

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

ارزیابی شکنندگی لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با در نظر گیری اثر انعطاف پذیری اتصالات تیرها و ستون ها

نگارنده: بهزاد قدرتی

استاد راهنما

دکتر حسین پهلوان

استاد مشاور

دکتر شفائی

شهریور ۱۴۰۰

تقدیم بہ

آنان کہ آموختند مرا تا بیا موزم

و ہمہ می کسانی کہ جہان را بہ سوی آبادانی و پیشرفت

و مردم را بہ سوی رسانی و خوشنختی رہنمون می سازند

سپاسگزارم از

پدر و مادر عزیزم که همواره در طول زندگی حامی پشتیبانم بودند و پس از لطف خداوند

مدیون دعای خیرشان، هستم

و همچنین اساتید ارجمندم جناب آقای دکتر بهلوان و دکتر شانی که مراد به ثمر رسیدن

این پژوهش یاری نموده اند

تعهد نامه

اینجانب بهزاد قدرتی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه با عنوان ارزیابی شکنندگی لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با در نظر گیری اثر انعطاف اتصالات تیر ها و ستون ها تحت راهنمایی دکتر حسین پهلوان و دکتر جلیل شفائی متعهد می-شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
 - در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
 - مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
 - کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج 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 پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
 - در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود میباشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

چکیده

با توجه به اینکه اتصالات تیر و ستون نقش مهمی در طراحی سازه های بتن آرمه دارد و اکثر نرم افزار های تحلیل و طراحی موجود ناحیه اتصال تیر به ستون را در قاب های خمشی بتن آرمه کاملاً صلب در نظر می گیرند لذا این فرض سختی سازه را بیش از حد بالا می برد و نمی توان ارزیابی دقیقی از عملکرد لرزه ای سازه داشت. لذا می خواهیم با در نظر گرفتن انعطاف پذیری در اتصالات به ارزیابی عملکرد لرزه ای دقیق تری برسیم.

محاسبه میزان سطح عملکرد ساختمان ها به کمک منحنی های شکنندگی یک راه مناسب برای محاسبه میزان خسارت احتمالی است. به کمک این منحنی ها، میزان شکنندگی سازه های مختلف تعیین می شود و با کمک از این داده ها می توان راهکار مناسب جهت رفع احتمالی نقاط ضعف در سازه ها ارائه داد.

از این رو سه مدل ساختمان ۳ و ۵ و ۸ طبقه با پلان های مشابه و سیستم سازه ای قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده در نرم افزار ایتبس طراحی می شوند. سپس با مدلسازی آنها در نرم افزار اپنسیس یک بار، با در نظر گیری صلبیت و بار دیگر، با در نظر گیری انعطاف پذیری اتصالات آنالیز IDA انجام می شود. با کمک نتایج بدست آمده از تحلیل IDA، منحنی های شکنندگی در سطح های خرابی متفاوت شامل (خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل) برای همه ی مدل های مورد نظر رسم می شود. با مقایسه بین این منحنی های شکنندگی و مقادیر میانه شکنندگی، می توان تاثیر انعطاف پذیری اتصالات را بر عملکرد لرزه ای ساختمان ها بررسی کرد.

با بررسی نتایج مشاهده می شود که در سازه هایی که اتصال آن به صورت انعطاف پذیر می باشد سازه زودتر به به چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل می رسد. به طوریکه مقادیر میانه شکنندگی لرزه ای در مدل ۵ طبقه تحت زلزله در سطوح آسیب جزئی، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب ۰.۰۸، ۰.۱، ۰.۲ و ۰.۳۸ می باشد و در حالت صلب این مقادیر عبارتند از ۰.۱، ۰.۱۵، ۰.۲۶ و ۰.۴۴ این اعداد در واحد شتاب ثقل زمین (g) می باشند بدین ترتیب در سطح آسیب کامل میانه شکنندگی لرزه ای برای سازه انعطاف پذیر ۱۴ درصد کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی متوسط، اتصالات انعطاف پذیر، منحنی های شکنندگی، عملکرد لرزه ای، نرم افزار openSEES

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱.....	فصل اول مقدمه
۲.....	۱-۱ مقدمه
۳.....	۱-۲ ضرورت و اهمیت پژوهش
۳.....	۱-۲ هدف پژوهش
۴.....	۱-۳ روش پژوهش
۵.....	۱-۴ جمع بندی و مروری بر فصل های پایان نامه
۷.....	فصل دوم ادبیات فنی و پیشینه پژوهش
۸.....	۲-۱ مقدمه
۸.....	۲-۲ سیستم سازه ای قاب خمشی
۹.....	۲-۲-۱ قاب خمشی معمولی
۹.....	۲-۲-۲ قاب خمشی متوسط
۹.....	۲-۲-۳ قاب خمشی ویژه
۱۰.....	۲-۲-۴ ضوابط لرزه ای قاب خمشی متوسط
۱۰.....	۲-۲-۵ اتصالات سیستم قاب خمشی
۱۱.....	۲-۲-۶ مزایا و معایب سیستم قاب خمشی
۱۱.....	۲-۳ منحنی های شکنندگی
۱۳.....	۲-۳-۱ روش های مختلف ایجاد منحنی های شکنندگی
۱۴.....	۲-۳-۲ روش تجربی
۱۵.....	۲-۳-۳ روش قضاوت مهندسی
۱۵.....	۲-۳-۴ روش تحلیلی

۲-۳-۵	روش ترکیبی	۱۶
۲-۳-۶	مراحل ایجاد منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی	۱۷
۲-۳-۷	تئوری احتمال منحنی شکنندگی	۱۷
۲-۳-۸	توزیع یکنواخت	۱۸
۲-۷-۸	توزیع نرمال	۱۹
۲-۳-۹	توزیع نرمال	۲۰
۲-۳-۱۰	توزیع گاما	۲۲
۲-۳-۱۱	توزیع بتا	۲۲
۲-۷-۱۲	ترسیم منحنی شکنندگی	۲۳
۲-۳-۱۳	تولید منحنی های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی	۲۴
۲-۳-۱۴	سطوح خرابی و شاخص های خرابی	۲۵
۲-۳-۱۵	ماتریس خرابی	۲۶
۲-۳-۱۶	دقت منحنی های شکنندگی	۲۷
۲-۴	نرم افزار اپنسیس	۲۸
۲-۴-۱	معرفی	۲۸
۲-۴-۲	مزایای اپنسیس	۲۹
۲-۴-۳	معایب نرم افزار اپنسیس	۳۱
۲-۵	تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)	۳۱
۲-۵-۱	پیشینه ی توسعه	۳۳
۲-۵-۲	مزایای روش آنالیز دینامیکی فزاینده	۳۴
۲-۵-۳	مفاهیم تحلیل IDA	۳۴
۲-۵-۴	ضریب مقیاس (SF)	۳۴
۲-۵-۵	اندازه شدت حرکت زمین IM	۳۵
۲-۵-۶	شدت خرابی یا تغییر شکل پذیری شرایط سازه DM	۳۶
۲-۶	مروری بر ادبیات موضوع و کار های انجام شده	۳۶

۲-۱۱	تاریخچه کار های انجام شده در زمینه منحنی های شکنندگی	۴۶
فصل سوم روش تحقیق و مدل سازی		
۳-۱	مقدمه	۵۲
۳-۲	تعریف مدل	۵۲
۳-۳	مدل سازی در اپنسیس	۵۷
۳-۳-۱	تعریف مصالح	۵۸
۳-۳-۲	تعریف مقاطع	۶۲
۳-۳-۳	تعریف هندسه سازه	۶۳
۳-۳-۴	بارگذاری	۶۶
۳-۳-۵	دستور های تحلیل	۶۷
۳-۴	صحت سنجی	۷۲
۳-۵	مشخصات شتاب نگاشت ها	۷۶
۳-۵-۱	هدف آیین نامه FEMA P695 برای تعیین یک مجموعه رکورد	۷۶
۳-۵-۲	دسته بندی رکورد ها در آیین نامه FEMA P695	۷۷
۳-۵-۳	طبقه بندی نوع خاک	۷۸
۳-۶	سطوح خرابی	۸۰
۳-۷	تحلیل دینامیکی فزاینده IDA	۸۰
۳-۸	ترسیم منحنی های شکنندگی	۸۱
۳-۹	جمع بندی	۸۲
فصل چهارم نتایج حاصل از تحلیل عددی		
۴-۱	مقدمه	۸۳
۴-۲	منحنی های IDA	۸۴
۴-۳	منحنی های شکنندگی	۸۸
۴-۴	میانگین های شکنندگی	۱۰۱
۴-۵	جمع بندی	۱۰۳

فصل پنجم نتیجه گیری و پیشنهادات	۱۰۵
۵-۱ مقدمه	۱۰۶
۵-۲ مروری بر این پژوهش	۱۰۶
۵-۲ نتیجه گیری	۱۰۶
۵-۳ پیشنهادات	۱۰۸
مراجع	۱۰۹

فهرست عکس‌ها

صفحه	عنوان
۲۱	شکل ۳-۲ نمودار توزیع لوگ نرمال
۲۴	شکل ۴-۲ منحنی شکنندگی با استفاده از لوگ نرمال
۳۸	شکل ۵-۲ اتصال صلب تیر-ستون بر اساس ASCE41/FEMA-356
۴۰	شکل ۶-۲ تغییر شکل مقاومت برشی مفصل بر اساس ASCE41/FEMA-356
۴۰	شکل ۷-۲ مدل اتصال گایرسون [۲۶]
۴۱	شکل ۷-۲ المان خطی الاستیک و غیر الاستیک [۲۷]
۴۲	شکل ۸-۲ مدل رفتار غیر خطی تیر-ستون متوالی و چن [۲۸]
۴۳	شکل ۹-۲ مدل رفتار غیر خطی تیر-ستون آلاس و کوناس [۲۹]
۴۳	شکل ۱۰-۲ مدل اتصال المان تیر-ستون بیده و قبارا [۳۰]
۴۴	شکل ۱۱-۲ مدل اتصال یوسف و قبارا [۳۲]
۴۵	شکل ۱۲-۲ مدل اتصال لوئس و آلتونتاش [۳۳]
۴۶	شکل ۱۳-۲ مدل اتصال آلتونتاش [۲۳]
۵۴	شکل ۱-۳ پلان تیپ ساختمان‌ها
۵۵	شکل ۲-۳ نمای سه بعدی سازه ۳ طبقه
۵۵	شکل ۳-۳ نمای ۳ بعدی ساختمان ۵ طبقه
۵۶	شکل ۴-۳ نمای ۳ بعدی ساختمان ۸ طبقه
۵۹	شکل ۲-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲
۵۹	شکل ۳-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲
۵۹	بدون سخت شدگی هیسترتیک [10] با سخت شدگی هیسترتیک [10]
۶۰	شکل ۴-۳ مدل رفتار چرخه ای تنش-کرنش بتن ۰۲ [10] شکل ۵-۳ بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [10]

- شکل ۳-۶ منحنی تنش کرنش بتن محصور شده و محصور نشده [۵۷] ۶۰
- شکل ۳-۷ هسته ی محصور شده ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۵۷] ۶۱
- شکل ۳-۸ قاب مدل شده در آزمایشگاه ۷۳
- شکل ۳-۹ نمودار های پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی ۷۳
- شکل ۴-۱ منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه با اثر اتصال صلب و انعطاف پذیر ۸۵
- شکل ۴-۲ منحنی IDA ساختمان ۵ طبقه با اثر اتصال صلب و انعطاف پذیر ۸۶
- شکل ۴-۳ منحنی IDA ساختمان ۵ طبقه با اثر اتصال صلب و انعطاف پذیر ۸۷
- ۴ منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطافپذیر ۸۸
- شکل ۴-۵ منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب ۸۸
- شکل ۴-۶ منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطافپذیر ۸۹
- شکل ۴-۷ منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب ۹۰
- شکل ۴-۸ منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطافپذیر ۹۱
- شکل ۴-۹ منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب ۹۱
- شکل ۴-۱۰ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال انعطافپذیر ۹۲
- شکل ۴-۱۱ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال انعطافپذیر ۹۳
- شکل ۴-۱۲ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال انعطافپذیر ۹۳
- شکل ۴-۱۳ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال انعطافپذیر ۹۴
- شکل ۴-۱۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال صلب ۹۵
- شکل ۴-۱۵ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال صلب ۹۵
- شکل ۴-۱۶ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال صلب ۹۶
- شکل ۴-۱۷ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال صلب ۹۶
- شکل ۴-۱۸ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال صلب و انعطافپذیر ۹۷
- شکل ۴-۱۹ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال صلب و انعطافپذیر ۹۷
- شکل ۴-۲۰ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال صلب و انعطافپذیر ۹۸
- شکل ۴-۲۱ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال صلب و انعطافپذیر ۹۸

- شکل ۴-۲۲ منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه با اتصال انعطافپذیر و صلب در ۴ حالت خرابی ۹۹
- شکل ۴-۲۳ منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه با اتصال انعطافپذیر و صلب در ۴ حالت خرابی ۱۰۰
- شکل ۴-۲۲- منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه با اتصال انعطافپذیر و صلب در ۴ حالت خرابی ۱۰۰
- شکل ۴-۲۳ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۳ طبقه ۱۰۱
- شکل ۴-۲۴ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۵ طبقه ۱۰۲
- شکل ۴-۲۵ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۸ طبقه ۱۰۲

فهرست جداول

عنوان	صفحه
جدول ۱-۳- تیپ بندی ساختمانها از نظر ارتفاع	۵۳
جدول ۲-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه سه طبقه	۵۶
جدول ۳-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه پنج طبقه	۵۷
جدول ۴-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه هشت طبقه	۵۷
جدول ۳-۳- مقادیر مختلف دوره تناوب	۷۵
جدول شماره ۴-۳- مشخصات رکورد های اعمال شده در این پایان نامه	۷۷
جدول ۵-۳- طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه ۲۸۰۰ [۵۶]	۷۹
جدول ۶-۳- طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه NEHRP [61]	۷۹
جدول ۷-۳- میزان حد اکثر جا بجایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۴]	۸۰

فصل اول مقدمه

۱-۱ مقدمه

زلزله یکی از مهم ترین پدیده های طبیعی است که در کشور های مختلف اتفاق می افتد و موجب خسارت و تلفات جبران نا پذیری می شود.

با توجه به این که از وقوع زلزله نمیتوانیم جلوگیری کنیم و یا زمان به وقوع پیوستن آن را پیش بینی کنیم بنابر این می توان با طراحی و ساخت بنا های مقاوم در برابر زلزله و همچنین شناسایی و بهسازی بنا های نا ایمن در برابر زلزله تلفات جانی ناشی از زلزله را به حد اقل رساند. لذا ضروری است که مهندسين و پژوهشگران و سایر فعالان حوزه صنعت ساختمان به این مهم توجه ویژه ای داشته باشند و ایمن کردن سازه ها در برابر زلزله را در مسیر طراحی و ساخت و همچنین در بحث مدیریت شهری به عنوان هدف خود قرار دهند.

ایران در منطقه لرزه خیزی زیاد و خیلی زیاد واقع شده است از این رو خطر زلزله و لزوم توجه به این مقوله در کشوری مانند ایران بسیار ضروری است.

یکی از ابزار های ویژه برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه ها منحنی های شکنندگی می باشند که احتمال فراگذشت آسیب سازه از یک سطح آسیب لرزه ای مشخص را برای چندین سطح خطر از جنبش های لرزه ای زمین بیان می کند.

نرم افزارهای تحلیل و طراحی متعارف با صرف نظر از جزئیات آرما تور بندی در محل اتصال، ناحیه اتصال قابهای خمشی بتن آرمه را کاملاً صلب در نظر می گیرند. این فرض سختی سازه را بیش از حد بالا می برد و دریافت در طبقات بیش از حد کاهش میابد و از این رو به ارزیابی نامناسبی از عملکرد لرزه ای سازه های موجود منجر می شود.

در این پژوهش به ارزیابی شکنندگی لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با در نظر گیری اثر انعطاف پذیری اتصالات پرداخته شده است. آگاهی از تاثیر این موضوع برای تصمیم گیری ای بعدی جهت مقاوم سازی و بهسازی از اهمیت بالایی برخوردار است.

۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش

نرم افزارهای تحلیل و طراحی متعارف با صرف نظر از جزئیات آرماتور بندی در محل اتصال، ناحیه اتصال قابهای خمشی بتن آرمه را کاملاً صلب در نظر می گیرند. این فرض سختی سازه را بیش از حد بالا می برد و دریافت در طبقات بیش از حد کاهش می یابد و از این رو به ارزیابی نامناسبی از عملکرد لرزه ای سازه های موجود منجر می شود. با توجه به اینکه کاملاً صلب فرض کردن اتصالات تیرها و ستونهای قاب خمشی بتن آرمه یک فرض اشتباه است، لذا در این پژوهش با انعطاف فرض کردن اتصالات می خواهیم به نتایجی برسیم که در طراحی و ساخت سازه های آتی موثر باشد و با توجه به اینکه کشور ایران در منطقه ای است که در برابر خطر زمین لرزه است با بررسی این اتصالات بتوان تلفات را کاهش داد.

۲-۱ هدف پژوهش

با توجه به وجود بحران و خطر های احتمالی ناشی از زلزله و احساس نگرانی مداوم جامعه ایران از این ناحیه لازم است تا شناخت مناسبی به رفتار سیستم های سازه ای گوناگون تحت اثر زلزله داشته باشیم تا بتوان بهترین شیوه ساخت و طراحی را انتخاب و از رفتار سازه تحت زلزله اطمینان کافی حاصل نمود. با توجه به اینکه در نظر گرفتن صلبیت اتصالات تیر و ستون اشتباه بوده و باعث میشود سختی سازه را بیش از حد بالا ببرد و دریافت در طبقات بیش از حد کاهش یابد و از این رو به ارزیابی نامناسب از پیرو و عملکرد لرزه ای سازه منجر شود، لذا هدف این تحقیق این است که با مدل سازی این اتصالات و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) تاثیر انعطاف را در منحنی شکنندگی سازه های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط بررسی کند، نتایج بدست آمده میتواند راه گشای ارزیابی لرزه ای دقیق تری در آینده شود.

