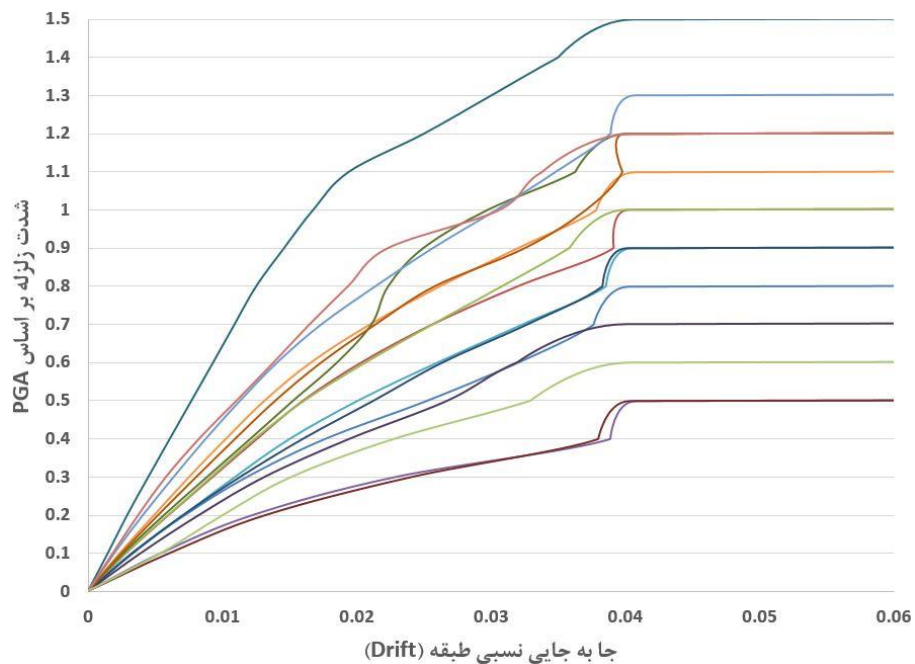
شکل ۴-۴ منحنی های IDA ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند



شکل ۴-۵ منحنی های IDA ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود کوتاه



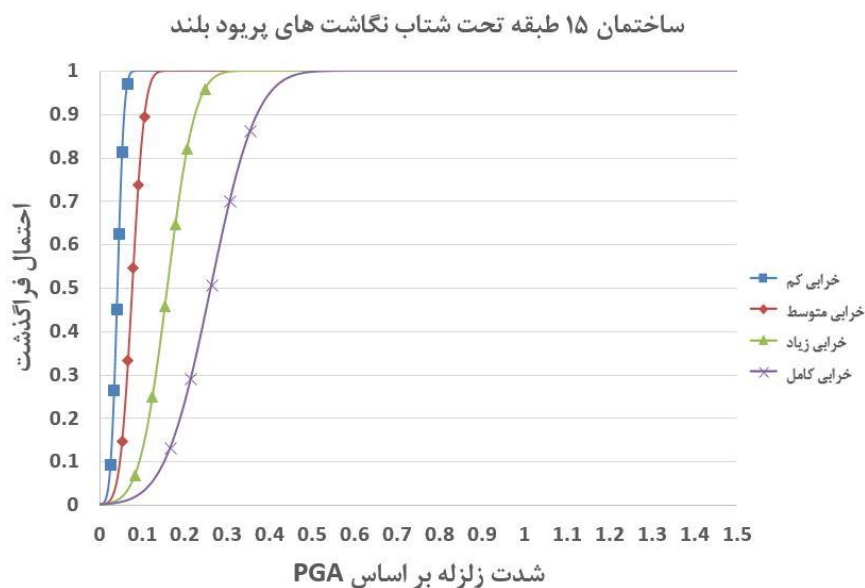
شکل ۴-۶ منحنی های IDA ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند



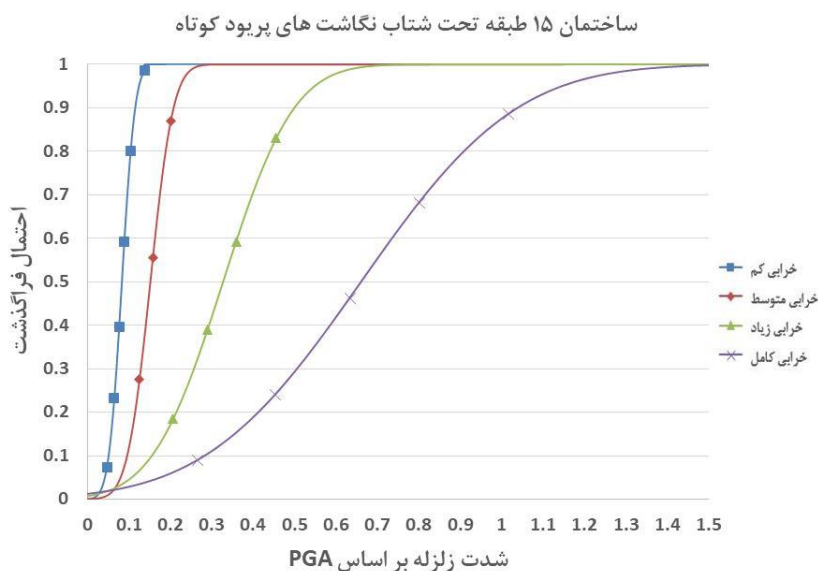
شکل ۴-۷ منحنی های IDA ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود کوتاه