۱-۳ روش پژوهش

یکی از ابزارهای مهم در ارزیابی احتمالاتی خطر برای سازه‌ها منحنی‌های شکنندگی می‌باشند. به این علت که این منحنی‌ها احتمال وقوع سطوح مختلف خسارت ناشی از طیف شدت‌های زمین لرزه را برای یک سازه نشان می‌دهند. لذا در این پژوهش هدف آن است که با رسم این نوع منحنی‌ها برای سازه‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط عملکرد لرزه‌ای آن‌ها مورد ارزیابی و بررسی قرار گیرد.

برای این منظور سه مدل ساختمان ۳ و ۵ و ۸ طبقه با پلان‌های مشابه و سیستم سازه‌ای قاب خمشی متوسط با نرم افزار ایتبس طراحی می‌شوند. سپس با مدلسازی آنها با و بدون لحاظ اثر انعطاف اتصالات در نرم افزار اوپنسیس انجام شده و پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی IDA دریافت‌های حداکثر غیر خطی در طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی Engineering Demand Parameter (EDP) محاسبه شده و با فرض توزیع احتمالی لوگ نرمال و با استفاده از مقادیر ظرفیتی آیین نامه Hazus منحنی شکنندگی لرزه‌ای آنها برای چهار سطح عملکردی آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل بدست می‌آیند. این منحنی‌های خسارت لرزه‌ای یکبار با لحاظ مدلسازی انعطاف اتصال و بار دیگر بدون لحاظ آن بدست می‌آیند. در نهایت با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای در دو حالت فوق الذکر، تاثیر انعطاف اتصال در آسیب پذیری لرزه‌ای این ساختمان‌ها برای سطوح آسیب مختلف بدست می‌آید و می‌تواند راه گشای ارزیابی لرزه‌ای دقیق تر ساختمان‌های موجود در تحقیقات آینده باشد.

۴-۱ جمع بندی و مروری بر فصل های پایان نامه

همان گونه که در فصل یک مشاهده گردید به شرح موضوع پایان نامه و اهمیت آن پرداخته شد. هم چنین هدف، ضرورت و روش انجام این پژوهش به طور خلاصه مورد بیان قرار گرفت.

در فصل دوم به مروری بر ادبیات موضوع و مروری بر پیشینه موضوع در زمینه انعطاف اتصالات و پیشینه منحنی های شکنندگی پرداخته شده است.

در فصل سوم به روش تحقیق بر اساس نرم افزار اپنسیس که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است پرداخته شده. و همچنین تحلیل سازه ها و نحوه مدل سازی اعضا و تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) پرداخته شده است.

در فصل چهارم به بررسی اطلاعات موجود و نتایج بدست آمده بر اساس ترسیم منحنی های شکنندگی سازه ها در چهار حالت خرابی مطابق با آیین نامه HAZUS محاسبه و منحنی های ترسیم شده مورد بررسی و تفسیر قرار گرفته است.

در فصل پنجم به جمع بندی نتایج و همچنین ارائه پیشنهاد برای کارهای آینده پرداخته شده است.

فصل دوم ادبیات فنی و مهندسی پژوهش

۱-۲ مقدمه

در این فصل قاب خمشی متوسط بتن آرمه سیستم سازه‌ی مورد بررسی به طور کامل تعریف شده است. مزایا، معایب، روش طراحی و آیین‌نامه‌های مربوطه به آن بیان می‌گردد و در ادامه اشاره‌ای به اتصالات تیر و ستون در این سیستم شده و سپس تحقیقاتی که در این موارد صورت پذیرفته بیان شده است. منحنی‌های شکنندگی نیز معرفی شده و پیشینه‌ی تحقیقات مربوط به این منحنی‌ها بررسی می‌شود. همچنین مهم‌ترین ابزار تحلیلی در این پژوهش که نرم‌افزار اپنسیس می‌باشد معرفی می‌شود. در پایان در مورد روش‌های تحلیلی مورد استفاده در این پژوهش، از جمله تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) بحث و بررسی می‌شود.

۲-۲ سیستم سازه‌ای قاب خمشی

برای مقابله با نیروهای جانبی وارد بر سازه، به ویژه نیروهای زلزله، از دیرباز، سیستم‌های گوناگونی مورد مطالعه قرار گرفته و در نهایت تعدادی از آنها توسط آیین‌نامه‌ها به رسمیت شناخته شده و ضوابط مربوط به طراحی و ساخت آنها بیان شده است. از میان آنها می‌توان به سیستم‌های سازه‌ای که شامل مهاربندی، دیوار برشی، قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی اشاره کرد. سیستم قاب خمشی شامل مجموعه‌ای از تیرها و ستونها و اتصالات با فرض صلب است که به طور همزمان نیروهای جانبی و ثقلی را تحمل می‌کنند. در این سیستم چون هیچ عضو مهاربندی یا دیوار برشی وجود ندارد که در برابر تغییر شکل‌های جانبی مقاومت کند بنا بر این سازه از شکل‌پذیری بالایی برخوردار است، به عبارتی در صورت وارد آمدن نیروهای جانبی، قاب سازه در برابر نیروها تغییر شکل داده و به این ترتیب از خرابی ساختمان جلوگیری می‌شود.

در دسته بندی دیگر سیستم‌های سازه‌ای بر اساس میزان شکل‌پذیری و به عبارت دقیق‌تر بر اساس استهلاک انرژی به هنگام وقوع زلزله و میزان تغییر مکان فرا ارتجاعی که می‌توانند بدون کاهش قابل ملاحظه مقاومت داشته باشند، به انواع با شکل‌پذیری کم، متوسط، زیاد یا در بیان دیگر به انواع سیستم‌های معمولی، متوسط و ویژه دسته‌بندی می‌شود.

در سیستم سازه‌ای بارهای قائم توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. در سیستم قاب خمشی میتوان فضا های آزاد معماری را با کمترین تداخل را ایجاد کرد.

۲-۲-۱ قاب خمشی معمولی

قاب خمشی معمولی به قابی اطلاق می‌شود که اجزای تشکیل دهنده آن، دارای آن چنان جزئیاتی است که تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی اندکی را در برابر زلزله طرح از خود نشان بدهد.

۲-۲-۲ قاب خمشی متوسط

قاب خمشی متوسط به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند، تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کند. در طراحی این قاب‌ها سعی بر آن است که در یک یا دو انتهای تیر، در خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند. مفاصل پلاستیک دارای ظرفیت دورانی به حدی باشند که دوران نظیر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه، حداقل به ۰.۰۲ رادیان برسد که حدود ۰.۰۱ رادیان آن در ناحیه فرا ارتجاعی باشد.

۲-۲-۳ قاب خمشی ویژه

قاب خمشی ویژه به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. در طراحی این قاب‌ها سعی بر آن است که در یک یا

دو انتهای تیر، در خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و مفاصل پلاستیک دارای ظرفیت متناظر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه، حداقل به اندازه ۰.۰۴ رادیان باشد که حدود ۰.۰۳ رادیان آن در ناحیه فرا ارتجاعی است.

۲-۲-۴ ضوابط لرزه ای قاب خمشی متوسط

الزامات مربوط به طراحی اعضاء و اتصالات آنها در این قاب‌ها عمدتاً همان الزامات مربوط به قاب‌های خمشی ویژه است که در آنها موارد سختگیرانه کمتری لحاظ شده است. برخی استثنائات این قاب‌ها از قرار زیر است.

مقاطع تیرها و ستون‌ها از نوع فشرده بوده ولی لازم نیست ضوابط فشرده‌گی لرزه‌ای را ارضاء نماید. در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز است، مشروط بر این که خمش در ستون حول محور با مصالح باشد. در طراحی تیرها برای برش می‌توان یا الزامات قاب‌های خمشی ویژه را رعایت کرد و یا برش ایجاد شده در تیر تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته و هر کدام کوچکترند را به کار برد. در طراحی اتصال تیر به ستون برای خمش و برش می‌توان یا الزامات قاب‌های خمشی ویژه را رعایت کرد و یا لنگر خمشی و برش ایجاد شده در اتصال تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته و هر کدام کوچکترند را به کار برد.

۲-۲-۵ اتصالات سیستم قاب خمشی

ویژگی‌های سیستم قاب خمشی ما را ملزم می‌کند که اتصالات این نوع سیستم را صلب در نظر بگیریم تا در هنگام وارد آمدن بارهای جانبی، شکل پذیری سیستم را کنترل کرده و از جدا شدن اعضا به دلیل تغییر شکل‌های جانبی جلوگیری کند. به بیان دیگر اعضای سیستم قاب خمشی دارای شکل پذیری و در عین حال اتصالات سخت هستند. بنابر این عملکردهای مکملی را در برابر بارهای جانبی خواهند

داشت. اتصال صلب اتصالی است که علاوه بر مقاومت در برابر جدا شدن شدن اعضا از یکدیگر، از چرخش اعضا نسبت به هم نیز جلوگیری می کند. در این نوع سیستم اتصالات زاویه اجزای متصل شونده قبل از بار گذاری ۹۰ درجه است و بعد از بارگذاری هم همان ۹۰ درجه باقی می ماند.

۲-۲-۶ مزایا و معایب سیستم قاب خمشی

با توجه به اینکه در این سیستم مهاربند یا دیوار برشی وجود ندارد بنا بر این قاب های موجود باید به تنهایی مقاومت لازم را در برابر نیروی جانبی داشته باشد که این موضوع سبب افزایش مقاطع تیرها و ستون ها شده و در نتیجه باید در اجرای اتصالات آن ها دقت بیشتری به کار برده شود. سیستم های قاب خمشی با توجه به سیستم باربر جانبی دارای انعطاف پذیری بیشتری نسبت به سایر سیستم های سازه ای هستند به دلیل محدود نشدن چشمه درون قاب ها امکان مناسبی برای طراحی دلخواه در اختیار مهندسین معماری قرار می دهد. از جمله مزایا و معایب این سیستم به شرح زیر می باشد.

- ۱- بالا رفتن وزن سازه
- ۲- تغییر مکان های جانبی زیاد
- ۳- هزینه بالای اجرا
- ۴- اتصالات سنگین و پیچیده
- ۵- انعطاف پذیری مناسب سازه

۲-۳ منحنی های شکنندگی

برای تخمین آسیب پذیری اجزای مختلف غیر سازه ای و سازه ای با توجه به قدرت زلزله می توان در مورد هر نوع سازه و یا اجزای غیر سازه ای، که نسبت به جابجایی نسبی و شتاب حساس هستند، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر میزان یک خصوصیت معرف زلزله مانند شتاب حداکثر زمین (PGA) یا سرعت حداکثر زمین (PGV) یا جابجایی حداکثر زمین (PGD)، قابل محاسبه

می باشد. استفاده از مقادیر مختلف PGA و تکرار عملیات باعث به وجود آمدن و توسعه منحنی های نرمال شده ای موسوم به منحنی های شکنندگی^۱ می شود.

برای محاسبه کردن مقادیر نسبی خطر آفرینی زیر ساخت های شهری می توان از منحنی های شکنندگی استفاده کرد. منحنی های شکنندگی در واقع احتمال خسارت برای سطوح مختلف خرابی بر اساس شدت زلزله را در سازه تعیین می کنند. برای مقاوم سازی سازه ها با توجه به این که آسیب پذیری آن ها در مقابل زلزله چه میزان می باشد، می توانیم از این منحنی های شکنندگی استفاده کنیم. مؤسسات مدیریتی دولتی و ادارات بیمه نیز که وظیفه دارند بعد از زلزله خسارات وارد شده را محاسبه کنند می توانند از این منحنی ها استفاده کنند.[1 و 2]

آیین نامه ای که برای توسعه منحنی های شکنندگی استفاده می شود آیین نامه Hazus MH MR5 است. خرابی ها به ۴ قسمت ناچیز^۲، متوسط^۳، زیاد^۴ و کامل^۵ در این آیین نامه در نظر گرفته می شوند. این منحنی ها قابلیت این را دارند که به صورت نمودار نیز ترسیم شوند. برای هر زلزله با شدت های مختلف منحنی های شکنندگی قابل رسم هستند و از این منحنی ها برای محاسبه میزان خسارت سازه ای کاربرد دارند.[۳]

برای نمایش دادن احتمال شرطی، تجاوز از پاسخ لرزه ای سازه (R) از حالت های عملکردی خاصی (ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کمانش و فروریزش) که به حالت حدی عملکردی معروف اند و با I_{lim} نمایش داده می شود و وابسته به پارامتر زمین لرزه (I) می باشد، از فرمول (۱-۲) استفاده می گردد که توسط کوورا و برون در سال ۲۰۰۰ ارائه شده است: [۳]

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

¹ Fragility curves

² Slight

³ Moderate

⁴ Extensive

⁵ Complete

پارامتر مربوط به پاسخ سازه مانند تغییر شکل (R) می باشد. r_{lim} حد آستانه پاسخ سازه می باشد و I پارامتر معرف زمین لرزه مثلاً حداکثر شتاب زمین (PGA) می باشد.

شکندگی برای تعریف رابطه های N حالت حدی نیز طبق فرمول (۲-۲) می باشد:

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

برای دو حالت شتاب و جابجایی می توان رابطه بالا را طبق زیر در فرمول ۳-۲ تعریف کنیم:

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

۲-۳-۱ روش های مختلف ایجاد منحنی های شکندگی

هنگامی تولید منحنی های شکندگی باید توجه داشت که در هر کشور ویژگی های سازه های ساخته شده در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه آیین نامه ها روش های متفاوتی را در کشور های مختلف برای طراحی سازه ها دارند و همچنین خصوصیات طراحی بطور مستقیم در منحنی های شکست و نتایج ارزیابی خسارت تأثیر گذار هستند به این منظور در هر کشور روش های ارائه شده برای تولید منحنی های شکست باید کالیبره شوند. روش های موجود برای تولید منحنی های شکندگی به صورت زیر می باشد:

۱ - روش تجربی^۶

۲ - بر اساس قضاوت مهندسی^۷

^۶ Empirical method

^۷ Judgmental method

۳ - روش تحلیلی^۸

۴ - روش ترکیبی^۹

۲-۳-۲ روش تجربی

همان گونه که از نام این روش مشخص است این روش بر پایه ی مشاهدات خرابی های ایجاد شده در سازه ها در اثر زلزله هایی که در گذشته رخ داده است عمل می کند و اگر تمام جزئیات و تأثیرات اندرکنش خاک و سازه، خصوصیات چشمه اتصال، توپوگرافی و فاصله تا ساختگاه در نظر گرفته شوند، در کار های عملی قابل اعتماد است ولی همانطور که گفته شد این اطلاعات برای یک موقعیت و منطقه خاص می باشد. لذا به دلیل کمبود داده های زلزله در یک منطقه با جمعیت بالا، منحنی های تولید شده به این روش محدود می شوند.

از مزایای این روش به موارد زیر می توان اشاره کرد:

۱- با توجه به اینکه ساختمان های قدیمی بر اساس اصول مهندسی ساخته نشده اند از لذا مدل کردن آن ها و محاسبه میزان آسیب پذیری آن ها غیر ممکن است در نتیجه استفاده از این روش بسیار مفید است.

۲- تحلیل های انجام شده بر پایه خسارت های واقعی سازه ای و غیر سازه ای در یک منطقه خاص می باشد.

۳- مود های واقعی شکست را در نظر می گیرد و روش استفاده از آن بسیار آسان است و فرضیات آن کم است.

^۸ Analytical method

^۹ Hybrid approach

۴- از معایب این روش می توان به موارد زیر اشاره کرد:

۵- پارامترهای بالقوه خسارت را به خوبی در نظر نمی گیرد. مدلسازی صحیح اندر کنش خاک - سازه و جنبش زمین سخت می باشد. در نظر گرفتن این روش برای سازه های جدید و یا اصلاح شده سخت است.

۲-۳-۳ روش قضاوت مهندسی

محدودیت هایی که خسارت سازه ای را مد نظر قرار می دهد این روش را تحت تأثیر قرار نمی دهد لذا قابلیت اعتماد این منحنی ها زیاد کم نیست و به مهارت فردی و همچنین مشخصات فیزیکی منطقه ای که قرار دارد وابسته است و از این روش زمانی استفاده می شود که روش های دیگر پاسخ گو نباشند. این روش بر اساس اطلاعات کارشناسان همانند منحنی های FEMA/NIBS و ATC-13 می باشند. [۴]

۲-۳-۴ روش تحلیلی

سازه هایی که براساس آیین نامه های لرزه ای طراحی شده اند تحت شتاب های مختلف زلزله مورد تحلیل قرار میگیرند تا منحنی شکنندگی به دست آید و با افزایش تعداد دفعات تحلیل های انجام شده درصد خطا ها کاهش می یابد و منحنی هایی با درصد اطمینان بالاتر نسبت به دو حالت قبل بدست می آید. برای بدست آوردن منحنی ها می توان تحلیل هایی به صورت تاریخچه زمانی غیر خطی، طیفی خطی و استاتیکی غیر خطی انجام داد.

مزایای این روش را می توان به صورت زیر در نظر گرفت:

- ۱- نتایج وابسته به جنبش شدید زمین (ورودی) می باشد.
- ۲- به سازه هایی اعمال می گردد که قبلاً آسیب ندیده باشند.
- ۳- اندرکنش سازه - خاک و جنبش شدید زمین را در بر می گیرد.
- ۴- از شدت زمین لرزه استفاده نمی گردد.