۳-۴ منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها

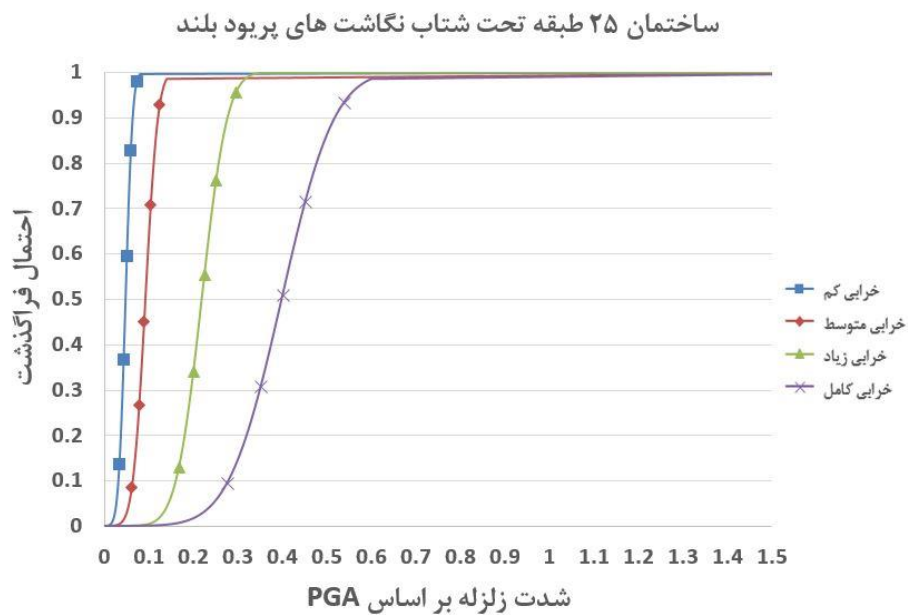
با استفاده از توزیع لوگ‌نرمال منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های پریود بلند و پریود کوتاه طبق شکل ۴-۸ الی شکل ۴-۱۳ ترسیم شده است.



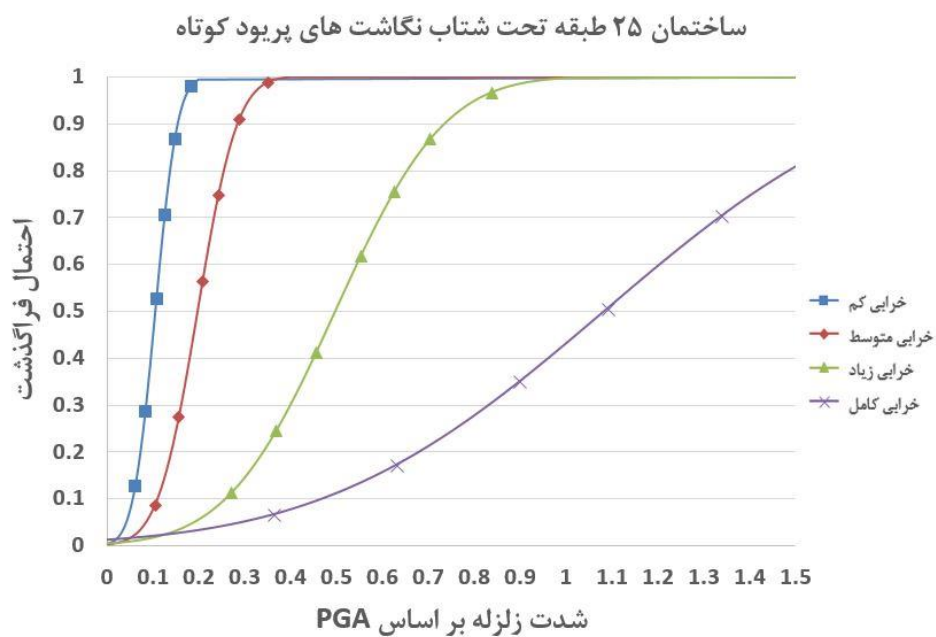
شکل ۴-۸ منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند



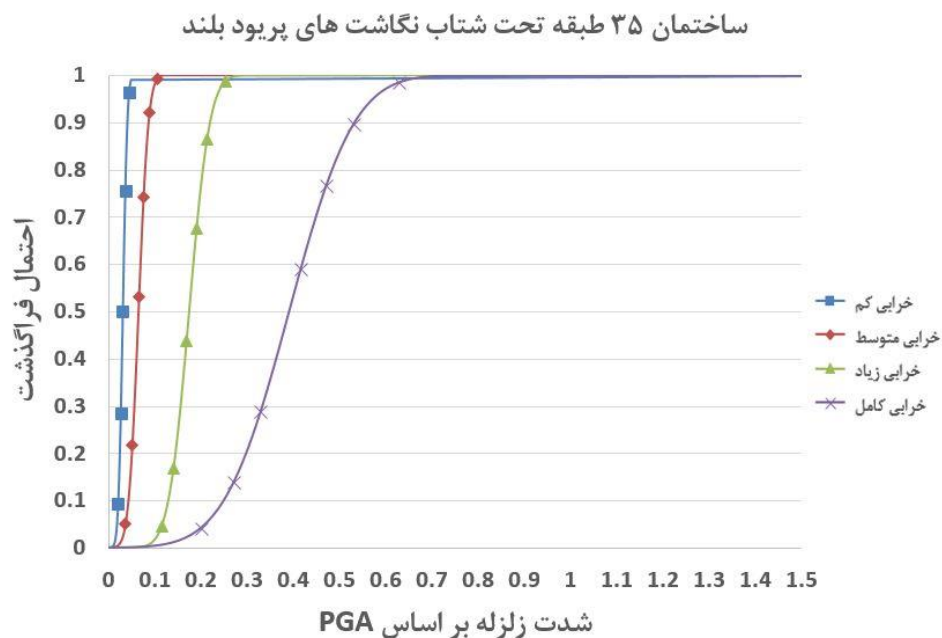
شکل ۴-۹ منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه



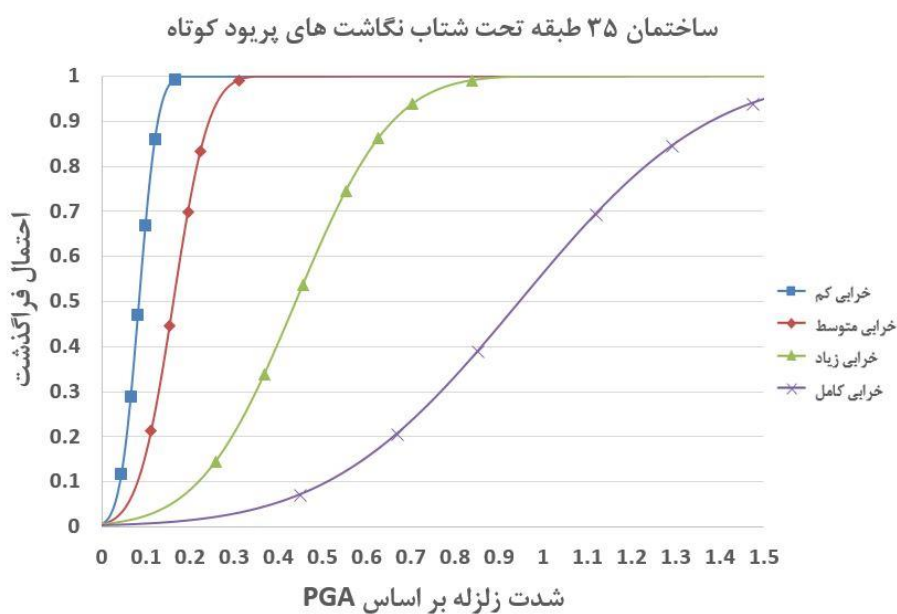
شکل ۴-۱۰ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند



شکل ۴-۱۱ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه



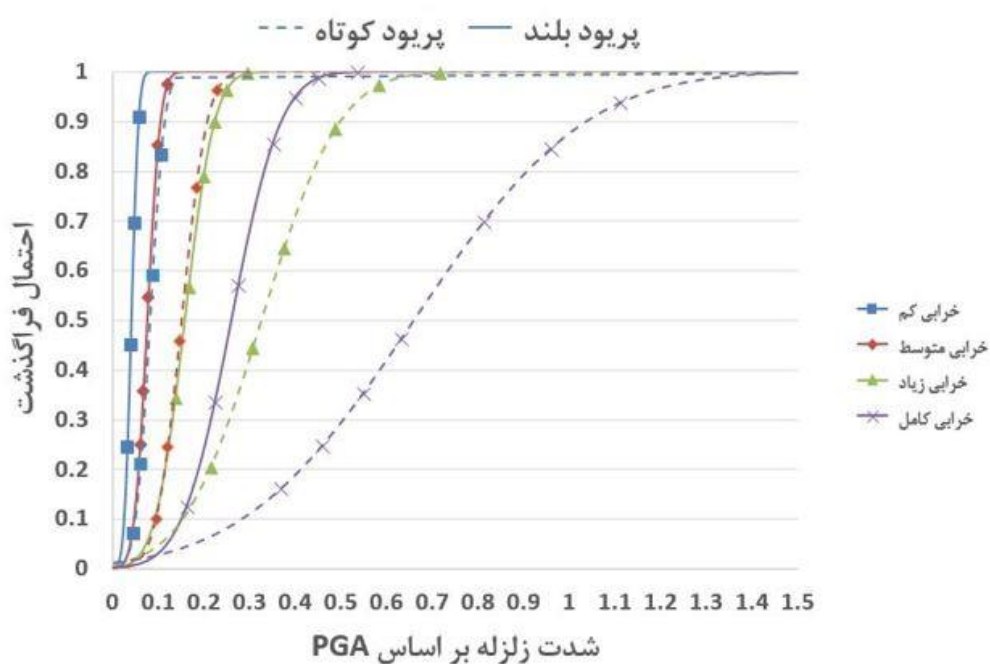
شکل ۱۲-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت زلزله پریود بلند



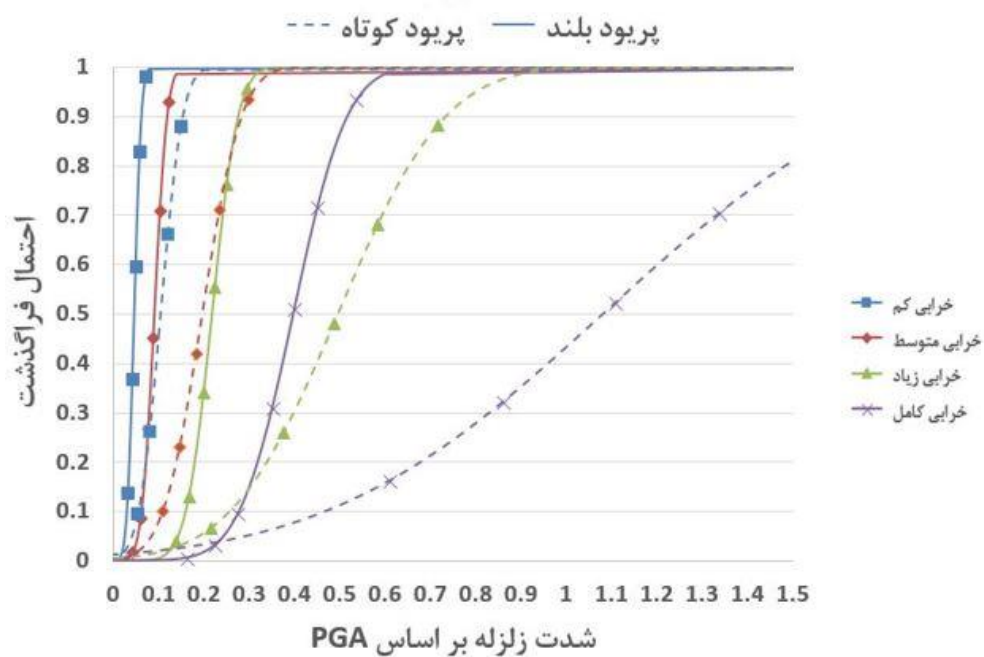
شکل ۱۳-۴ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت زلزله پریود کوتاه