از معایب این روش به موارد زیر می توان اشاره کرد:

۱- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده ای دارد.

۲- یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می گیرد.

۳- براساس داده های واقعی خسارت نیست.

۴- جنبه های دقیق معماری دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل می گذارد که در این روش در نظر گرفته نمی شود.

۱۰- برای اینکه در نتایج دقت بیشتری داشته باشیم بهتر است که تحلیل ها با زلزله های واقعی کالیبره شوند و به دلیل وقت گیر بودن تحلیل ها و همچنین استفاده از سازه های بیشتر برای بدست آوردن منحنی ها توصیه می شود از مدل های ساده شده استفاده کرد.

۲-۳-۵ روش ترکیبی

با ترکیب از دو روش اول و سوم منحنی ها بدست می آید. در واقع این کار برای متعادل کردن کمبود داده های تجربی روش اول و کاهش خطاهای مدل کردن در روش سوم از طریق جمع آوری اطلاعات از منابع مختلف می باشد. اقدام کردن ارزیابی های ریاضی و داده های خسارت های مشاهده شده از سازه ها در زلزله های قبل منجر به تولید منحنی های شکنندگی قابل اعتمادی خواهد شد. روش استفاده از مدل های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات به دست آمده از بررسی های آماری است. منحنی هایی که از روشهای مختلف ذکر شده پدیدار می شوند در مراحل تولید و دقت نتایج با یکدیگر متفاوتند و انتخاب هریک از روشها با فرض دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت میگیرد.

۲-۳-۶ مراحل ایجاد منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیر

خطی

مراحل به وجود آوردن منحنی های شکنندگی با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی عبارتند از:

- ۱- انتخاب کردن سازه مورد نظر و مدلسازی نمودن سازه با توجه به رفتار های غیرخطی اعضا و میرایی اعضای سازه مورد نظر.
- ۲- انتخاب نمودن شتاب های زمین مناسب مربوط به زلزله های گذشته با توجه به ویژگی های خاک و شکل طیف و سپس آن ها را به سطر های مختلف تقسیم میکنیم.
- ۳- مشخص کردن مواردی که بر منحنی های شکنندگی لرزه ای تاثیر دارند مانند تغییر شکل محوری خمیری و حداکثر تغییر مکان بین طبقه.
- ۴- معین کردن محدوده ی شکست با توجه به ضوابط موجود در آیین نامه ها و دستورالعمل های موجود.
- ۵- انجام دادن تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی برای سازه مورد بررسی در سطوح مختلف PGA.
- ۶- با توجه به موضوع مورد بحث یک توزیع آماری مناسب انتخاب می شود.
- ۷- و در آخر تولید جدول های شکنندگی و رسم منحنی های شکنندگی.

۲-۳-۷ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی های شکنندگی برای پارامتر های تقاضای مهندسی که از تحلیل های دینامیکی غیر خطی بدست می آید باید یک توزیع احتمالاتی در نظر گرفته شود. بعضی از این توزیع ها که در بررسی و آنالیز های قابلیت اعتماد و منحنی های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند در این جا به طور

خلاصه مطرح خواهند شد. در ضمن تعداد زیادی از این توزیع های احتمال پیوسته و گسسته موجود هستند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می گیرند

۲-۳-۸ توزیع یکنواخت

توزیع یکنواخت از ساده ترین نوع های توزیع می باشد که به صورت زیر تعریف می گردد. متغیر x حاوی چگالی یکنواخت است و به متغیر تصادفی یکنواخت پیوسته در نظر گرفته می شود، اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر باشد: [5]

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

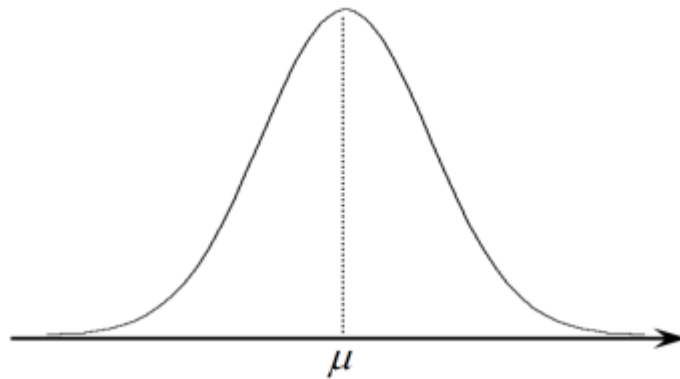
پارامتر های α و β ثابت های حقیقی می باشند که در آن $\alpha < \beta$ می باشد. همچنین میانگین و واریانس چگالی یکنواخت نیز با استفاده از روابط زیر محاسبه می شود.

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

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

۲-۷-۸ توزیع نرمال

یکی از مهمترین روش های توزیع های آماری که کاربرد های زیادی در آنالیز ها دارد، توزیع نرمال می باشد. همان گونه که در شکل ۱-۲ می بینید نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است و زنگی شکل می باشد نمایش داده شده است که بسیاری از وقایع طبیعی که روی می دهد از این توزیع پیروی می کنند.



شکل ۱-۲ نمودار توزیع نرمال

این منحنی ها ابتدا توسط دانشمندانی به نام های دموآور^{۱۰}، لاپلاس^{۱۱} و نهایتاً توسط گاوس^{۱۲} مطالعه و بررسی شد. بنا بر این منحنی نرمال را منحنی گاوس نیز می نامند و با نماد $n(x; \mu, \sigma)$ نشان می دهند. چگالی احتمال متغیر نرمال X به صورت زیر می باشد، که در آن فرض بر آن است که $\sigma > 0$ است:

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad -\infty < x < \infty \quad (۷-۲)$$

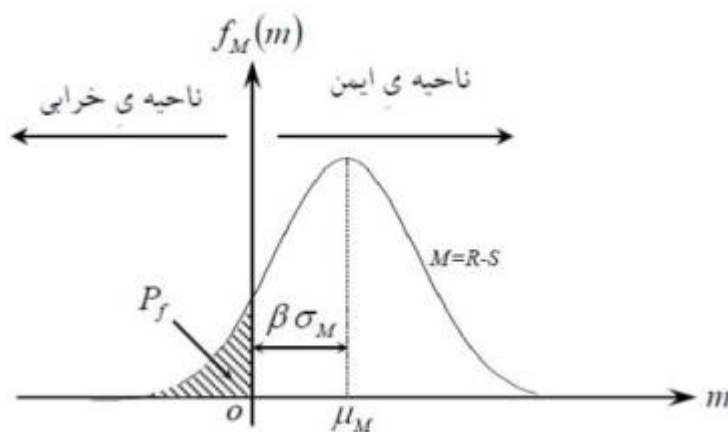
در معادله بالا μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار توزیع نرمال می باشند.

¹⁰ De Moivre

¹¹ Laplace

¹² Gauss

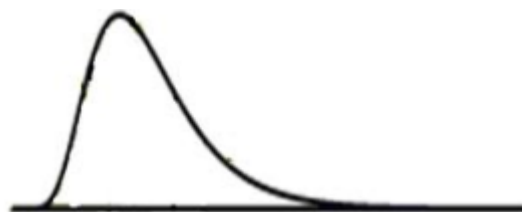
متغیر تصادفی نرمال با در نظر گیری میانگین $\mu = 0$ و انحراف معیار $\sigma = 1$ را متغیر تصادفی استاندارد می گویند و آن را با نماد U نشان می دهند. اگر X دارای توزیع نرمال با میانگین μ و انحراف معیار σ باشد، آنگاه متغیر $U = \frac{x-\mu}{\sigma}$ به متغیر نرمال استاندارد تبدیل خواهد شد. به علت استفاده زیاد تابع چگالی نرمال استاندارد و تابع چگالی تجمعی آن را به ترتیب با نمادهای خاص $\Phi(U)$ و $\phi(U)$ نمایش می دهند. با توجه به اینکه تابع چگالی تجمعی در حالت کلی قابل حل نیست برای محاسبه ی احتمال های هر متغیر دلخواه می توان تغییر متغیر فوق را به فضای نرمال استاندارد جا به جا کرد و از جدول های تهیه شده موجود احتمال های لازم را محاسب کرد.



شکل ۲-۲ احتمال خرابی در نمودار توزیع نرمال

۲-۳-۹ توزیع نرمال

متغیر تصادفی X در صورتی دارای توزیع احتمال لوگ خواهد بود اگر و تنها اگر $\ln X$ دارای توزیع نرمال باشد. نمودار این توزیع به صورت شکل ۲-۳ می باشد. در این صورت تابع چگالی احتمال آن به صورت رابطه ۲-۸ تعریف می شود.



شکل ۲-۳ نمودار توزیع لوگ نرمال

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right]^2\right) \quad 0 < x < \infty \quad (7-2)$$

در این رابطه $\lambda = E(\ln X)$ و $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$ به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد $\ln X$ می باشند که پارامترهای توزیع می باشند. میانگین و واریانس توزیع لوگ-نرمال را می توان از روابط ۲-۹ و ۲-۱۰ بر حسب پارامترهای توزیع محاسبه کرد.

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \quad (9-2)$$

$$\sigma = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (10-2)$$

با استفاده از این روابط می توان مقادیر λ و ξ را هم به صورت روابط ۲-۱۱ و ۲-۱۲ بدست آورد.

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \xi^2 \quad (11-2)$$

$$\xi^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (12-2)$$

با توجه به آنکه در توزیع لوگ-نرمال متغیر تصادفی همواره دارای مقادیر مثبتی می باشد بنابر این متغیرهای زیادی که در مسائل مهندسی به وجود می آیند و دارای مقادیر مثبت هستند مانند توزیع مقاومت ها، توزیع برای آن ها دارای کاربرد های زیادی می باشد. [۶]

۲-۳-۱۰ توزیع گاما

متغیر تصادفی X دارای توزیع گاما است و به آن متغیر تصادفی گاما گفته می شود اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت رابطه ۲-۱۳ تعریف گردد:

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

(۲-۱۳)

که در آن λ و k پارامترهای توزیع هستند. تابع $\Gamma(k)$ نیز نشان دهنده تابع گاما می باشد که به صورت رابطه ۲-۱۴ تعریف می شود:

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

(۲-۱۴)

میانگین و واریانس توزیع گاما نیز از روابط ۲-۱۵ و ۲-۱۶ به دست می آیند:

$$\mu = \frac{k}{\lambda}$$

(۲-۱۵)

$$\sigma^2 = \frac{k}{\lambda^2}$$

(۲-۱۶)

توزیع گاما کاربردهای زیادی در حل مسائل مهندسی سازه دارا می باشد. برای مثال برای نمایش بار کف ساختمانها و یا مقاومت نهایی اعضای بتن آرمه می توان به کار گرفت. [7]

۲-۳-۱۱ توزیع بتا

متغیر تصادفی X از نوع توزیع بتا است و همچنین به آن متغیر تصادفی بتا اطلاق می شود اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر تعریف شود:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) * \Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & \alpha < x < 1 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۱۷-۲)$$

که در آن متغیرهای $\alpha > 0$ و $\beta > 0$ می باشند، میانگین و واریانس توزیع بتا را می توان از روابط ۲-۱۸ و ۲-۱۹ بدست آورد:

$$\mu = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (۱۸-۲)$$

$$\sigma^2 = \frac{\alpha\beta}{(\alpha + \beta)^2(\alpha + \beta + 1)} \quad (۱۹-۲)$$

از آنجایی که برخی متغیرها در سازه های مهندسی مانند مقاومت فولاد یا سیمان همواره در محدوده ی خاصی می باشند بنابراین توزیع بتا مناسبترین توزیع احتمال برای این متغیر تصادفی می باشد.

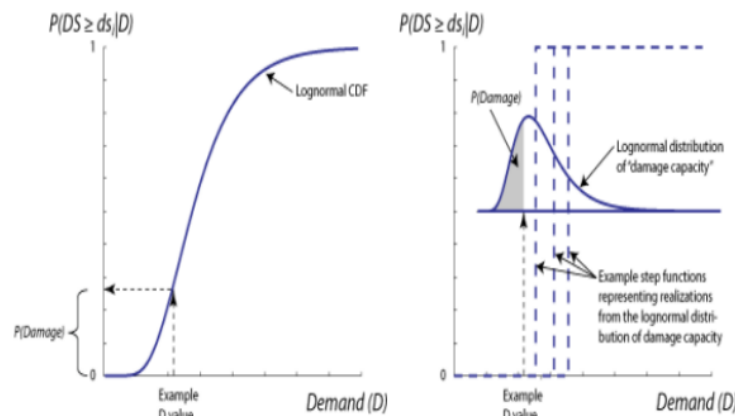
۲-۷-۱۲ ترسیم منحنی شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت رابطه ۲-۲۰ تعریف می شود:

$$\text{Fragility} = P[\text{EDP} > \text{AC} | \text{IM}] \quad (۲۰-۲)$$

IM در رابطه بالا نمایانگر شاخص شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین (PGA) در نظر گرفته می شود، شاخص تقاضای مهندسی EDP نامیده می شود که از نتایج تحلیل های دینامیکی غیر خطی انجام شده بدست می آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی در نظر گرفته شده برای تحلیل ها می باشد، یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) در نظر گرفته می شود. به منظور محاسبه احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص

(AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی برای اثر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود، سپس با استفاده از توابع تجمعی توزیع لوگ نرمال، احتمال تجاوز هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی از حالت حدی داده شده محاسبه می‌گردد. شکل ۲-۴ منحنی شکنندگی با استفاده از لوگ نرمال می‌باشد. [۸]



شکل ۲-۴ منحنی شکنندگی با استفاده از لوگ نرمال

۲-۳-۱۳ تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی^{۱۳}

یکی از روش‌هایی که به کمک آن می‌توان منحنی‌های شکنندگی را ترسیم کرد شاخص خرابی است. در سال ۱۹۸۵ پارک-انگ با کمک از رابطه معروف شاخص خسارت پارک-انگ ارائه روشی جهت طراحی سازه‌ها بیان کردند. مهم‌ترین پارامترهای اولیه طرح در این روش برش پایه و شاخص شدت زمین لرزه است که بر پایه آن شکل پذیری سازه به دست می‌آید. [۹]

¹³ Damage Index

۲-۳-۱۴ سطوح خرابی و شاخص های خرابی

هنگامی که سازه مورد نظر تحت اثر زلزله با شدت های مختلف قرار می گیرد حالات خرابی مختلفی رخ می دهد.

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 مختلف خرابی ذکر شده 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 ۲-۲۱ بیان میگردد:

$$DI_{PA} = \frac{\Phi_m - \Phi_y}{\Phi_u - \Phi_y} + \frac{\beta_e}{M_u \Phi_u} \int dE \quad (2-21)$$

۱- در این رابطه Φ_m حداکثر خمش ایجاد شده توسط زلزله می باشد

۲- در این رابطه Φ_y خمش تسلیم می باشد.

۳- در این رابطه Φ_u تغییر شکل نهایی تحت بار یکنواخت می باشد.

۴- در این رابطه $\int dE$ انرژی جذب شده تجمعی می باشد.

۵- در این رابطه M_y ممان تسلیم می باشد.

۶- در این رابطه $e\beta$ ضریب مربوط به نوع سازه می باشد.

برای کاهش مقاومت اسمی، پارک و همکارانش مقدار $\beta = 1/0$ را برای شاخص خرابی پیشنهاد داده اند.

با استفاده از این مدل سه شاخص آسیب پذیری برای سازه مورد نظر محاسبه می شود:

۱- شاخص آسیب المان که شامل تیر ها و ستون ها است.

۲- شاخص آسیب طبقه که شامل اجزای افقی و قائم و آسیب کل طبقه می باشد.

۳- و در نهایت شاخص آسیب کل ساختمان.

به زبانی ساده تر می توان میزان خسارت به صورت تجمعی در کلیه اعضا، طبقه و کل سازه در این مدل منظور می شود.

۲-۳-۱۵ ماتریس خرابی

احتمال PF_{ij} که احتمال فرا گذشت سطح خرابی i ام با حداکثر شتاب زلزله (PGA) معادل a_j به صورت رابطه ۲-۲۲ بدست می آید:

$$PF = Prob(DT \geq DT_i | PGA = a_j) = F_{DT}(DT_i | PGA = a_j) \quad (2-22)$$

۱- در این رابطه DT_i شاخص خرابی مربوط به i امین سطح خرابی می باشد.

۲- در این رابطه F_{DT} تابع احتمال توزیع خرابی می باشد.

با توجه به در نظر گرفتن توزیع لوگ نرمال برای DT_i و PF_{ij} طبق رابطه ۲-۲۳ داریم:

$$PF_{ij} = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(DT_i) - \overline{\ln(DT)}}{\sigma_{\ln(DT)}} | PGA = a_i\right) \quad (2-23)$$

در رابطه فوق $\Phi()$: تابع توزیع نرمال میباشد و $\ln(DI)$ میانگین لگاریتم طبیعی شاخص خرابی همچنین $\sigma_{\ln(DI)}$ انحراف معیار لگاریتم شاخص خرابی است.

ماتریس خرابی نمایان گر احتمال وقوع یک آسیب در سطح خرابی مشخصی می باشد که احتمال PDS_{ij} ، بیانگر خرابی یک سازه به سبب زمین لرزه ای با شتاب حداکثر a_j در سطح خرابی i ام است که می توان به وسیله ی داده های منحنی شکنندگی به صورت رابطه ۲-۲۴ مشخص شود:

$$PDS_{ij} = \begin{cases} PF_{ij} - PF_{i+1} & i \leq 4 \\ PF_{ij} & i = 5 \end{cases} \quad (24-2)$$

۳-۱۶ دقت منحنی های شکنندگی

به طور مستقیم در ارزیابی ها و بررسی های آسیب پذیری که بر پایه این منحنی ها صورت می گیرد تأثیر گذار است به این صورت که در روند تولید این منحنی ها دقت بیشتری شود نتایج تحلیل های آسیب پذیری از قابلیت اعتماد بیشتر و نتیجه دقیق تری برخوردار می باشد. با توجه به این که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی های شکنندگی به طور ذاتی خاصیت تصادفی بودن^{۱۴} دارند این موضوع بیان می شود. در موارد مشخصات تحریک ورودی و مشخصات مکانیکی سیستم سازه ای تصادفی بودن اطلاعات صادق می باشد، زیرا زلزله ماهیتی تصادفی دارد، همچنین مشخصات سیستم سازه ای نیز به دلایل مختلف، مانند تغییر مشخصات مکانیکی مصالح به علت خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و ... غیر مطمئن و خطرناک می باشد. بنابراین برای افزایش دقت منحنی های شکنندگی لازم به انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق می باشد. مهمترین امر در افزایش دقت منحنی های شکنندگی شناخت عوامل ایجاد کننده خطا می باشد که عوامل مؤثر در ایجاد خطا در منحنی های شکنندگی عبارت اند از:

۱- کمبود اطلاعات موجود

¹⁴ Random

۲- وجود اطلاعات نادرست یا کم دقت

۳- خطا در عملیات ریاضی

یکی از مهمترین مواردی که در روند تولید منحنی های شکنندگی که باید به آن دقت شود، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده های آماری با یکدیگر می باشد. نکته ای که باید به آن توجه کرد این است که داده های مختلفی که از زلزله های گذشته و یا مطالعات عددی آزمایشگاهی موجود هستند از لحاظ دقت در یک سطح نمی باشند، لذا باید در کمبود انجام تحلیل های آماری به داده های مختلف بر حسب میزان دقت آن ها وزن داده شود تا دقت افزایش یابد.

به طور کلی بهتر است برای حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه گاهی و شرایط ساختمانی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب بدست آید و منحنی های شکنندگی برای حالات خاص با دقت بیشتر رسم شود.

۲-۴ نرم افزار اپنسیس

۲-۴-۱ معرفی

نرم افزار اپنسیس یکی از نرم افزار های تحلیل سازه بوده که به روش اجزا محدود کار می کند و در سال ۱۹۹۰ توسط محققین دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شد و از آن زمان تا کنون در حال توسعه و پیشرفت می باشد. نرم افزار اپنسیس شامل مجموعه کاملی از المان ها، مصالح و روش های مختلف تحلیل می باشد و توانایی مدلسازی و تحلیل را در زمینه های مختلف با دقت های خیلی بالای میکرو و ماکرو دارا است. در حال حاضر، نرم افزار اپنسیس قوی ترین نرم افزار تحلیل غیر خطی ماکرو سازه ها موجود در دنیا می باشد.

۲-۴-۲ مزایای اپنسیس

از قابلیت های ویژه این نرم افزار می توان به نکات زیر اشاره کرد:

۱- این نرم افزار رایگان می باشد، منبع باز است و در دسترس همگان می باشد و در نتیجه برای ارائه مقاله در کنفرانس ها و مجلات بین المللی مناسب و مورد قبول می باشد.

۲- این نرم افزار قابلیت این را دارد که دستورات را می توان به صورت دلخواه با توجه به نیاز مورد استفاده قرار داد و نیز قابلیت اضافه کردن دستورات جدید به بدنه اصلی نرم افزار را دارد.

۳- قابلیت اتصال به نرم افزار هایی مانند MATLAB به منظور انجام محاسبات پیچیده را نیز دارد.

۴- این برنامه دارای نتایج خروجی با دقت بالایی می باشد و همچنین صحت سنجی برنامه در آنالیز های مختلف با نتایج آزمایشگاهی موجود می باشد.

۵- این برنامه دارای المان ها و مصالح کاملی می باشد که قابلیت کد نویسی برای چندین آنالیز توسط زبان برنامه- نویسی TCL را دارا می باشد.

۶- این برنامه قابلیت تحریک چند نقطه ای سازه دارد.

۷- این برنامه قابلیت مدلسازی سازه های گوناگون دارد.

۸- این برنامه حجم نرم افزار و خروجی های آن در مقایسه با سایر نرم افزار ها بسیار کمتر می باشد.

۹- این برنامه قابلیت تحلیل حرارتی و بررسی وضعیت سازه پس از آتش سوزی را نیز

دارا می باشد.

نرم افزار اپنسیس یک نرم افزار اجزا محدود است که بوسیله مازونی^{۱۵}، اسکات^{۱۶}، کنا^{۱۷} و فنوس^{۱۸} ساخته شده و همچنان در حال توسعه و تکامل می باشد. این نرم افزار مجموعه کاملی از انواع المان ها، مصالح و روش های مختلف تحلیل سازه به روش های مختلف می باشد.

در راستای سیستم های عملکردی خاک و سازه نرم افزار اپنسیس تحت اثر زلزله طراحی شده و با این هدف از سال ۱۹۹۰ تاکنون در حال توسعه و تحقیق می باشد. این نرم افزار همانطور که از اسم آن پیداست به صورت رایگان از طریق آدرس های اینترنتی در دسترس همگان بوده و کد نویسی نرم افزار آن به صورت باز است. این خاصیت از مزایای ویژه نرم افزار مذکور به شمار می آید که باعث شده که کمبود ها و مشکلات آن جبران شود و به صورت تدریجی نرم افزار توسط کلیه افرادی که در سراسر دنیا از آن استفاده می کنند تکامل پیدا کند که در نتیجه عیوب آن شناسایی شده و تغییرات و اصلاحات با سرعت بیشتری صورت پذیرد. نرم افزار اپنسیس در زمینه های مختلف مدلسازی و تحلیل سازه ها همه روزه در حال پیشرفت است و به صورت گسترده در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می گیرد.

مفاهیم برنامه اپنسیس با استفاده از برنامه تفسیر کننده این برنامه قابل توجیه است. این تفسیر کننده یک فرم گسترش یافته ای از زبان متنی TCL می باشد. تفسیر کننده برای انجام عملیات تحلیل و آنالیز اجزای محدود دستورات لازم را به زبان متنی TCL اضافه می کند. هر یک از این دستورات همراه با یک روش برنامه نویسی به زبان C++ می باشد. این دستورات عبارت اند از:

¹⁵ Mazzoni

¹⁶ Scott

¹⁷ Mc Kenna

¹⁸ Fenves

۱- ابتدا در مدل سازی سازه مورد نظر گره ها، المان ها، بارگذاری و قیود ایجاد میشود.

۲- سپس روند آنالیز انجام و نوع تحلیل را مشخص می کند.

۳- در نهایت خروجی مشخص می کند که کاربر در حین تحلیل می خواهد چه مواردی را بررسی و کنترل نماید.

اپنسیس یک الگوریتم نرم افزاری شی گرا برای شبیه سازی مدل های کاربردی مهندسی زلزله با استفاده از روش های مختلف اجزای محدود می باشد. اپنسیس یک نرم افزار کد بازمی باشد که قابلیت این را دارا می باشد که تبدیل به یک کد عمومی برای مهندسی زلزله شود. علاوه بر این اپنسیس یک مکانیسم ارتباطی در پایگاه PEER برای تبادل و ساخت مبتنی بر تحلیل دارا می باشد. [10]

۲-۴-۳ معایب نرم افزار اپنسیس

معایب نرم افزار اپنسیس به صورت زیر می باشد:

۱- مترجم برنامه اپنسیس یعنی برنامه TclEditor به دستورات کد نویسی حساسیت بسیار بالایی نشان می دهد و کاربر باید دقت بالایی برای وارد کردن این دستورات هنگام برنامه نویسی داشته باشد.

۲- به علت نداشتن کاربری گرافیکی در صحت سنجی دقت بیشتری نیاز می باشد .

۲-۵ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

برای ارزیابی کلی از رفتار سازه ها تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) یک روش تحلیلی محاسباتی مناسب و دقیق در مهندسی زلزله به حساب می آید. تحلیل دینامیکی فزاینده به منظور نتایج تحلیل خطر لرزه

ای احتمالاتی برای تخمین خطر لرزه ای سازه مورد نظر بوجود آمده است. این تحلیل را می توان همانند تحلیل استاتیکی پوش اور در نظر گرفت.

برای تعریف تحلیل دینامیکی فزاینده می توان گفت مجموعه ای از شتاب نگاشت ها است که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه ای مقیاس شده اند که به سازه اعمال میشود که به وسیله تحلیل های دینامیکی غیر خطی بدست می آید. سطوح مختلف شدت های لرزه ای شتاب نگاشت ها باید به گونه ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده های رفتاری، از الاستیک به غیر الاستیک و در نهایت ناپایداری کامل دینامیکی فروپاشی کامل، بتواند پوش کند و با انجام پردازش های مناسب بر روی داده ها، می توان به نتایجی برای هر رکورد از شتاب نگاشت و هر شدت لرزه ای رسید. این داده ها می توانند توسط مقیاس های عددی (IM) نمایش داده شوند بوسیله آن پاسخ های سازه ای که توسط پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) مقیاس گذاری شده است می تواند بدست آیند.

برای مقیاس های عددی انتخاب صحیح به صورت کمیت های عددی (به ندرت برداری) می باشد که به خطی یا غیرخطی بودن دامنه و شدت زمین لرزه های ثبت شده وابسته هستند. انتخاب مقیاس های عددی صحیح به نحوی است که منحنی ها در حالات مختلف خطر بتوانند توسط تحلیل خطر لرزه ای احتمالاتی برای آنها تولید شوند. این انتخاب ها معمولا مبنای حداکثر شتاب زمین، حداکثر سرعت زمین و یا شدت واریاس می باشد. باید توجه داشت که کاربردی ترین آنها شتاب طیفی با میرایی ۵٪ در پرپود مود اول سازه می باشد.

پارامتر تقاضای مهندسی می تواند هر کمیتی از پاسخ سازه ای و غیر سازه ای که در ارتباط با آسیب های سازه ای و یا غیر سازه ای است باشد. معمولا در این زمینه می توان انتخاب هایی مبنی بر حداکثر جابجایی بین طبقه ای، حداکثر جابجایی منحصر به طبقه و حداکثر شتاب طبقات انتخاب شود.

۲-۵-۱ پیشینه ی توسعه

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) به عنوان یک روش متداول در مقیاس کردن شتابنگاشت ها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیشتر و یا کمتر نمایش دادن حرکات زمین از آنچه که در سایت موردنظر ثبت شده است، استفاده می شود. از آنجاییکه رکوردهای زلزله موجود که اتفاق افتاده و ثبت گردیده به اندازه ی کافی برای برطرف کردن تمام احتیاج های ممکن مناسب نیستند، از این رو مقیاس کردن یک روش ساده و به شدت پیچیده (در صورت استفاده ی نادرست) برای پرکردن خلل های موجود در مجموعه رکورد های زلزله می باشند. با توجه به تحقیقات انجام شده می توان فهمید در بیشتر موارد محققان یک مجموعه کوچک سه تا هفت تایی و گاهی حتی یک شتابنگاشت را برای تخمین پاسخ در منطقه ی موردنظر استفاده می کنند که باعث می شود رفتار صحیحی از سازه پیش بینی نشود.

در سال ۱۹۹۴ پس از زلزله نورثریج پروژه ای به نام SAC/FEMA به منظور برطرف کردن بازتاب های ناشی از عملکرد ضعیف قاب های خمشی فولادی که ناشی از شکست اتصالات تیر به ستون بودند، شروع به کار کرد. در این پژوهش با داشتن فضایی خلاق از همکاری های تحقیقاتی، هدف قرار دادن یک سازه در یک محدوده وسیع تری از مقیاس مورد توجه قرار گرفت. در ابتدا این روش را پوش اور دینامیکی نام گذاری کردند و آن را به عنوان روشی برای تخمین فروپاشی کامل سازه مد نظر قرار گرفت. پس از گذشت زمان محققان فهمیدند که چنین روشی توانایی بررسی چندین حالت حدی همچون ایمنی جانی که برای اکثر روش های طراحی لرزه ای به صورت استاندارد می باشد، و همچنین برای سطوح بالاتر و یا پایین تر شدت زلزله که نشانگر سطوح مختلف خطر است همچون قابلیت استفاده بی وقفه و آستانه فروریزش را دارا نمی باشد. از این رو ایده تحلیل دینامیکی فزاینده به وجود آمد، که در جوامع علمی مورد تایید و پذیرش قرار گرفت و سپس در مرکز تحقیقات لرزه ای John A. Blume در دانشگاه استنفورد به نتیجه رسید. امروزه محققین بخش لرزه ای شناخت گسترده تری

را نسبت به این نوع تحلیل پیدا کردند و چندین روش مختلف و مفاهیم گوناگونی را برای تخمین عملکرد سازه ای مطرح کردند. در دهه ی گذشته این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) تایید شده و در آیین نامه های FEMA-351 و HAZUS-MH MR-5 برای تعیین آسیب پذیری سازه مورد توجه قرار گرفته است. که به تحلیل دینامیکی فزاینده که به اختصار IDA میگویند معرفی می شود. [۳،۱۱،۱۲]

۲-۵-۲ مزایای روش آنالیز دینامیکی فزاینده

- (۱) از دامنه ی پاسخ یا نیاز سازه در برابر سطوح مختلف شدت زلزله درک بهتری ارائه می دهد.
- (۲) رفتار سازه را در زلزله های شدید و نادر بهتر پیش بینی می کند.
- (۳) درک بهتر با توجه به تغییرات ایجاد شده در پاسخ های سازه ای با افزایش شدت زلزله
- (۴) برآورد نسبتاً دقیق تر از ظرفیت دینامیکی کلی سیستم

۲-۵-۳ مفاهیم تحلیل IDA

در این قسمت مفاهیم اساسی و اصطلاحات رایج در تحلیل دینامیکی فزاینده بررسی می شود. با در نظر گیری یک شتاب نگاشت مقیاس نشده، ضریب α_1 ، به عنوان اساس کار این شتاب نگاشت یک بردار با اعضای $\alpha_1(t_i)$ که در آن $t_i=0, t_1, \dots, t_{n-1}$ می باشد.

۲-۵-۴ ضریب مقیاس (SF)

برای معین کردن در سطح های مختلف شدت حرکت زمین، از سطح کم تا سطح خیلی زیاد باید شتاب نگاشت انتخاب شده را مقیاس کرد. لذا به همین منظور از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس استفاده شده است. ضریب مقیاس (SF) در یک شتاب نگاشت مقیاس شده یک مقدار عددی غیر منفی است که دامنه ی آن از صفر تا بی نهایت متغیر می باشد ($\lambda \in [0, \infty]$).

این مقدار عددی در تمامی مقادیر ثبت شده از شتاب نگاشتی که مورد نظر است ضرب می شود و با توجه به مقیاس آن که کوچک یا بزرگ باشد، سطوح شدت کاهش یا افزایش خواهد یافت. با فرض این که بردار شتاب نگاشت مقیاس نشده را و بردار شتاب نگاشت مقیاس شده را α_λ بنامیم طبق رابطه :

$$\alpha_\lambda = \lambda \times \alpha_1 \quad (25-2)$$

سه حالت در نظر می گیریم برای مقادیر $\lambda = 1$ شتاب نگاشت طبیعی، $\lambda < 1$ به شتابنگاشت با مقیاس پایین و $\lambda > 1$ به شتاب نگاشت با مقیاس بالا می باشد. ساده ترین روش برای توصیف تصاویر مقیاس بندی شده از شتاب نگاشت ضریب مقیاس است.

در اولین گام جهت مقیاس بندی معیار شدت لرزه ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار $0.1g$) برای پارامتر شدت لرزه ای (حداکثر شتاب زمین PGA) انتخاب می شود. پس از آن در مراحل بعد این مقدار را با گام های 0.1 افزایش داده می دهیم تا در نهایت سازه به حالت حدی مورد نظر و یا خرابی کامل برسد.

۲-۵-۵ اندازه شدت حرکت زمین IM

اندازه شدت حرکت زمین، کمیتی می باشد مقیاس پذیر، که از یک شتاب نگاشت مقیاس شده بدست می آید. این کمیت در واقع تابعی از شتاب نگاشت اصلی می باشد که به صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب نگاشت متغیر است.

$$IM = f \times \alpha_1 \times \lambda \quad (26-2)$$

از این کمیت نمونه هایی هستند که این قابلیت را دارند که مقیاس شوند، که این موارد شامل ماکزیمم شتاب زمین (PGA)، ماکزیمم سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی که در غالب ارتعاشی سازه با در نظر گرفتن نسبت میزایی ۵ درصد می باشند. کمیت های دیگری نیز وجود دارند که توانایی بیان اندازه

شدت حرکت زمین را دارا می باشند اما قابلیت مقیاس پذیری ندارند که از جمله ی آن ها می توان به بزرگای لنگر، مدت زمان اثر شتابنگاشت و شدت اصلاح شده مرکالی اشاره کرد. در این پژوهش ماکزیمم شتاب زمین (PGA) به عنوان شاخص شدت حرکت زمین IM در نظر گرفته شده است.

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

کمیت شدت خرابی سازه هم نیز یک مقدار عددی مثبت تعریف می شود، که بیانگر خصوصیات پاسخ مدل سازه ای را در برابر بارهای لرزه ای مورد نظر می باشد.

$$DM \in [0, \infty) \quad (2-26)$$

به عبارت دیگر می توان گفت DM کمیتی است که می تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی گرفته شود. گزینه مناسب برای انتخاب یک کمیت شدت خرابی DM مناسب می تواند به نوع سازه و خرابی مورد نظر وابسته باشد. در ارزیابی سازه بر اساس عملکرد گاهی لازم است که از دو یا چند فاکتور کمیت شدت خرابی که همگی از آنالیزهای غیر خطی حاصل می شوند برای ارزیابی پاسخ سازه با توجه به سطح عملکردی و یا مودهای خرابی مورد استفاده قرار گیرد. امروزه برای سازه های ساختمانی کمیت هایی همچون ماکزیمم برش پایه، چرخش گره ای، حداکثر شکل پذیری طبقه، حداکثر تغییر مکان نسبی یا زاویه تغییر مکان بین طبقه ای یک سازه N طبقه یا ماکزیمم آن ها مطرح می شود. در این پژوهش حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای به عنوان کمیت DM مد نظر می باشد.