۴-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها

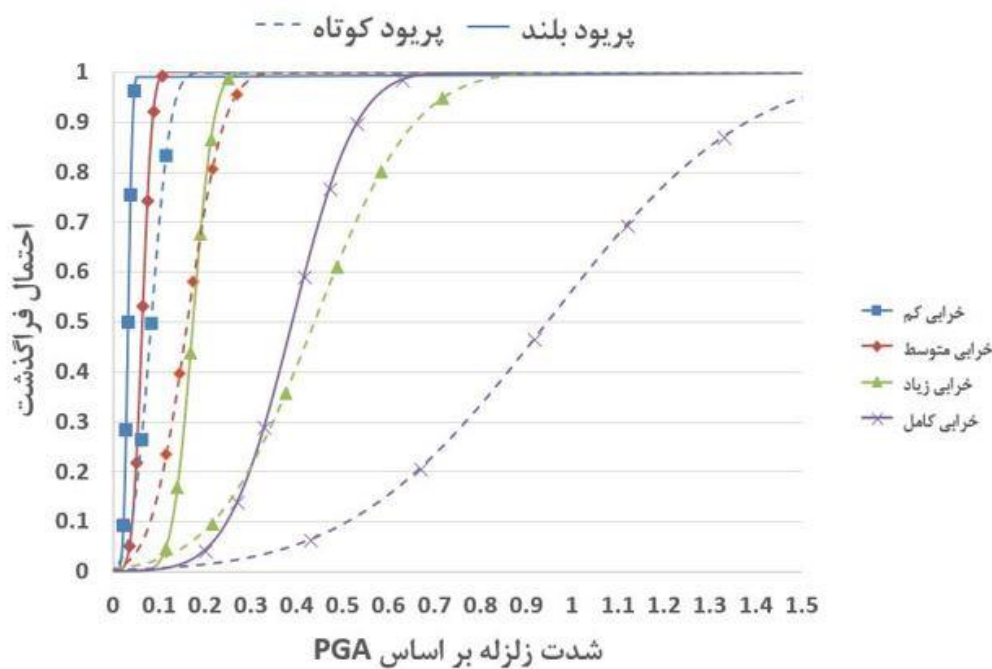
پس از ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شتاب نگاشت‌های مختلف حال نوبت به مقایسه آن‌ها می‌رسد. به منظور راحت‌تر شدن این مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها تحت شتاب نگاشت‌ها با پریودهای مختلف کنار هم قرار داده شده‌اند. در شکل ۴-۱۴ الی شکل ۴-۱۶ این نمودارها آمده است.



شکل ۴-۱۴ منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت شتاب نگاشت‌های پریود بلند و پریود کوتاه



شکل ۴-۱۵ منحنی های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند و پریود کوتاه



شکل ۴-۱۶ منحنی های شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه تحت شتاب نگاشت های پریود بلند و پریود کوتاه

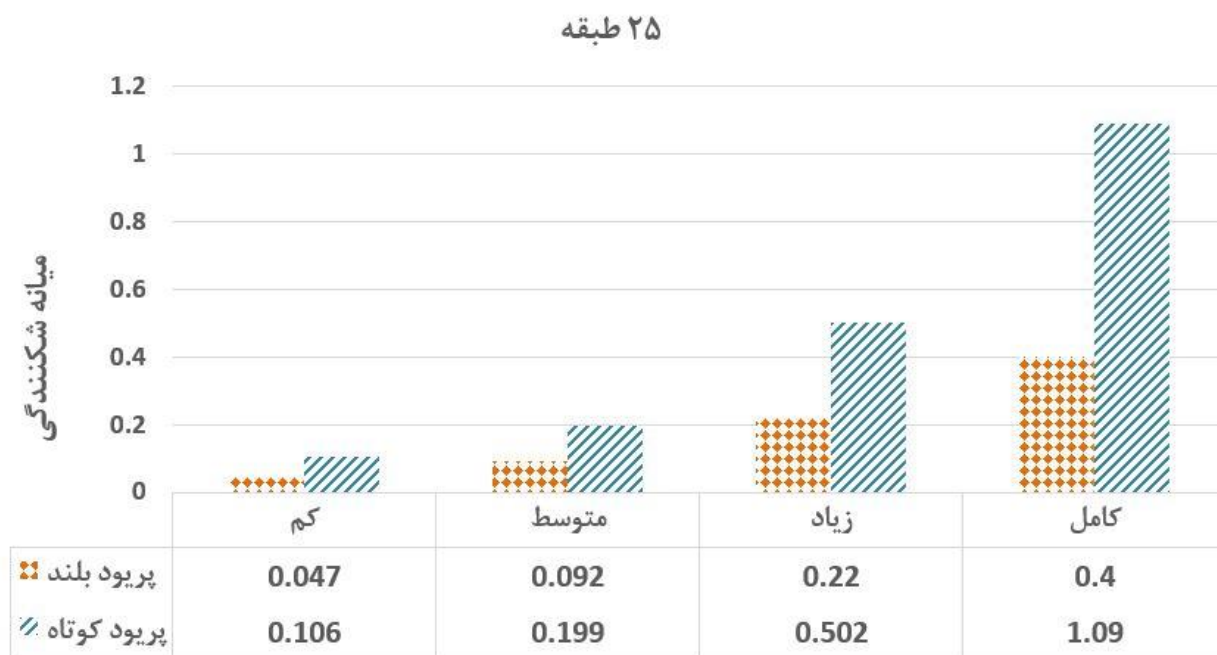
۵-۴ میانه‌های شکنندگی

میانه‌ی شکنندگی به میزان قدرت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح خرابی مختلف گفته می‌شود. برای محاسبه میانه شکنندگی، خطی افقی از نقطه احتمال فراگذشت ۵۰٪ بر روی محور قائم کشیده شده تا هر یک از منحنی‌ها قطع شود. سپس مقدار متناظر محل قطع منحنی‌ها بر روی محور افقی خوانده می‌شود. این مقدار شدت زلزله مورد نیاز برای فرا گذشت از احتمال ۵۰٪ سطوح خرابی مختلف می‌باشد.

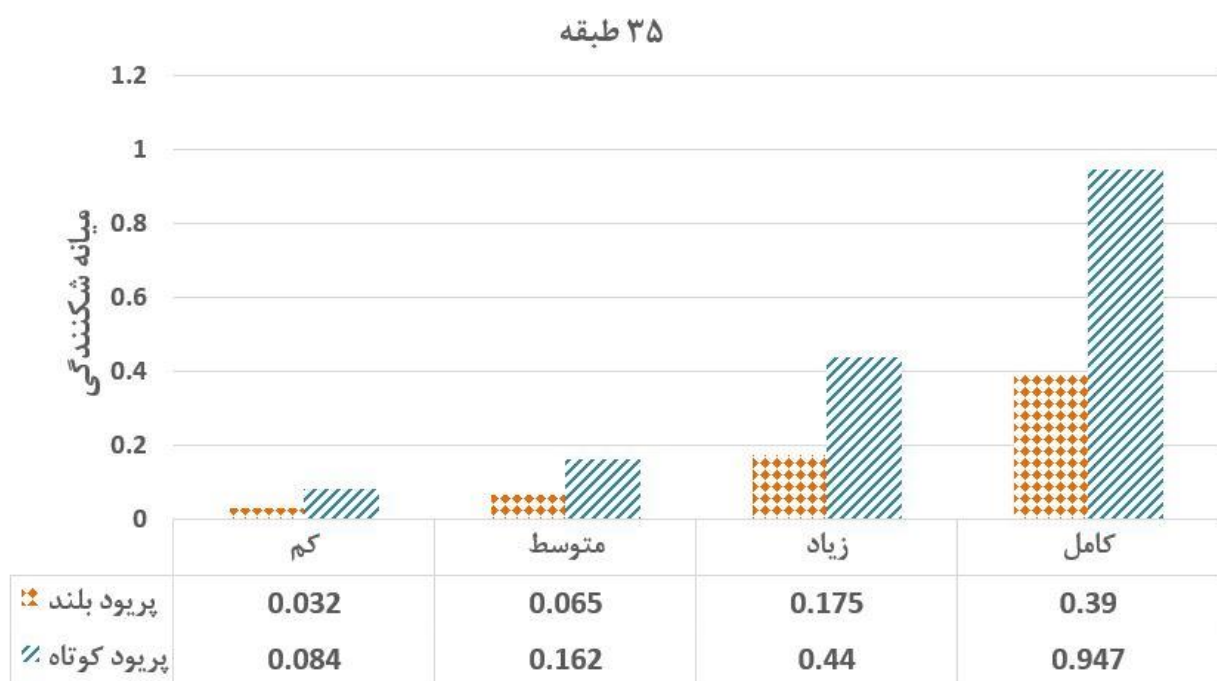
میانه‌های شکنندگی برای سه ساختمان مختلف تحت شتاب نگاشت‌های پریود بلند و پریود کوتاه محاسبه شده است. شکل ۴-۱۸ الی شکل ۴-۲۰ میانه‌های شکنندگی در سطوح خرابی مختلف به صورت نمودار میله‌ای آورده شده است.



شکل ۴-۱۷ میانه شکنندگی برای ساختمان ۱۵ طبقه



شکل ۴-۱۸ میانۀ شکنندگی برای ساختمان طبقه ۲۵



شکل ۴-۱۹ میانۀ شکنندگی برای ساختمان طبقه ۳۵

۴-۶ جمع بندی

همانطور که مشاهده شد، ابتدا نتایج تحلیل IDA استخراج شده و سپس با استفاده از نتایج آن و استفاده از توزیع لوگ نرمال، منحنی‌های شکنندگی ترسیم شدند. در نهایت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، میانه‌های شکنندگی در سطوح خرابی مختلف محاسبه گردید.

با توجه به منحنی‌های شکنندگی، میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت شتاب نگاشت‌های پریود بلند نسبت به شتاب‌نگاشت‌های پریود کوتاه بسیار بیشتر بوده.

فصل ۵: بحث و نتیجه گیری

۵-۱ مقدمه

همانطور که گفته شد امروزه ساختمان‌های بلند مرتبه بخش مهمی از معماری شهرهای بزرگ دنیا را فرا گرفته است. از همین رو ارزیابی‌های فنی بخش‌های مختلف این ساختمان‌ها به منظور جلوگیری از آسیب‌ها و ضررهای زیاد جانی و مالی، اهمیت زیادی دارد. به همین منظور در این مطالعه بخشی از عملکرد لرزه‌ای این نوع ساختمان‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

در این فصل با استفاده از تحلیل‌های صورت گرفته و خروجی‌های به دست آمده از تحلیل‌ها، عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های پریود بلند و پریود کوتاه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۵-۲ مروری بر این پژوهش

همانطور که گفته شد، هدف این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه توسط منحنی‌های شکنندگی می‌باشد. به همین منظور ابتدا سه ساختمان ۱۵، ۲۵ و ۳۵ در نرم افزار ایتبس^۱ مدل‌سازی و طراحی شده‌اند. سپس با استفاده از نرم افزار اپنسیس و شتاب نگاشت‌های انتخاب شده، این مدل‌ها مورد آنالیز دینامیکی غیر خطی (IDA) قرار گرفتند. این شتاب‌نگاشت‌ها در شدت‌های مختلف زلزله، در بازه $0.05g$ تا $1.5g$ مقیاس شدند.

¹ ETABS

در انتهای این تحلیل‌ها جابه‌جایی نسبی طبقات (Drift) ثبت شد و با استفاده از آن‌ها منحنی‌های IDA و بعد از آن منحنی‌های شکنندگی رسم شدند. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، میانه‌های شکنندگی محاسبه شده و در نهایت به صورت نمودار میله‌ای ترسیم شدند.

در ادامه با توجه به منحنی‌ها و نمودارهای رسم شده در فصل چهارم، نتایج کاربردی پژوهش استخراج شده و پیشنهادهایی برای پژوهش‌های بعدی ارائه می‌گردد.

۳-۵ تفسیر منحنی‌های شکنندگی

با توجه به منحنی‌های شکنندگی در فصل چهارم می‌توان دریافت که به طور کلی رفتار ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه زلزله‌های پریود بلند و پریود کوتاه به یک صورت بوده. ساختمان‌های مدل شده تحت شتاب‌نگاشت‌های پریود بلند به نسبت شتاب نگاشت‌های پریود کوتاه، در زلزله با شدت کمتری دچار شکنندگی در سطوح خرابی مختلف می‌شوند. در سطح خرابی کم این اختلاف ناچیز بوده و در سطوح خرابی متوسط، زیاد و کامل اختلاف زیاد می‌شود. با توجه به منحنی‌های شکنندگی، اختلاف میزان شکنندگی در زلزله با شدت کمتر از $0.2g$ کم می‌باشد و در زلزله‌های با شدت بیشتر از $0.2g$ این اختلاف زیاد شده و میزان شکنندگی تحت شتاب-نگاشت‌های پریود بلند، بسیار بیشتر می‌شود.