۲-۶ مروری بر ادبیات موضوع و کار های انجام شده

با توجه به اینکه تغییر شکل برشی اتصالات تیر و ستون سهم مهمی در پاسخ های جانبی سازه های بتن آرمه دارد. اکثر برنامه های تجزیه و تحلیل موجود، با صرف نظر از جزئیات آرماتور بندی در محل

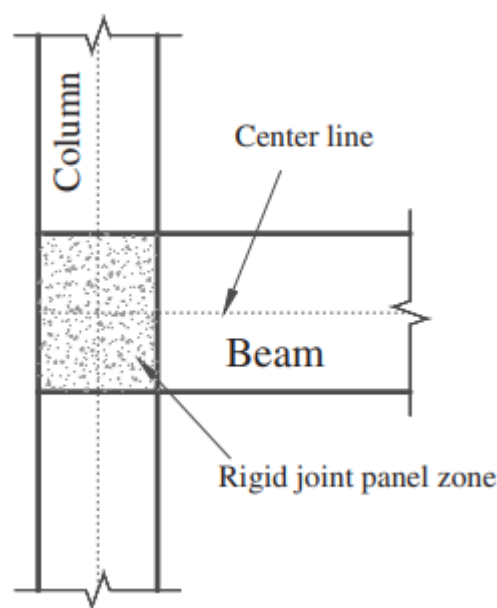
اتصال، ناحیه اتصال را صلب در نظر می گیرند . لغزش آرماتور گذاری طولی تیر در محل اتصال و تغییر شکل برشی ورق اتصال به خصوص در اعضای غیر لرزه ای اتصالات تیر و ستون به طور قابل توجهی صلبیت اتصال را کاهش میدهد. مدل سازی اتصالات تیر ستون به تازگی مورد توجه زیادی قرار گرفته و روش های مختلف مدل سازی توسط چندین محقق پیشنهاد شده است. مدل های موجود شامل تمام اجزای تشکیل دهنده ی اعمال تغییر شکل در مفصل ها، از جمله لغزش پیوستگی آرماتور گذاری تیر و تغییر شکل برش در منطقه اتصال است. بنابراین، به منظور توصیف رفتار اتصال تیر ستون، خواص و پاسخ بار تغییر شکل اجزا و پارامترها باید به صورت آزمایشگاهی تایید شوند. [۱۳]

در سال ۲۰۱۴، شفائی و همکاران، تأثیر انعطاف پذیری اتصالات بر پاسخ جانبی قاب های بتن آرمه را مورد بررسی قرار دادند. این اثرات در نرم افزار اوپنسیس مدل سازی شد و یک المان اتصال اصلاح شده برای تجزیه و تحلیل قاب های چند طبقه مورد استفاده قرار گرفت. این مدل با استفاده از نتایج تجربی مورد تایید قرار گرفته بود و مدل مورد تایید برای تجزیه و تحلیل قاب های پنج و ده طبقه با جزئیات اتصالات مختلف با استفاده از تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی افزایشی (IDA) استفاده شد. نتایج قاب های با اتصالات انعطاف پذیر با مقادیر قاب های با اتصال صلب مقایسه شد. نتایج تحلیلی تایید کرد که المان اتصال اصلاح شده ، با موفقیت پیش بینی رفتار سیکل تجربی نمونه های اتصال تیر-ستون را نشان می دهد و همچنین سازه های بتن آرمه موجود با اتصالات دارای نقص تیر و ستون در معرض زمین لرزه های شدید بسیار آسیب پذیر بوده و فرض صلبیت اتصال در هنگام ارزیابی رفتار اعضای غیر لرزه ای سازه های موجود مناسب نیست. نتایج همچنین نشان داد که اثر تغییر شکل اتصال در پاسخ جانبی قاب های RC به میزان حد اکثر مقدار شتاب از حرکت زمین نیز بستگی دارد [۱۳].

بازرسی های پس از زمین لرزه از ساختمان های بتن آرمه آسیب دیده [۱۴-۱۸] و نیز آزمایش های آزمایشگاهی اتصالات تیر و ستون های غیر لرزه ای [۱۹-۲۱] نشان می دهد که جزئیات غیر لرزه ای

اتصالات تیر و ستون دچار آسیب جدی شده اند و به طور قابل توجهی بر عملکرد کلی ساختمان تاثیر می گذارد و باعث فروپاشی ساختمانی می شود.

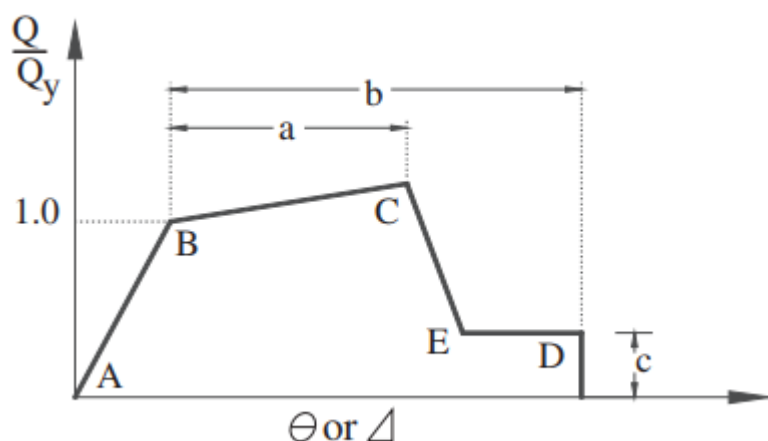
مرسوم است که در تجزیه و تحلیل لرزه ای لنگر مقاوم سازه های RC، اتصالات تیر و ستون ها با فرض اتصالات صلب مدل میشوند [۲۱، ۲۲]، همانطور که در شکل ۵-۲ نشان داده شده است. این فرض، سختی سازه را بیش از حد بالا میبرد و دریافت در طبقات بیش از حد کاهش میابد و از این رو به ارزیابی نامناسب از پریود و عملکرد لرزه ای سازه های موجود، منجر می شود. با این حال، نشان داده شده است که در طراحی لنگر مقاوم سازه های RC شکل پذیر بر اساس کدهای زمین لرزه متداول، مناطق اتصال در حقیقت صلب نیستند هنگامیکه بار های لرزه ای قابل توجهی به آنها اعمال میشود، که نتیجه آن ترک خوردگی مورب و تغییر شکل برشی قابل توجهی در ناحیه اتصال است. به عنوان یک پیامد از این و احتمال لغزش پیوستگی از آرماتور طولی تیر در محل اتصال، تغییر شکل کلی اتصال می تواند قابل توجه باشد.



شکل ۵-۲ اتصال صلب تیر-ستون بر اساس ASCE41/FEMA-356

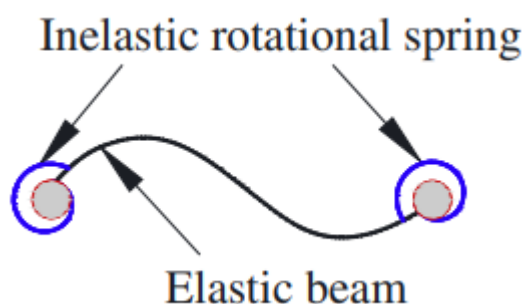
پائولی و پریستلی [۲۱] اظهار داشتند که معمولاً ۲۰٪ تغییر مکان درون طبقه ای به علت نیروی زلزله ممکن است از تغییر شکل مفصلی حاصل شود. به همین دلیل است که به شدت توصیه می شود که هیچ مجوزی برای مناطق انتهایی صلب در تحلیل نیروی جانبی فریم های شکل پذیر ایجاد نشود. بنابراین، فرض اتصال صلب ممکن است منجر به تفسیر اشتباه در ویژگی های عملکرد کلی سازه ها شود و در نتیجه می تواند به محاسبه اشتباه تقاضاهای مقاومت و انعطاف پذیری بر اعضای تشکیل دهنده سازه منجر شود و این وضعیت در سازه های با جزئیات آرماتور گذاری غیر لرزه ای بسیار بحرانی است [۲۳].

آیین نامه های ASCE / SEI 41 [۲۴] و FEMA-356 [۲۵] پیشنهاد می کنند که اتصال تیر به ستون به صورت یک ورق صلب طراحی شود. در این مدل ورق اتصال به عنوان یک عضو کاملاً صلب با ابعاد برابر برای آن اتصالات می باشد (شکل ۲-۵) اگر چه ASCE / SEI 41 و FEMA-356 هر دو تغییر شکل برشی اتصالات را نادیده گرفتن، اما برای تعیین کاهش اثرات سختی خمشی اثرات لغزش آرماتور گذاری را در محدوده اتصالات به حساب می آورند. ASCE41-06 و FEMA-356 به طور بالقوه لنگر سختی قاب های بتن آرمه را با توصیه به این که اتصالات تیر ستون باید به عنوان یک منطقه صلب یا سخت ترسیم شود، را دست بالا حساب میکند. ASCE / SEI 41 و FEMA-356 منحنی backbone را پیشنهاد می دهند که برای مدل سازی تغییر شکل برشی اتصالات در تحلیل غیر خطی سازه های بتنی در شکل ۲-۶ نشان داده شده.



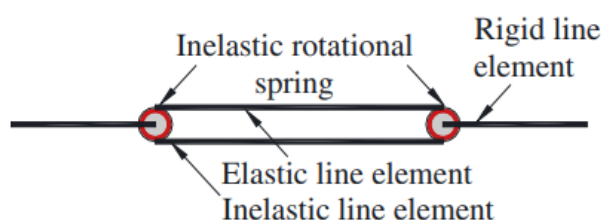
شکل ۶-۲ تغییر شکل مقاومت برشی مفصل بر اساس ASCE41/FEMA-356

برای مدل سازی پاسخ لرزه ای اتصالات تیر ستون RC با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در ناحیه مفصل، چندین مدل تحلیلی پیشنهاد شده است به منظور رسیدن به تاثیرات پیوستگی لغزش و تغییر شکل برشی در تحلیل سازه ای همانگونه که در شکل ۵-۲ و ۶-۲ نشان داده شده است. گیبرسون [۲۶] با پیشنهاد یک المان تیر با دو فنر چرخشی غیر خطی متصل به دو انتهای یک عضو کاملاً الاستیک را برای تشخیص عمل غیر خطی به علت خمش تیر و تغییر شکل مفصل پیشنهاد کرد (مطابق شکل ۷-۲-۷). رفتار غیرخطی فنر چرخشی با در نظر گرفتن نقطه خمش در مرکز عضو تعیین شد.



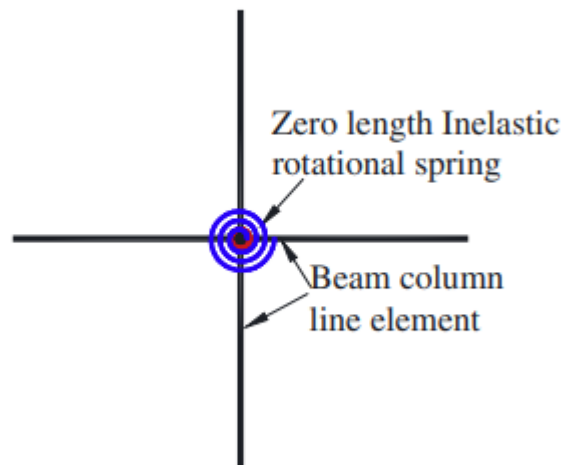
شکل ۷-۲ مدل اتصال گیبرسون [۲۶]

اوتانی [۲۷] یک مدل تیر دو مولفه را پیشنهاد کرد. که از دو عنصر مکمل شکل پذیر موازی تشکیل شده است، یکی از آنها الاستیک خطی و دیگری غیر خطی بود، دو فنر غیر خطی در انتهای این عناصر، و دو اتصال صلب در خارج از فنر وجود داشت (شکل ۲-۷). دو پیوند صلب نشان دهنده ناحیه اتصال تیر ستون است، در حالی که مدل دو فنر غیر خطی با انتهای ثابت دورانی به دلیل لغزش آرماتور گذاری داخلی در محدوده اتصال است. در طول توسعه تنش چسبندگی ثابت در نظر گرفته شده بود و آرماتور گذاری فشاری طوری فرض شده بود که لغزش نکند. چرخش به علت لغزش به عنوان کشیدگی آرماتور کششی در امتداد طول توسعه مجزا از فاصله بین میلگرد های آرماتور کششی و فشاری ارزیابی شد.



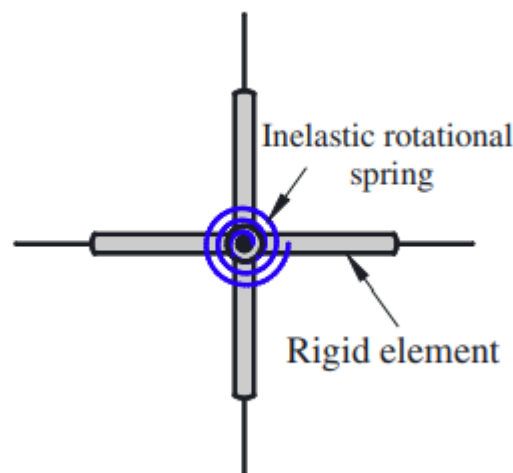
شکل ۲-۷ المان خطی الاستیک و غیر الاستیک [۲۷]

متوالی و چن [۲۸] و آلاس و کوناس [۲۹] رفتار غیر خطی تیر-ستون و پانل اتصال را از طریق معرفی عناصر فنر چرخشی صفر طول بین پانل اتصال و اعضای مجاور جدا کردند. متوالی و چن یک مدل را ایجاد کردند که در آن یک فنر چرخشی با طول صفر در میان تیر ها و ستونها برای مشخص کردن رفتار غیر الاستیک در مفصل قرار می گیرد (شکل ۲-۸).



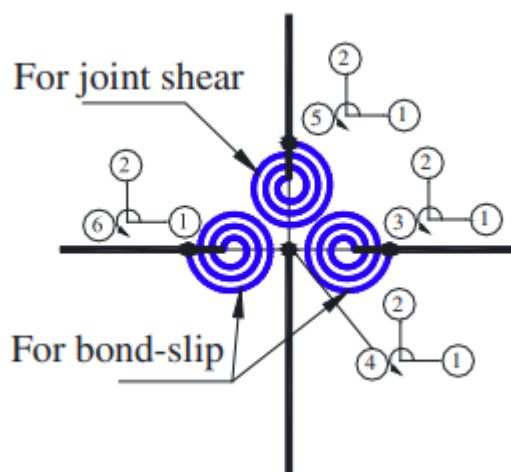
شکل ۸-۲ مدل رفتار غیر خطی تیر-ستون متوالی و چن [۲۸]

یک عنصر ماکرو برای تشخیص تغییر شکل برش در مناطق اتصال سازه های بتن آرمه توسط آلاس و کوناس پیشنهاد شده است، که در آن تغییر شکل چرخشی نسبی بین تیر و ستون با یک عضو فنر چرخشی با طول صفر طراحی شده است. این فرمول بندی فرض می کند که ستونها و تیرها با پیوندهای صلب که قادر به چرخش مستقل هستند به یکدیگر متصلند (شکل ۹-۲).



شکل ۲-۹ مدل رفتار غیر خطی تیر-ستون آلاس و کوناس [۲۹]

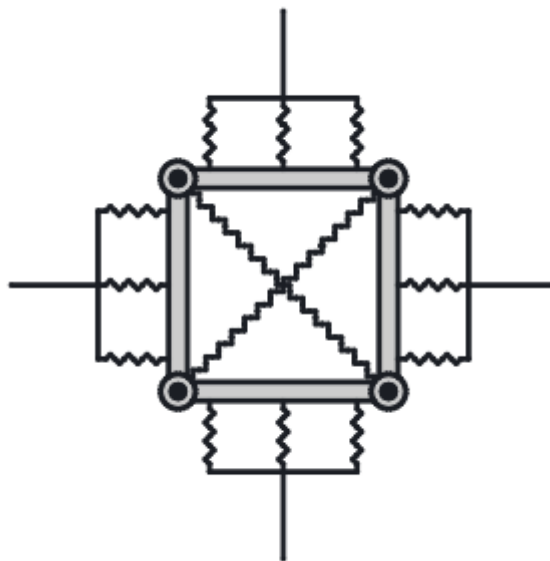
بیده و قبارا [۳۰] یک المان را پیشنهاد می کنند که برای تغییر شکل برشی و لغزش چسبندگی آرماتور گذاری میلگردهای ناحیه اتصال است. این المان نسخه اصلاح شده از مدل توسط آلاس و کوناس [۲۹] پیشنهاد شد و منطقه اتصال توسط دو فنر سری ایده آل شده، یکی نشان دهنده تغییر شکل برش و دیگری نشان دهنده لغزش باند که شامل اثر لغزش باند بر رفتار لرزه ای اتصالات تیر ستون RC است (شکل ۲-۱۰).