با توجه به نمودارهای میانه شکنندگی با افزایش شدت زلزله، اختلاف میانه‌ها در سطوح خرابی مختلف تحت شتاب نگاشت‌های پریود بلند و پریود کوتاه، بیشتر می‌شود. با بررسی نمودارهای میانه شکنندگی می‌توان دریافت در سطح خرابی کم اختلاف میانه‌ها در ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه به ترتیب 0.049 ، 0.059 و 0.052 می‌باشد. به همین ترتیب اختلاف میانه‌های شکنندگی در سطح خرابی متوسط 0.076 ، 0.107 و 0.097

و در سطح خرابی زیاد ۰/۱۷، ۰/۲۸۲ و ۰/۲۶۵ می باشد. بیشترین اختلاف میانه های شکنندگی در سطح خرابی کامل رخ می دهد که در ساختمان های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه به ترتیب ۰/۳۹۹، ۰/۶۹ و ۰/۵۵۷ می باشد.

با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم دریفت مجاز طبقات برای ساختمان های با قاب خمشی ویژه بتنی برابر ۰/۰۰۳۶ می باشد. دریفت مجاز آیین نامه ۲۸۰۰ بین محدوده ی خرابی ناچیز (۰/۰۰۲۵) و خرابی متوسط (۰/۰۰۵) برای قاب خمشی بتنی ویژه قرار گرفته است. با توجه به میانه های شکنندگی، در این محدوده اختلاف بین میانه ها تحت زلزله پریود بلند و زلزله پریود کوتاه کم بوده است.

۴-۵ نتیجه گیری

با بررسی فصل سوم و چهارم این پژوهش نتایج اینگونه خواهد بود:

(۱) با توجه به مسائل اقتصادی و الزامات معماری، طراحی ساختمان های بلند مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه به دلیل ابعاد بزرگ تیرها و ستون ها توصیه نمی شود.

(۲) با توجه به منحنی های IDA شتاب نگاشت های پریود بلند، نتایج به دست آمده از تحلیل رکورد-های نزدیک گسل و دور از گسل، در یک محدوده قرار گرفته اند. از همین رو فاصله از گسل در نتایج تحلیل ها تأثیر گذار نمی باشد.

(۳) با توجه به منحنی های شکنندگی، ساختمان های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله های پریود بلند نسبت به زلزله های پریود کوتاه، آسیب پذیرتر هستند. اختلاف میزان شکنندگی در ساختمان های ۲۵ و ۳۵ طبقه نسبت به ساختمان ۱۵ طبقه بیشتر می باشد.

۴) اختلاف میزان شکنندگی ساختمان ها تحت زلزله های پریود بلند و پریود کوتاه در سطح خرابی کم، ناچیز بوده و اختلاف چندانی ندارد. با افزایش شدت زلزله، ساختمان ها تحت زلزله های پریود بلند آسیب پذیرتر می شوند. بیشترین اختلاف میزان شکنندگی در سطح خرابی کامل رخ می دهد.

۵) . در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، میانه های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت زلزله های پریود بلند نسبت به زلزله های پریود کوتاه به ترتیب 0.49% ، 0.49% ، 0.51% و 0.60% کاهش یافته است. به همین ترتیب برای ساختمان ۲۵ طبقه 0.55% ، 0.53% ، 0.56% و 0.63% و برای ساختمان ۳۵ طبقه 0.62% ، 0.60% ، 0.60% و 0.59% میانه های شکنندگی کاهش یافته است.

۶) به طور کلی هر سه ساختمان با توجه به نزدیک بودن پریود طبیعی آن ها به پریود متوسط زلزله های پریود بلند، تحت این نوع زلزله ها بسیار آسیب پذیرتر هستند. همچنین در سطح خرابی زیاد و کامل که خسارات مالی و جانی بسیار زیاد می باشد، اختلاف آسیب پذیری بسیار زیاد شده، از همین رو این موضوع اهمیت بالایی پیدا می کند و مستلزم توجه بیشتر می باشد.

۷) با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم، اختلاف میانه ها در محدوده ی دریافت مجاز قاب های خمشی بتنی ویژه کم بوده است. با توجه به آسیب پذیرتر شدن ساختمان ها در سطوح خرابی زیاد و کامل تحت زلزله های پریود بلند، طرح ضوابط خاص برای این دسته از ساختمان ها به منظور جلوگیری از آسیب های مالی و جانی گسترده امری ضروری می باشد.

۵-۵ پیشنهادها

- در این پژوهش از زلزله‌هایی که در سراسر جهان رخ داده، استفاده شده است. به منظور محاسبه میزان آسیب‌پذیری سازه‌های پریود بلند ساخته شده در کشور تحت زلزله‌های پریود بلند، می‌توان تاریخچه‌ی زلزله‌های رخ داده در منطقه را مورد بررسی قرار داد و احتمال رخ دادن زلزله‌های پریود بلند را محاسبه کرد. با استفاده از نتایج به دست آمده و تعداد سازه‌های پریود بلند، میزان آسیب‌پذیری منطقه در صورت رخ دادن زلزله پریود بلند محاسبه شود.
- در این مطالعه تنها ساختمان‌های بلند بتنی با سیستم قاب خمشی ویژه مورد بررسی قرار گرفته است که با توجه به طیف گسترده سیستم‌های باربر لرزه‌ای ساختمان‌های بلند نظیر قاب خمشی همراه با هسته برشی و یا قاب خمشی مهاربندی شده، در آینده می‌توان بر روی عملکرد لرزه‌ای و میزان آسیب‌پذیری این سیستم‌ها تحقیق کرد و سپس به مقایسه نتایج سیستم‌های سازه‌ای مختلف پرداخت.
- ساختمان‌های بلند مرتبه یک عضوی از دسته‌ی سازه‌های پریود بلند می‌باشند. سازه‌های پریود بلند دیگری نظیر دکل‌های نفتی، مخازن ذخیره سازی، اسکله‌های دریایی و ... وجود دارند که با توجه به اهمیت این نوع سازه‌ها، می‌توان میزان آسیب‌پذیری آن‌ها تحت زلزله‌های پریود بلند را محاسبه کرد.