شکل ۲-۱۰ مدل اتصال المان تیر-ستون بیده و قبارا [۳۰]

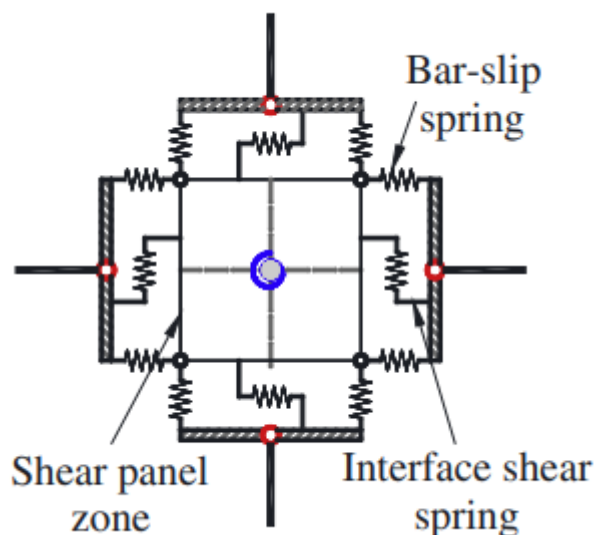
فاوالتا و همکاران یک مدل رفتاری ارائه می دهد که می تواند در یک برنامه تحلیل دینامیکی غیرخطی به خوبی اجرا شود [۳۱]. صحت و دقت مدل پیشنهادی از طریق مقایسات با نتایج آزمایش شده از دوازده اتصالات بتن آرمه تیر ستون بیرونی نشان داده شده است.

یوسف و قبارا [۳۲] و لوئیس و آلتونتا [۳۳] از المان های پانلی نوع پیوسته همراه با عناصر فنر برای نشان دادن رفتار غیرخطی منطقه اتصال استفاده کردند. یوسف و قبارا [۳۲] یک مدل را پیشنهاد کردند که در آن مفصل توسط چهار عضو صلب که در محل اتصال محصور شده اند با اتصال پین های بین المان های صلب و با فنر های قطری برشی نشان دادند. تاثیر لغزش آرماتور در داخل اتصال و بتن خرد شده در پیرامون مفصل با استفاده از سه نوع بتن و سه نوع فنر فولادی در هر طرف ناحیه اتصال بین تیر و ستون و ورق اتصال نشان داده شده است (شکل ۲-۱۱).



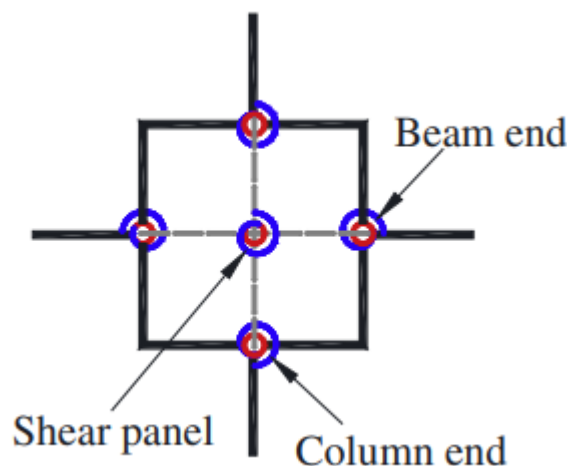
شکل ۲-۱۱ مدل اتصال یوسف و قبارا [۳۲]

لوئس و آلتونتاş [۳۳] یک المان برای مدل سازی غیر الاستیک پاسخ اتصالات داخلی تیر ستون را در تجزیه و تحلیل سازه دو بعدی ارائه دادند که شامل یک پانل برش، چهار فنر اتصال برش و هشت فنر میلگرد لغزش بود (شکل ۲-۱۲).



شکل ۲-۱۲ مدل اتصال لوئس و آلتونتاş [۳۳]

مکانیسم های مختلف رفتار غیر الاستیک مثل شکستگی برشی پانل اتصال، از دست دادن انتقال بار برش به دلیل ترک خوردگی در اتصالات تیر ستون و گسیختگی پیوستگی در آرماتور های طولی نیز در نظر گرفته شد. متریا ل مدل رفتار تنش کرنش برشی پانل اتصال بر اساس نظریه میدان فشرده سازی اصلاح شده تعریف شد [۳۴]. پارامترهای پاسخ چرخه ای بر اساس داده های تجربی کالیبره شد. آلتونتاş [۲۳] مدل ارائه شده توسط لوئس و آلتونتاş [۳۳] را با معرفی یک مدل از چهار فنر چرخشی طول صفر که در اتصالات تیر و ستون قرار دارد ساده کرده است، که شبیه سازی دورانی عضو انتهایی به علت رفتار لغزش پیوستگی میباشد، در حالی که ناحیه مولفه پانل با یک فنر دورانی برای شبیه سازی تغییر شکل برشی مفصل باقی میماند (شکل ۲-۱۳).



شکل ۲-۱۳ مدل اتصال آلتونتا [۲۳]

از مرور ادبیات میتوان فهمید که مدل سازی اتصالات تیر ستون به تازگی مورد توجه زیادی قرار گرفته و روش های مختلف مدل سازی توسط چندین محقق پیشنهاد شده است. مدل های موجود شامل تمام اجزای تشکیل دهنده ی اعمال تغییر شکل در مفصل ها، از جمله لغزش پیوستگی آرماتور گذاری تیر و تغییر شکل برش در منطقه اتصال است. بنابراین، به منظور توصیف رفتار اتصال تیر ستون، خواص و پاسخ بار تغییر شکل اجزا و پارامترها باید به صورت آزمایشگاهی تایید شوند.

۲-۱۱ تاریخچه کار های انجام شده در زمینه منحنی های

شکندگی

ابتدا از منحنی های شکندگی در سازه های با اهمیت بالا همانند نیروگاه های هسته ای استفاده شده است زیرا کوچکترین آسیب و نقص در مقابل زلزله بسیار پر ریسک و خطرناک است. اولین بار در سال ۱۹۸۰ این منحنی ها برای نیروگاه های هسته ای گسترش داده شد. [۳۵]

کرچر و مارتین در سال ۱۹۹۳ منحنی های شکنندگی را توسعه دادند. در ابتدا این منحنی ها بسیار ساده و نیز از لحاظ محاسباتی بسیار ابتدایی بودند و اکثرا با قضاوت مهندسی ترسیم می شدند. در این پژوهش محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین را نشان میدهد. برای تخمین خسارت لرزه ای ساختمان ها از این منحنی ها استفاده شده است. جامعه مهندسی پس از زلزله نورث ریج در سال ۱۹۹۴، به اهمیت برآورد میزان خسارت وارده به سازه های پس از زلزله پی بردند. [۳۶]

آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵، مدلی جدید از منحنی های شکنندگی ارائه کردند و مطالعات بیشتری در این زمینه بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند. تمامی محاسبات انجام شده در این مقاله بر مبنای ATC-13 انجام شده است و همچنین محور افقی بر حسب مرکالی اصلاح شده است که حالت علمی تری برای تحلیل شکنندگی محسوب می شود. علاوه بر این نوآوری هایی برای استفاده از شتاب نگاشت در منحنی ها نیز صورت گرفت. [۳۷]

پژوهش زینگهال و کرمجیان در سال ۱۹۹۸ انجام پذیرفت که آنها با توجه به مشاهدات خود از ساختمان یک طبقه، منحنی های شکنندگی را توسعه دادند. آن ها برای برآورد آسیب از شاخص پارک-انگ استفاده کردند. [۳۸]

پژوهش شینوزوکا در سال ۱۹۹۸ در مورد منحنی های شکنندگی یک پل تک دهانه بود که از دقت بالایی برخوردار است. که در این پژوهش روش به دست آوردن منحنی های شکنندگی در پل ها ارائه شده است. دلیل بالا بودن دقت انجام محاسبات استفاده از داده های آماری قابل توجه در ورودی نرم افزار است. این کار منجر شد به اینکه منحنی های شکنندگی غالبا یک مسأله آماری می باشد. [۳۹]

تاناکا در سال ۲۰۰۰ منحنی های شکنندگی را با استفاده از توزیع لوگ-نرمال کالیبره کرد. وی ۳۶۸۳ پل را تقسیم به ۵ گروه کرد و میزان آسیب را برای این ۵ سطح تعریف کرد و به بررسی پارامتر های توزیع لوگ-نرمال پرداخت. [۴۰]

محققین در سال ۲۰۰۰ برای سازه های بتنی، فولادی و چوبی شهر کوبه ی ژاپن با استفاده از تابع خسارت و بر اساس PGV منحنی های شکنندگی را رسم کردند. با انجام مطالعات و تحقیقات آنها به این نتیجه رسیدند که سازه های بتنی کمترین شکنندگی و سازه های فلزی بیشترین شکنندگی را دارند. [۴۱]

در سال ۲۰۰۱ به کمک تحلیل استاتیک غیر خطی منحنی های شکنندگی برای دریافت طبقات ترسیم شد. محققین همچنین تولید منحنی های شکنندگی به روش طیف ظرفیت را نیز ارائه کردند. [۴۲]

پنکی از دانشگاه واشنگتن در سال ۲۰۰۳ برای اجزای بتن مسلح قدیمی یک مدل آسیب ارائه کرد. ۱۲ حالت آسیب پذیری برای اجزا ارائه شد. از جمله این حالت ها 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 "می باشد. حالت های آسیب تقسیم به دو گروه ترک خوردگی و خرد شدن بتن شدند. با استفاده از روش Maximum Likelihood از بین توزیع های نرمال، لوگ-نرمال، Weibul و بتا بهترین توزیع انتخاب شد. [۴۳]

منحنی های شکنندگی در سال ۲۰۰۴ برای مقاوم سازی سازه ها در ترکیه-استانبول استفاده شد. چهار مدل ۴ طبقه ی بتنی تهیه شد و برای مقاوم سازی از دیوار های برشی و بادبند ها استفاده کردند. همچنین برای تحلیل های لرزه ای از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شد. و در سطوح مختلف PGA منحنی های شکنندگی برای دریافت طبقات ترسیم شدند. [۴۴]

آریزاگا در سال ۲۰۰۶ 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 منحنی های شکنندگی را ترسیم کرد. او دریافت طبقات را با استفاده از آیین نامه FEMA و بر اساس PGA محاسبه نمود. [۴۵]

در سال ۲۰۱۲ آسامو سازه های قاب خمشی بتنی را در کشور غنا مورد تحقیق و بررسی قرار داد و منحنی های شکنندگی را برای آن ها گسترش داد. وی سه تیپ ساختمان ۳، ۴ و ۶ با پلان متقارن در نظر گرفت و به کمک نرم افزار ایدارک-۲ بعدی و تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه

زمانی منحنی های شکنندگی را ترسیم نمود. نتایج بیانگر این موضوع بوده است که سازه های نزدیک گسل در مناطق لرزه خیزی $0.25g$ و $0.35g$ احتمال فروریزشی بیشتری دارند. [۴۶]

پژوهش لئو همکاران در سال ۲۰۱۴ تحت عنوان بررسی سازه های فولادی آسیب دیده انجام شد که منحنی های شکنندگی را برای سازه های فولادی آسیب دیده توسعه دادند. [۴۷]

استوارت و همکاران در سال ۲۰۱۶ سوله های واقع در مناطق طوفان خیز استرالیا تحت بار حداکثر باد را مورد بررسی و پژوهش قرار دادند و منحنی های شکنندگی را برای آن ها ترسیم نمودند. [۴۸]

حسین پور و عبدالنبی در سال ۲۰۱۷ برای قاب های بتن مسلح تحت زلزله های متعدد، منحنی های شکنندگی رسم کردند. آن ها یک بار به کمک حداکثر شتاب PGA و یک بار با مقیاس Sa سه قاب ۳، ۷ و ۱۲ طبقه را به صورت دو بعدی تحلیل نمودند. نتیجه این پژوهش به این صورت بود که مقیاس PGA برای قاب ۳ طبقه مناسب است. اما با افزایش تعداد طبقات ممکن است PGA مناسب نباشد و توصیه می شود که از Sa استفاده شود. [۴۹]

پهلوان و قدرتی در سال ۲۰۰۶ به پژوهش سطوح عملکرد ساختمان های بتن آرمه ی متعارف را بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران پرداختند. [۵۰]

ناصری و قدرتی در سال ۲۰۱۲ 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. [۵۱]

ناصری، پهلوان و قدرتی در سال ۲۰۱۵ در پژوهش خود برای سازه های شمال ایران منحنی های شکنندگی را رسم نمودند. سازه های انتخابی ۳، ۵ و ۸ طبقه قاب خمشی بودند. [۵۲]

پهلوان و یگانه در سال ۲۰۱۸ در پژوهش خود به بررسی آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای بتن آرمه ویژه دارای ضعف اجرایی در نحوه خاموت گذاری ویژه ستونها پرداختند. نتیجه این تحقیق بیانگر کاهش مقادیر میانه شکنندگی لرزه ای این ساختمانها در سطوح آسیب جزئی تا کامل می باشد. [۵۳]

زمانی و پهلوان در سال ۲۰۲۰ در پژوهش خود به بررسی توسعه منحنی های شکنندگی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان های بلند بتن آرمه دارای قاب خمشی ویژه تحت زلزله های پریود بلند نتیجه این تحقیق بیانگر این بود که، میزان آسیب پذیری ساختمان های مدل شده تحت زلزله های پریود بلند نسبت به زلزله های پریود کوتاه، افزایش می یابد. با افزایش شدت زلزله، اختالف منحنی های شکنندگی تحت رکورد های پریود بلند و پریود کوتاه، بیشتر می شود.

۲-۱۲ جمع بندی

در این فصل سیستم های مختلف قاب خمشی مورد بررسی قرار گرفت و ضوابط لرزه ای آن بیان شد، مزایا و معایب آن گفته شد. سپس در مورد منحنی ها شکنندگی و روش های مختلف تولید آن بحث و بررسی شد. بعد از آن در مورد نرم افزار اپنسیس که برنامه تحلیلی این پژوهش می باشد صحبت شد که به معرفی و مزایا و معایب این نرم افزار پرداخته شد. سپس تحلیل دینامیکی افزایشی که روش تحلیل این پژوهش می باشد مورد بحث و بررسی قرار گرفت و مفاهیم آن بیان شد. در آخر مروری بر مطالعات پیشین منحنی های شکنندگی و اتصالات تیرها و ستون ها صورت گرفت.

فصل سوم روش تحقیق و مدل سازی

۳-۱ مقدمه

در این فصل نمونه هایی که مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته اند معرفی میگردد و نحوه ی طراحی سازه ها در نرم افزار ایتبس و همچنین نحوه ی مدلسازی آنها در اپنسیس جهت تحلیل سازه های مورد نظر بیان میشود. در انتها مسیر انجام تحلیل ها بررسی می شود و چگونگی نتیجه گیری و ارزیابی رفتار سازه با توجه به نتایج تحلیل مورد بحث بررسی قرار خواهد گرفت.

برای این منظور سه مدل ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه طبق بخش ۳-۲ در این فصل انتخاب می شود و توسط نرم افزار ایتبس طراحی می گردد. سپس این سازه ها در نرم افزار اجزاء محدود اپنسیس به صورت سه بعدی مدل می شود و تحت اثر ۲۰ شتاب نگاشت مختلف انتخاب شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) قرار میگیرند. سپس در آخر منحنی های شکنندگی برای هر سه ساختمان در سطوح مختلف خرابی رسم می شوند. با بررسی این منحنی ها به ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان می پردازیم.

۳-۲ تعریف مدل

ساختمانها طبق دستور العمل HAZUS-MH MR5 از نظر ارتفاع به سه دسته ی کوتاه، متوسط و بلند مطابق جدول ۳-۱ تقسیم می شوند. در این پایان نامه ساختمانهای ۳، ۵، ۸ طبقه برای مدلسازی و تحلیل انتخاب شده اند تا از هر بازه ی کوتاه، متوسط و بلند یک نمونه وجود داشته باشد. با توجه به اینکه سازه ما قاب خمشی متوسط می باشد لذا در این سیستم سازه ۸ طبقه بلند در نظر گرفته می شود.

جدول ۳-۱- تیپ بندی ساختمان‌ها از نظر ارتفاع [۱۱]

Lable	Description	Range	
		Name	Stories
C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3
C1M		Mid-Rise	4-7
C1H		High-Rise	8+

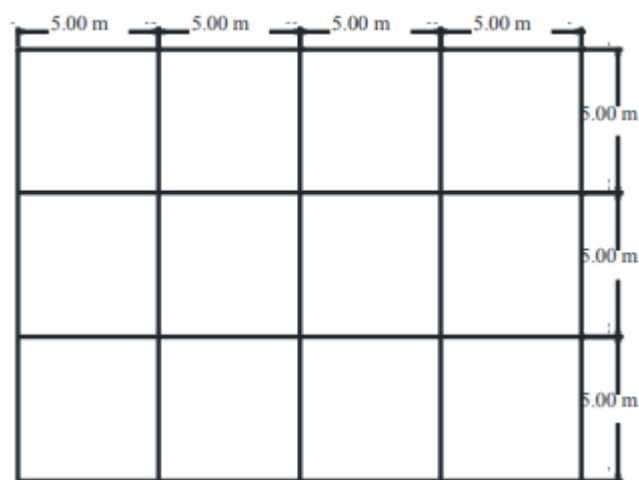
در اینجا سه مدل ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه داریم که از هر تیپ از ارتفاع ساختمان یک نمونه موجود است.

سایر مشخصات از این قرار می باشد:

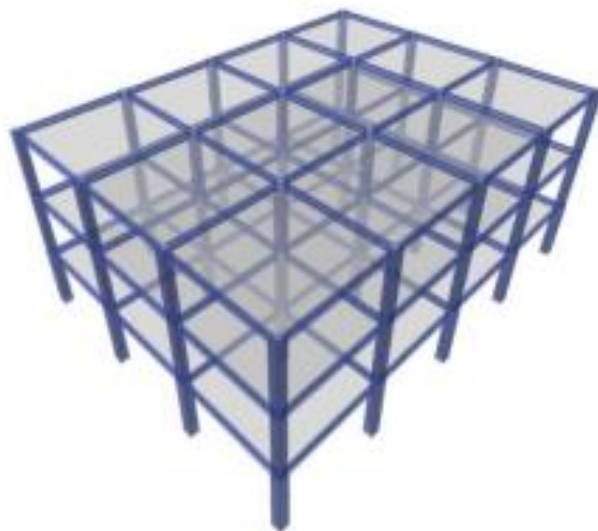
- سازه مورد نظر در استان مازندران واقع می باشد که طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم این استان در منطقه ی با خطر نسبی زیاد قرار دارد.
- با توجه به دسته بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران خاک محل احداث سازه از نوع III در نظر گرفته شده می شود.
- تمامی سازه ها در جهت X دارای ۴ دهانه ۵ متری و در جهت Y دارای ۳ دهانه ۵ متری می باشد. (ارتفاع طبقات ۳/۲ متر فرض شده است).
- میلگردهای طولی استفاده شده در بتن از نوع AIII با تنش تسلیم $F_y = 4000 \frac{kg}{cm^2}$ می باشند
- سازه در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- بتن مورد استفاده در تیرها و ستون ها دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه $F_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.
- میلگرد خاموت های تیرها و ستون ها از نوع میلگرد AII با تنش تسلیم $F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$ میباشند.
- سقف هر طبقه از نوع تیرچه بلوک فرض شده است.

- دیافراگم کف هر طبقه صلب می باشد.
- آیین نامه های مورد استفاده در طراحی سازه های این پژوهش مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مربوط به بار های وارده بر ساختمان [54] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مربوط به طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه [55] و آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [56] می باشند.

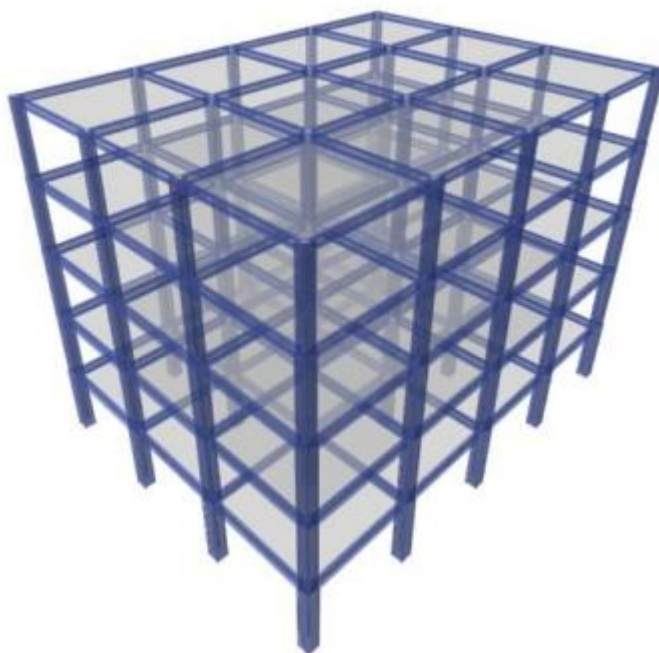
ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه مدل سازی شده در ایتبس طبق آیین نامه های ذکر شده طراحی شدند. در ادامه نتایج این طراحی طبق اشکال ۱-۳ تا ۴-۳ پلان و ابعاد و اندازه تیر ها و ستون ها و آرماتورهاى ساختمان ها طبق جدول ۲-۳ تا ۴-۳ قابل مشاهده هستند.



شکل ۱-۳ پلان تیپ ساختمان ها



شکل ۲-۳ نمای سه بعدی سازه ۳ طبقه



شکل ۳-۳ نمای ۳ بعدی ساختمان ۵ طبقه



شکل ۳-۴ نمای ۳ بعدی ساختمان ۸ طبقه

جدول ۳-۲- مقاطع بدست آمده برای سازه سه طبقه

میلگردها تیر		مقطع تیر (cm)	میلگردها ستون		مقطع ستون (cm)	طبقه
قطر میلگرد (mm)	تعداد میلگرد		قطر میلگرد (mm)	تعداد میلگرد		
18	7 بالا-4 پایین	45x35	20	16	45x45	اول
18	7 بالا-4 پایین	40x35	18	16	40x40	دوم
14	7 بالا-4 پایین	35x35	16	16	35x35	سوم

جدول ۳-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه پنج طبقه

طبقه	مقطع ستون (cm)	میلگردها ستون		مقطع تیر (cm)	میلگردها تیر	
		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)
اول	60x60	16	22	60x45	6 بالا-5 پایین	18
دوم	55x55	16	18	55x45	8 بالا-6 پایین	18
سوم	50x50	12	20	50x40	7 بالا-5 پایین	18
چهارم	45x45	12	18	45x40	8 بالا-5 پایین	16
پنجم	40x40	12	16	40x35	7 بالا-3 پایین	14

جدول ۴-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه هشت طبقه

طبقه	مقطع ستون (cm)	میلگردها ستون		مقطع تیر (cm)	میلگردها تیر	
		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)
اول	80x80	28	20	80x50	6 بالا-5 پایین	20
دوم	75x75	24	18	75x50	8 بالا-7 پایین	20
سوم	70x70	24	16	70x50	9 بالا-8 پایین	20
چهارم	65x65	20	16	65x50	9 بالا-8 پایین	20
پنجم	60x60	20	16	60x45	8 بالا-6 پایین	20
ششم	55x55	20	16	55x45	7 بالا-6 پایین	20
هفتم	50x50	16	16	50x40	7 بالا-5 پایین	18
هشتم	45x45	12	18	45x35	6 بالا-3 پایین	16

۳-۳ مدل سازی در اپنسیس

سازه های مورد نظر پس از آنکه در نرم افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند و مقاطع ستونها و تیرها مشخص شد، سپس به صورت سه بعدی در اپنسیس مدلسازی می شوند. برای مدلسازی در اپنسیس از دستوراتی برای تعریف هندسه ی سازه ها، مقاطع، مصالح، بارگذاری و تحلیل استفاده شده است که در ادامه به بررسی و تشریح این دستورات و نحوه ی مدلسازی می پردازیم.

۳-۳-۱ تعریف مصالح

همانگونه که گفته شد در طراحی ساختمان ها از مصالح بتنی و فولادی استفاده می گردد. بنابراین باید مصالح فولادی با مشخصات ST37 و همچنین مصالحی برای فولاد میلگردهای S400 معرفی گردد. با توجه به آن که خاموت ها در اپنسیس مدل نمی شوند، در نتیجه فولاد S300 نیاز به معرفی نمی باشد. دستورات مربوط به تعریف مصالح فولادی و بتنی به صورت زیر می باشد:

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

مشخصات فولاد با دستور Steel02 دارای سخت شوندگی ایزوتروپیک است و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر میگیرد. [۱۰] شکل ۳-۲ و ۳-۳ مدل رفتار چرخه ای این مصالح را نشان میدهند.

\$matTag در دستور بالا شماره ی مصالح می باشد.

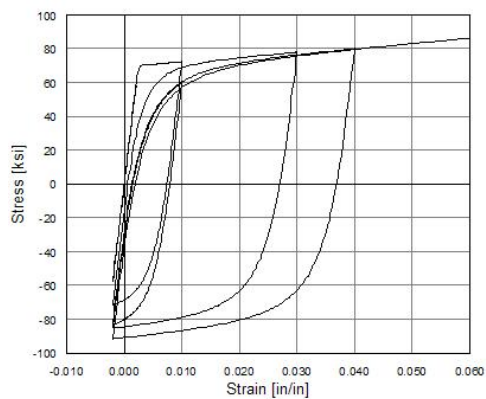
\$Fy در دستور بالا تنش تسلیم فولاد می باشد.

\$E در دستور بالا مدول الاستیسیته ی اولیه می باشد.

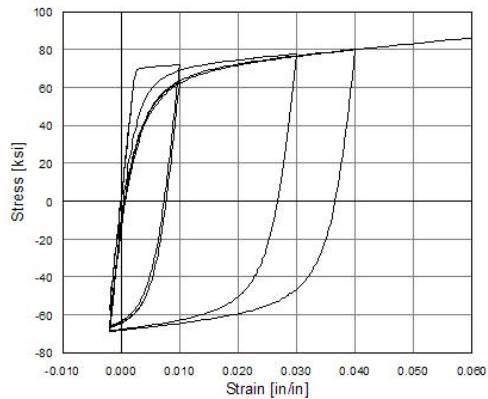
\$b در دستور بالا نسبت سخت شوندگی کرنشی (نسبت مدول الاستیسیته پس از تسلیم به مدول اولیه) می باشد.

\$R0 \$cR1 \$cR2 در دستور بالا پارامترهای انتقال از شاخه ی الاستیک به پلاستیک را کنترل می کنند.

\$a1 \$a2 \$a3 \$a4 در دستور بالا مبین پارامترهای سخت شوندگی ایزوتروپیک می باشد. (به صورت پیش فرض صفر می باشند)



شکل ۳-۳ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲
با سخت شدگی هیسترتیک [10]



شکل ۳-۲ رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲
بدون سخت شدگی هیسترتیک [10]

در اینجا از بتن ۰۲ برای تعریف کردن مصالح بتنی استفاده شده است. این دستور برای ساخت مصالح بتن تک محوری که با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی به کار می رود استفاده می شود. شکل عمومی این دستور به صورت زیر است: [10]

- **unialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU \$lambda \$ft \$Ets**

\$fpc در دستور بالا مقاومت فشاری ۵۸ روزه ی بتن می باشد.

\$epsc0 در دستور بالا کرنش بتن در مقاومت فشاری حداکثر می باشد.

\$fpcu در دستور بالا مقاومت شکست بتن می باشد.

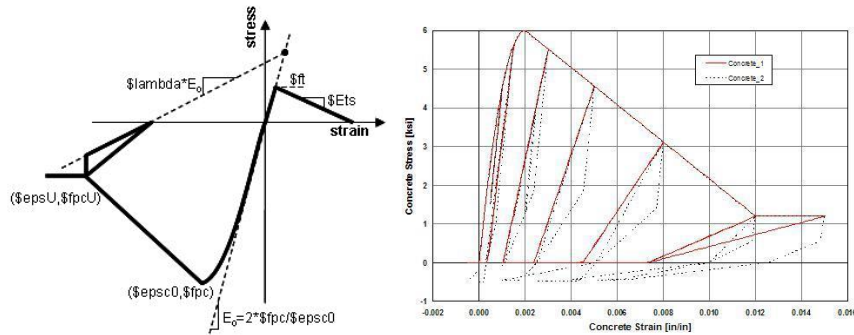
\$epsU در دستور بالا کرنش بتن در مقاومت شکست می باشد.

\$lambda در دستور بالا نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه می باشد.

\$ft در دستور بالا مقاومت کششی می باشد.

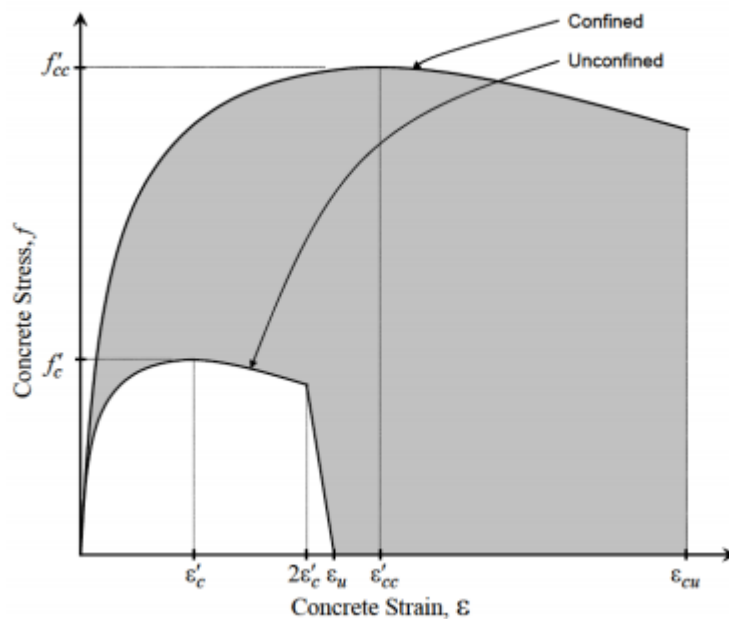
\$Ets در دستور بالا سختی نرم شوندگی کششی می باشد.

مدل رفتاری بتن ۰۲ طبق شکل ۳-۴ و شکل ۳-۵ می باشد:



شکل ۳-۴ مدل رفتار چرخه ای تنش-کرنش بتن ۰۲ [10] شکل ۳-۵ بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [10]

در اپنسیس خاموت ها را نمیتوان مدل سازی کرد، پس به طریقی باید اثر خاموت ها در اعضای سازه ای دیده شود. از این رو با استفاده از روابط مندر ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده محاسبه شده، سپس در مدلسازی لحاظ گردد. تأثیر این محصورشدگی در شکل ۳-۶ قابل مشاهده است. [۵۷]

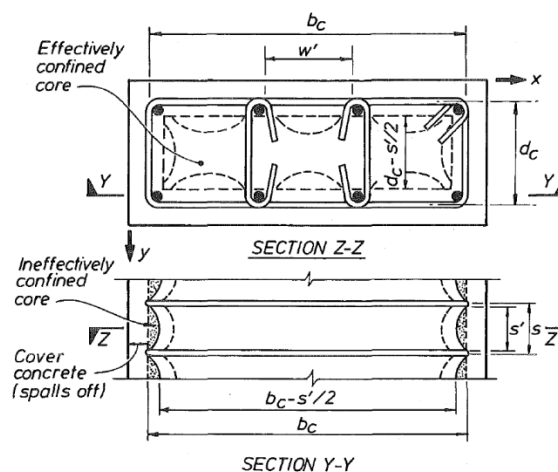


شکل ۳-۶ منحنی تنش کرنش بتن محصور شده و محصور نشده [۵۷]

با استفاده از رابطه ی (۳-۱) مقاومت بتن محصور شده قابل محاسبه است. در این روابط f'_{cc} مقاومت بتن محصور شده است. f'_c مقاومت بتن محصور نشده ، فشار جانبی مؤثر ناشی از خاموت هاست که طبق رابطه ی (۳-۲) بدست می آید و b_c و d_c به ترتیب فاصله مرکز به مرکز ساق های خاموت در راستای X و Y می باشند. همچنین w' فاصله ی بین دو میلگرد طولی میباشد، s' فاصله ی طولی دو خاموت متوالیست و ρ نسبت مساحت ساق های خاموت به مساحت بین دو خاموت متوالی می باشد. در شکل ۷-۳ میتوان این پارامترها را دید. این روابط مربوط به مقاطع مربعی بوده و برای سایر اشکال مقطع متفاوت است. [۵۷]

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - 2 \frac{f'_L}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (۱-۳)$$

$$f'_L = \frac{1}{d_c d_b} \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \rho f_{yh} \quad (۲-۳)$$



شکل ۷-۳ هسته ی محصورشده ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۵۷]

۳-۳-۲ تعریف مقاطع

برای مدل سازی در اپنسیس از دستور فایبر استفاده شده است. این دسته از مقاطع یک شکل هندسی عمومی دارند که دارای نواحی ساده و منظم می باشند. این نواحی با دستور پیچ معرفی می شوند. [۱۰]

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

این دستور از سه بخش به وجود آمده است که به ترتیب fiber ، patch و layer می باشند که بر اساس مقطع مورد نظر تعریف می شوند. در ادامه هر یک به صورت مجزا توضیح می دهیم.

```
▪ Fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
```

این دستور به منظور ساخت تنها یک فایبر تک محوری می باشد که با مساحت و ماده ی مشخص و اضافه کردن آن به مختصات مشخصی در مقطع به کار می رود.

\$yLoc \$zLoc در ستور بالا مختصات y و z فایبر در مقطع (در مختصات محلی) می باشند. \$A در دستور بالا مساحت مقطع فایبر است.

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

این دستور به منظور ساخت پیچ به صورت چهارضلعی به کاربرد دارد که توسط چهار رأس I و J و K و L مشخص می گردد.

\$numSubdivIJ در دستور بالا تعداد تقسیم ها (فایبر ها) در جهت IJ می باشد.

\$numSubdivJK در دستور بالا تعداد تقسیم ها (فایبر ها) در جهت JK می باشد.

\$yI \$zI \$yJ \$zJ \$yK \$zK \$yL \$zL در دستور بالا مختصات راس ها هستند.

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

این دستور به منظور معرفی کردن لایه های میلگرد ها برای مسلح کردن بتن به کار می رود.

\$numBars در دستور بالا تعداد میلگردها در طول لایه را مشخص می کند.

\$areaBars در دستور بالا مساحت مقطع یک میلگرد را تعیین می کند.

\$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd در دستور بالا مختصات نقاط شروع و پایان لایه می باشند.

۳-۳-۳ تعریف هندسه سازه

در نرم افزار اپنسیس مدل سازی به صورت دستورات متنی صورت می گیرد که دارای رابط کاربری گرافیکی نمی باشد. لذا برای برای به دست آوردن مدل هندسی سازه باید مختصات هر گره به برنامه معرفی شود و سپس، با متصل کردن گره ها به یکدیگر موقعیت اعضا در نرم افزار مشخص گردد. این دستورات برای مدل سازی هندسی سازه به صورت زیر می باشد: [۱۰]

- **model BasicBuilder -ndm \$ndm <-ndf \$ndf>**

\$ndm در دستور بالا تعداد ابعاد مسئله می باشد.

\$ndf در دستور بالا تعداد درجات آزادی هر گره می باشد.

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

این دستور برای مختصات گره ها می باشد که:

\$nodeTag در این دستور شماره گره می باشد.

\$coords در این دستور مختصات گره می باشد.

\$mMassVahues در این دستور جرم گره ای برای هر درجه آزادی (اختیاری) می باشد.

- **mass \$nodeTag (ndf \$MassVahues)**

برای انجام تحلیل مودال یا دینامیکی با دستور بالا به گره های مدل جرم تخصیص داده می شود.