- [١] Ali, M.M. and K.S. Moon, "Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects". Architectural science review, 2007. **50**(3): p. 205-223.
- [٢] Koketsu, K. and H. Miyake, "A seismological overview of long-period ground motion". Journal of Seismology, 2008. **12**(2): p. 133-143.
- [٣] Shekari, M., N. Khaji, and M. Ahmadi, "On the seismic behavior of cylindrical base-isolated liquid storage tanks excited by long-period ground motions". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30** : (١٠) p. 968-980.
- [٤] Panella, D.S., M.E. Tornello, and C.D. Frau, "A simple and intuitive procedure to identify pulse-like ground motions". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017. **94**: p. 234-243.
- [٥] Rathje, E.M., N.A. Abrahamson, and J.D. Bray", "Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998. **124**(2): p. 150-159.
- [٦] Akkar, S., H. Sucuoğlu, and A. Yakut, "Displacement-based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings". Earthquake Spectra, 2005. **21**(4): p. 901-927.
- [٧] Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian. "Building fragility relationships for California". in Proceedings of the Fifth US National Conference on Earthquake Engineering. 1٩٩٤
- [٨] MR5, H., "Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model". Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 2003.
- [٩] Council, A.T., "Earthquake damage evaluation data for California". 1985: Applied technology council.
- [١٠] Miller, I., M. Miller, and J.E. Freund, "John E. Freund's mathematical statistics with applications". 2014: Boston: Pearson.

- [۱۱] Ang, A.H. and W.H. Tang, "Probability concepts in engineering planning and design, vol. 2: Decision, risk, and reliability". JOHN WILEY & SONS, INC., 605 THIRD AVE., NEW YORK, NY 10158, USA, 1984, 608, 1984.
- [۱۲] Nowak, A.S. and K.R. Collins, "Reliability of structures". 2012: CRC Press.
- [۱۳] Mazzoni, S., F. McKenna, M.H. Scott, and G.L. Fenves, "OpenSees command language manual ".Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006. **264**.
- [۱۴] 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.
- [۱۵] حسینی, م. و ه. کنارنگی, "کاربرد نرم افزار اپنسیس". چاپ چهارم 1392. ed: انتشارات آزاده.
- [۱۶] 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". ۱۳۹۳, مؤسسه آموزش عالی پردیسان.
- [۱۷] FEMA, "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings". FEMA-351, 2000.
- [۱۸] Pekau, O., Z. Zielinski, and L. Lin, "Displacement and natural frequencies of tall building structures by finite story method". Computers & structures, 1995. **54**(1): p. 1-13.
- [۱۹] Sindel, Z., R. Akbaş, and S.S. Tezcan, "Drift control and damage in tall buildings". Engineering structures, 1996. **18**(12): p. 957-966.
- [۲۰] Li, Q., J. Fang, A. Jeary, and C. Wong, "Full scale measurements of wind effects on tall buildings". Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, 1998. **74**: p. 741-750.
- [۲۱] Li, Q., "Stability of tall buildings with shear-wall structures". Engineering structures, 2001. **23**(9): p. 1177-1185.
- [۲۲] Liu, D., Y. Yang, and Q. Li, "Optimum positioning of actuators in tall buildings using genetic algorithm". Computers & structures, 2003. **81**(32): p. 2823-2827.
- [۲۳] Liang, S., Q. Li, S. Liu, L. Zhang, and M. Gu, "Torsional dynamic wind loads on rectangular tall buildings". Engineering Structures, 2004. **26**(1): p. 129-137.

[۲۴] Montuori, G.M., E. Mele, G. Brandonisio, and A. De Luca, "Secondary bracing systems for diagrid structures in tall buildings". *Engineering Structures*, 2014. **75**: p. 477-488.

[۲۵] Lu, X., L. Xie, H. Guan, Y. Huang, and X. Lu, "A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees". *Finite Elements in Analysis and Design*, 2015. **98**: p. 14-25.

[۲۶] Love, J., T. Haskett, and B. Morava, "Effectiveness of dynamic vibration absorbers implemented in tall buildings". *Engineering Structures*, 2018. **176**: p. 776-784.

[۲۷] بخشی، ع. و م. انصاری، "بررسی رفتار لرزه ای ساختمان های بلند بتن مسلح با استفاده از توسعه منحنی های شکنندگی". هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۱۳۹۳.

[۲۸] Ariga, T., Y. Kanno, and I. Takewaki, "Resonant behaviour of base-isolated high-rise buildings under long-period ground motions". *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2006. **15**(3): p. 325-338.

[۲۹] Chung, Y.-L., T. Nagae, T. Hitaka, and M. Nakashima, "Seismic resistance capacity of high-rise buildings subjected to long-period ground motions: E-Defense shaking table test". *Journal of Structural Engineering*, 2010. **136**(6): p. 637-644.

[۳۰] Lignos, D., Y. Chung, T. Nagae, and M. Nakashima, "Numerical and experimental evaluation of seismic capacity of high-rise steel buildings subjected to long duration earthquakes". *Computers & Structures*, 2011. **89**(11-12): p. 959-967.

[۳۱] Saito, T., "Response of high-rise buildings under long period earthquake ground motions". *Int. J. Struct. Civil Eng. Res.*, 2016: p. 308-314.

[۳۲] Zhou, Y., T. Ping, S. Gong, and Y. Zhu, "An improved defining parameter for long-period ground motions with application of a super-tall building". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018. **۱۱۳**: p. 462-472.

[۳۳] Kennedy, R.P., C. Cornell, R. Campbell, S. Kaplan, and H. Perla, "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant". *Nuclear Engineering and Design*, 1980. **59**(2): p. 315-338.

- [٣٤] Kircher, C.A. and W. Martin, "Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shop on Continuing Action to Reduce losses from Earthquake". U.S. Geological Survey, 1993.
- [٣٥] Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian, "NCEER-ATC joint study on fragility of buildings". 1995.
- [٣٦] Singhal, A. and A.S. Kiremidjian, "Bayesian updating of fragilities with application to RC frames". Journal of structural Engineering, 1998. **124**(8): p. 922-929.
- [٣٧] Shinozuka, M., M.Q. Feng, J. Lee, and T. Naganuma, "Statistical analysis of fragility curves". Journal of engineering mechanics, 2000. **126**(12): p. 1224-1231.
- [٣٨] Tanaka, S., H. Kameda, N. Nojima, and S. Ohnishi. "Evaluation of seismic fragility for highway transportation systems". in Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering. 2000. Upper Hutt, New Zea-land.
- [٣٩] 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, 2000: p. 226-230.
- [٤٠] Reinhorn, A., R. Barron-Corverra, and A. Ayala. "Spectral evaluation of seismic fragility of structures". in Proceedings ICOSSAR. 2001.
- [٤١] Pagni, C.A., "Modeling of Structural Damage of Older Reinforced Concrete Components". 2003, University of Washington Seattle.
- [٤٢] Smyth, A.W., G.I. Altay, G. Deodatis, M. Erdik, G. Franco, P. Güllkan, H. Kunreuther, H. Luş, E. Mete, and N. Seeber, "Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation :Evaluating measures for apartment houses in Turkey". Earthquake Spectra, 2004. **20**(1): p. 171-203.
- [٤٣] Arizaga, G., "Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico". University of Puerto Rico, 2006.

[۴۴] Adom-Asamoah, M., "Generation of analytical fragility curves for Ghanaian non-ductile reinforced concrete frame buildings". International Journal of Physical Sciences, 2012. 7(19): p. 2735-2744.

[۴۵] Li, Y., R. Song, and J.W. Van De Lindt, "Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences". Journal of Structural Engineering, 2014. 140(12): p. 04014095.

[۴۶] Stewart, M.G., P.C. Ryan, D.J. Henderson, and J.D. Ginger, "Fragility analysis of roof damage to industrial buildings subject to extreme wind loading in non-cyclonic regions". Engineering Structures, 2016. 128: p. 333-343.

[۴۷] Hosseinpour, F. and A. Abdelnaby, "Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017. 98: p. 222-234.

[۴۸] پهلوان, ح., "پایان نامه ارشد "کنترل سطح عملکرد ساختمان های بتن آرمه با استفاده از منحنی های شکنندگی". ۱۳۸۶, دانشگاه علم و صنعت.

[۴۹] ناصری, ع., "پایان نامه ارشد "ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه ای سازه های بتن آرمه با توسعه ی منحنی های شکنندگی". ۱۳۹۲, مؤسسه آموزش عالی پردیسان.

[۵۰] ناصری, ع., ح. پهلوان, و غ. قدرتی, "ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه ای سازه های بتن آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی های شکنندگی". نشریعی علمی-پژوهشی مهندسی سازه و ساخت, ۱۳۹۶.

[۵۱] پهلوان, ح. و د. یگانه, "پایا نامه ارشد "ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی ویژه دارای ضعف سازه ای (خاموت گذاری ویژه) به کمک منحنی های شکنندگی". ۱۳۹۷, مؤسسه آموزش عالی علوم و فناوری آراین.

[۵۲] وزارت راه و شهرسازی, معاونت مسکن و ساختمان, "مقررات ملی ساختمان ایران, مبحث ششم, بارهای وارد بر ساختمان". ویرایش سوم. ۱۳۹۲.

[۵۳] وزارت راه و شهرسازی, معاونت مسکن و ساختمان, "مقررات ملی ساختمان ایران, مبحث نهم, طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه". ویرایش چهارم. ۱۳۹۲.

[۵۴] وزارت راه و شهرسازی, کمیته ی دائمی بازنگری آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله, "آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله, استاندارد ۲۸۰۰". ویرایش چهارم. ۱۳۹۴.

- [٥٥] Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, "Theoretical Stress&Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
- [٥٦] Vecchio, F.J. and M.B. Emara, "Shear deformations in reinforced concrete frames". ACI Structural journal, 1992. **89**(1): p. 46-56.
- [٥٧] Agency, F.E.M., "Quantification of building seismic performance factors". FEMA P695, 2009.
- [٥٨] Shome, N. and C. cornell, "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures". 1999.
- [٥٩] Council, B.S.S., "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures". FEMA, 1997. **302**: p. 303.

Abstract:

Given the importance of high-rise buildings in terms of financial and human issues, it is necessary to accurately assess the vulnerability of these buildings to various accidents. As the height of the building increases, the period of the structure increases and when a long period earthquake occurs, there is a possibility of increasing the vulnerability of the structure due to the intensification phenomenon. Due to the importance of the issue, a careful assessment of the impact of such a phenomena on the performance of the buildings should be done and their vulnerability should be examined by performing various analyzes.

Assessing the performance level of a building with the help of fragility curves is the best way to calculate the potential damage. Using these curves, the fragility of different structures is investigated and using this data, a suitable solution can be provided to eliminate possible weaknesses.

Therefore, three models of high-rise concrete buildings of 15, 25 and 35 floors with a similar plan and with a special moment frame structural system are considered and are designed in Etabs 2016 software. These buildings are then modeled in OpenSEES software and IDA analysis is performed under long and short period earthquakes. Using the results of IDA analysis, fragility curves at different failure levels are plotted for all models. By comparing fragility curves and mean values of fragility, with and without long period earthquakes, the effect of earthquake frequency content on the seismic performance of high-rise buildings can be evaluated.

Due to fragility curves, in general, the vulnerability of modeled buildings under long period earthquakes increases compared to short period earthquakes. As the intensity of the earthquake increases, the difference in fragility curves under the long period records and short period increases. At low failure levels this difference is small and at higher intensity earthquakes the difference is greater and at full failure levels it reaches its maximum.. Also, according to the values of fragility intermediates, the largest difference of intermediates in different failure levels is related to 25 story building.

Keywords: Tall Buildings, Long-period Earthquakes, Fragility Curves, Seismic Performance, OpenSEES



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Fragility curve development for seismic performance assessment of
RC Tall buildings having special moment frames
subjected to long-period earthquakes**

By: Amir Masoud Zamani

Supervisor:

Dr. Hosein Pahlavan

Dr. Mohammad Shamekhi Amiri

Advisor:

Ali Naseri

October 2020