- **fixX \$xCoordinate (ndf \$ConstrValues) <-tol \$tol>**

- **fixY \$yCoordinate (ndf \$ConstrValues) <-tol \$tol>**

- **fixZ \$zCoordinate (ndf \$ConstrValues) <-tol \$tol>**

با استفاده از دستور های بالا قید مرزی یک نقطه ای برای تمامی نقاطی که دارای یک مختصات X ، y

و Z می باشند منظور می کند. در حالت کلی زمانی که لازم است تمام گره های یک تراز، مقید یا

نامقید شود از این دستور استفاده خواهد شد.

- **rigidDiaphragm \$prepDirn \$masterNodeTag \$slaveNodeTag1 ...**

این دستور به طور کلی به منظور در نظر گرفتن سقف صلب می باشد. به کمک این دستور به گره هایی

که به یک گره مرجع متصل می شوند و در یک صفحه قرار می گیرند مقدار معینی درجات آزادی

اختصاص داده می شود.

\$prepDirn در دستور بالا جهت عمود بر صفحه صلب می باشد.

\$masterNodeTag در دستور بالا گره مرجع می باشد

\$slaveNodeTag1 در دستور بالا شماره گره متصل به گره مرجع می باشد.

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

این دستور برای ساخت المان تیر ستون غیر خطی می باشد و توزیع گسترده ی پلاستیسیته را در منظور میکند.

\$eleTag در دستور بالا شماره المان می باشد.

\$iNode \$jNode در دستور بالا شماره گره ای ابتدا (i) و انتها (j) می باشند.

\$numIntgrPts در دستور بالا تعداد نقاط انتگرال گیری در طول المان می باشد.

\$secTag در دستور بالا شناسه ی مقطع که قبلا تعریف شده است.

\$transfTag در دستور بالا شناسه نوع تبدیل هندسی می باشد.

دستورات مختلفی به منظور تبدیل مختصات محلی به کلی، که سختی و نیروی مقاوم المان تیر را از سیستم پایه به سیستم مختصات کلی تبدیل کند وجود دارد. در این مدل سازی از دستور تبدیل هندسی P-Delta استفاده شده است.

- **geomTransfLinear \$transfTag \$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ <-jntOffset \$dXi \$dYi \$dXj \$dYj>**

$\$vecxzX$ $\$vecxzY$ $\$vecxzZ$ در دستور بالا مؤلفه های X ، Y و Z در سیستم عمومی بردار $vecxz$ ، برداری که برای تعریف صفحه ی $X-Z$ در سیستم مختصات عمومی به کار می روند.

۳-۳-۴ بارگذاری

سه مدل دستور الگوی بارگذاری در اپنسیس وجود دارد که شامل الگوی بارگذاری ساده، تحریک یکنواخت و چند تکیه گاهی می باشد. در این پژوهش الگوی ساده به کار رفته است. [۱۰]

```
▪ 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 در دستور بالا سری زمانی اعمال بار (ثابت، مستطیلی، خطی و...) می باشد.

Load در دستور بالا لیست دستوراتی که برای اعمال بار به یک گره به کار گرفته می شود است.

Sp در دستور بالا اعمال تغییر مکان اجباری به یک گره می باشد.

eleLoad در دستور بالا برای اعمال بار به صورت نقطه ای یا گسترده به یک المان می باشد.

```
▪ eleLoad -ele $eleTag1<$eleTag2> -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wz>
```

به منظور اعمال بار گسترده یکنواخت از دستور بالا استفاده می شود که در این دستور داریم:

\$eleTag1 در دستور بالا شماره المان می باشد.

\$W_y در دستور بالا بار گسترده یکنواخت در جهت y می باشد.

\$W_z در دستور بالا بار گسترده یکنواخت در جهت z می باشد.

۳-۳-۵ دستور های تحلیل

به منظور تحلیل مدل های ساخته شده از دستورات زیر استفاده شده است: [۱۰]

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

با کمک این دستور میرایی رایلی به تمام المان ها و گره های تعریف شده اعمال می گردد.

- constraints Lagrange

از این دستور برای اعمال معادلات قید در فرآیند تحلیل استفاده می شود. منظور از معادلات قید این است که یک مقدار مشخص را در یک درجه آزادی اعمال کرده و یا بین درجات آزادی سیستم رابطه برقرار می کند.

- numberer RCM

از دستور بالا برای برقراری ارتباط بین معادلات و درجات آزادی و نحوه ی شماره گذاری درجات آزادی استفاده می شود.

- system BandGeneral

این دستور سیستم حل معادلات را تعیین می کند که معادلات مورد نظر با چه سیستمی حل شوند.

- **test EnergyIncr 1.0e-8 150**

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

- **algorithm NewtonLineSearch**

با کمک از دستور بالا الگوریتم حل و گام های برداشته شده جهت حل معادلات غیر خطی مشخص می شوند.

- **integrator Newmark \$gamma \$beta**

این دستور برای ساخت انتگرال گیری دینامیکی از نوع نیومارک می باشد که در اینجا مورد استفاده قرار می گیرد. ماتریس میرایی در این دستور با دستور راییلی وارد می شود.

$\$gamma$ در دستور بالا پارامتر گاما روش نیومارک (معمولا ۰.۵) در نظر گرفته می شود.

$\$beta$ در دستور بالا پارامتر بتا روش نیومارک (معمولا ۰.۲۵) در نظر گرفته می شود.

- **analysis Static**

ابتدا باید آنالیز استاتیکی انجام شود سپس آنالیز دینامیکی انجام شود. آنالیز استاتیکی رابطه ی $R=KU$ را محاسبه و حل می کند.

- **analyze 10**

دستور بالا با توجه به نوع آنالیز تعیین شده نوشته می شود. در صورتی که آنالیز درست انجام شود خروجی عدد صفر و در غیر این صورت این عدد کمتر از صفر می شود. عدد ۱۰ تعداد انجام آنالیز را مشخص می کند.

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

توسط این دستور در بالا خروجی جا به جایی نسبی در یک فایل متنی ذخیره می شود.

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

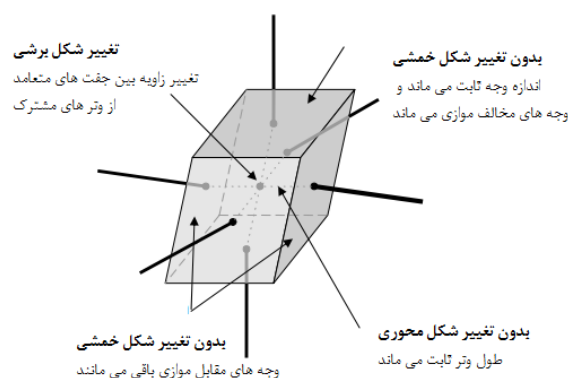
با استفاده از این دستور که در بالا مقدار ویژه محاسبه و پس از آن زمان تناوب مود اول سازه محاسبه می شود.

۳-۳-۶ نحوه مدل سازی اتصال تیر به ستون

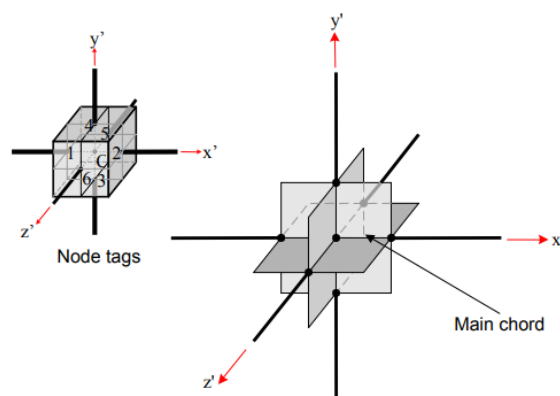
مفروضات اساسی در مورد حالت های تغییر شکل برای مدل دو بعدی ساده است که برای مدل سه بعدی گسترش می یابد. اتصال سه بعدی به صورت یک بلوک با عناصر قاب متصل به مرکز هر وجه مشاهده می شود، (شکل ۳-۸). فرض بر این است که این بلوک در حالت برشی انعطاف پذیر و در حالت های محوری و خمشی صلب است. از این رو از آن به عنوان بلوک برشی یاد می شود. اندازه و ابعاد بلوک برشی در طول فرآیند تغییر نمی کند. بلوک برشی توسط یک متوازی الاضلاع مدل سازی می شود، یک چند وجهی که وجه های آن متوازی الاضلاع هستند که در جفت صفحات موازی قرار دارند (شکل

[۲۳]. (۳-۹)

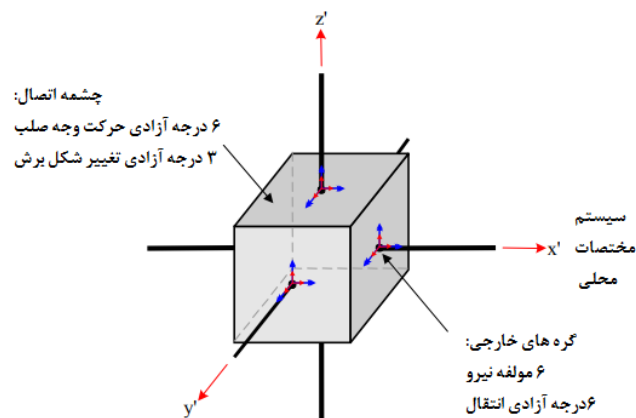
بلوک برشی در هر وجه تحت شش مولفه نیرو قرار می گیرد، شکل ۳-۱۰، اما تنها نیروهای برشی می توانند بلوک برشی را تغییر شکل دهند. مقاومت برشی توسط سه فنر چرخشی که هر کدام در امتداد یک محور محلی تعریف شده اند، تامین می شود. اجرای مشترک سه بعدی محدود به مواردی است که اعضای تیر-ستون مجاور به طور صلب به اتصال متصل می شوند (یعنی قابل مقایسه با مفصل دو بعدی شکل ۳-۱۱) در صورت لزوم، چرخش های انتهایی را می توان به طور جداگانه توسط فنرهای چرخشی اضافه کرد. [۲۳]



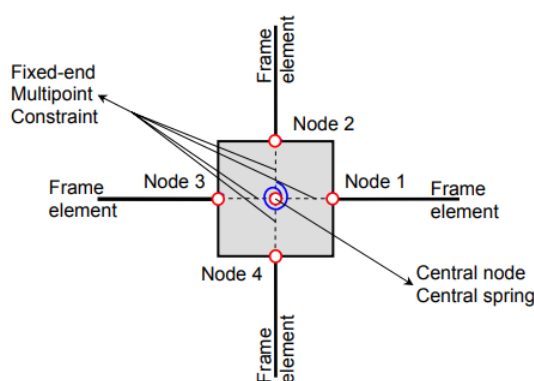
شکل ۳-۸ تغییر شکل ۳ بعدی مفصل



شکل ۳-۹ صفحات اصلی بلوک برشی و سیستم مختصات محلی



شکل ۳-۱۰ درجات گرهی مشترک سه بعدی از مولفه های آزادی/نیرو



شکل ۳-۱۱ اجزای داخلی مفصل ۲ بعدی

برای مدل کردن اتصال صلب و انعطاف پذیر در حالت ۳ بعدی نیاز به یک المان مقطع لینک در محل اتصال می باشد که بتوان مشخصات هر کدام از اتصالات را در آن مشخص کرد ما در این پژوهش از المان مقطع با طول صفر استفاده کرده ایم که به وسیله دو گره در مختصات یکسان تعریف می شود به کار می رود. این گره ها برای ایجاد رابطه نیرو - جابجایی با یک رابطه نیرو - تغییر شکل مقطع به یکدیگر متصل می شوند. شکل عمومی این دستور به صورت زیر است:

Element zeroLengthSection \$eleTag SiNode SjNode \$secTag <-orient \$x1 \$x2 \$x3 \$yp1 \$yp2 \$yp3>

\$eleTag شماره المان.

\$iNode \$jNode شماره گره های ابتدا و انتها.

\$secTag شناسه مقطع المان که از پیش تعیین شده.

\$x1 \$x2 \$x3 می توان برای المان بردار جهت مشخص کرد (اختیاری). اگر بردار جهت که اختیاری می

باشد مشخص نشوند محور های محلی عضو مطابق محور های مختصات کلی خواهد بود. مولفه محور

محلی x المان در مختصات کلی (x vector).

\$yp1 \$yp2 \$yp3 مولفه بردار yp المان در مختصات کلی، که برداری است دلخواه در صفحه محلی x -

y . محور محلی z با ضرب خارجی بردار های x و yp بدست می آید.

۳-۴ صحت سنجی

ابتدا باید از صحت نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه مطمئن شویم. از همین رو، در ادامه یک نمونه

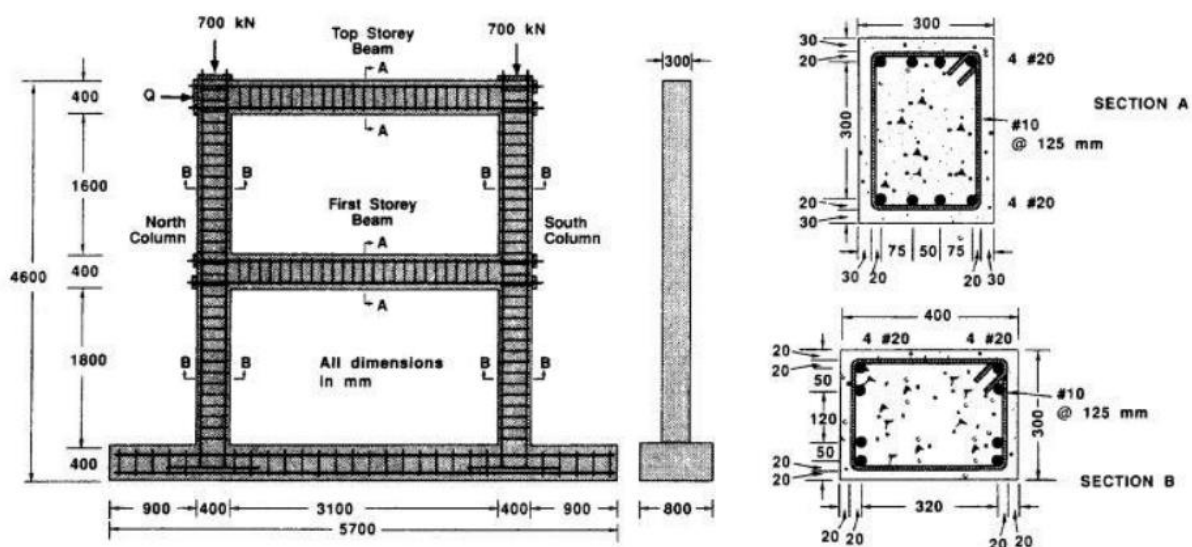
مدل آزمایشگاهی با مقادیر به دست آمده از نتایج نرم افزار اپنسیس مقایسه می شود.

شکل ۳-۱۲ نمونه واقعی مدل شده یک قاب ۲ طبقه و یک دهانه می باشد که توسط فرانک وچو و

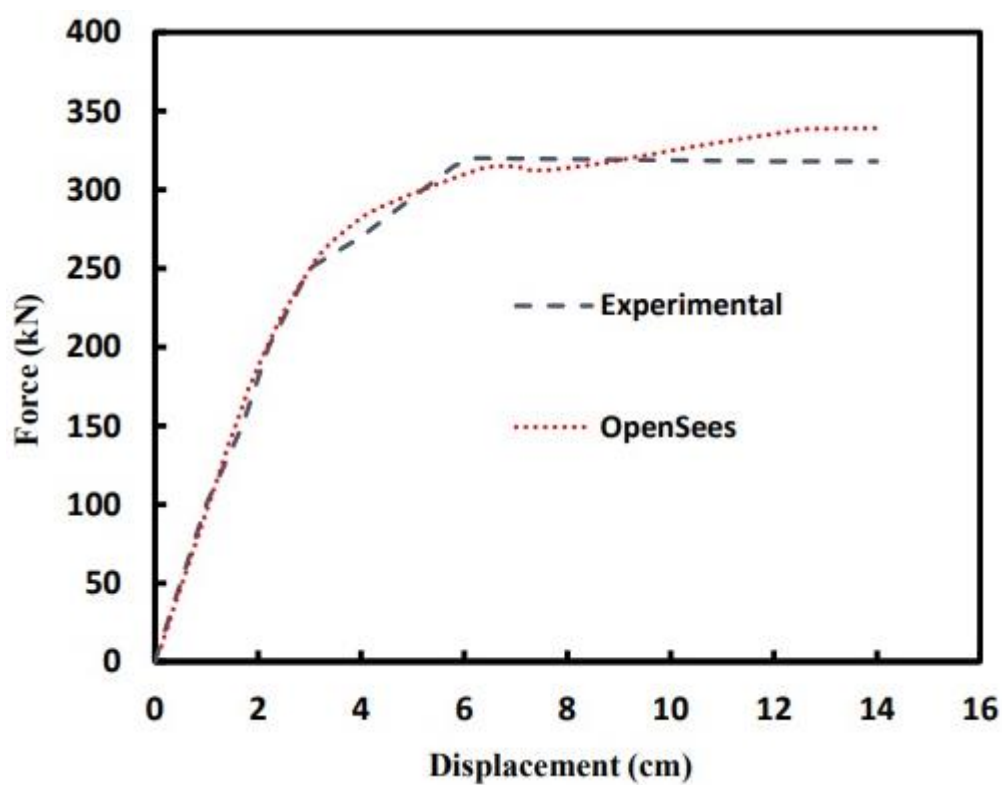
محمد بسیل عمارا در سال ۱۹۹۲ ساخته شده است می باشد. این قاب تحت اثر بارگذاری جانبی با

الگوی مثلی قرار گرفته و نمودار نیرو-تغییر مکان آن رسم شده است. در شکل ۳-۱۳ این نمودار با

نتایج به دست آمده از تحلیل پوش اور توسط نرم افزار اپنسیس مقایسه شده است. [۵۸]

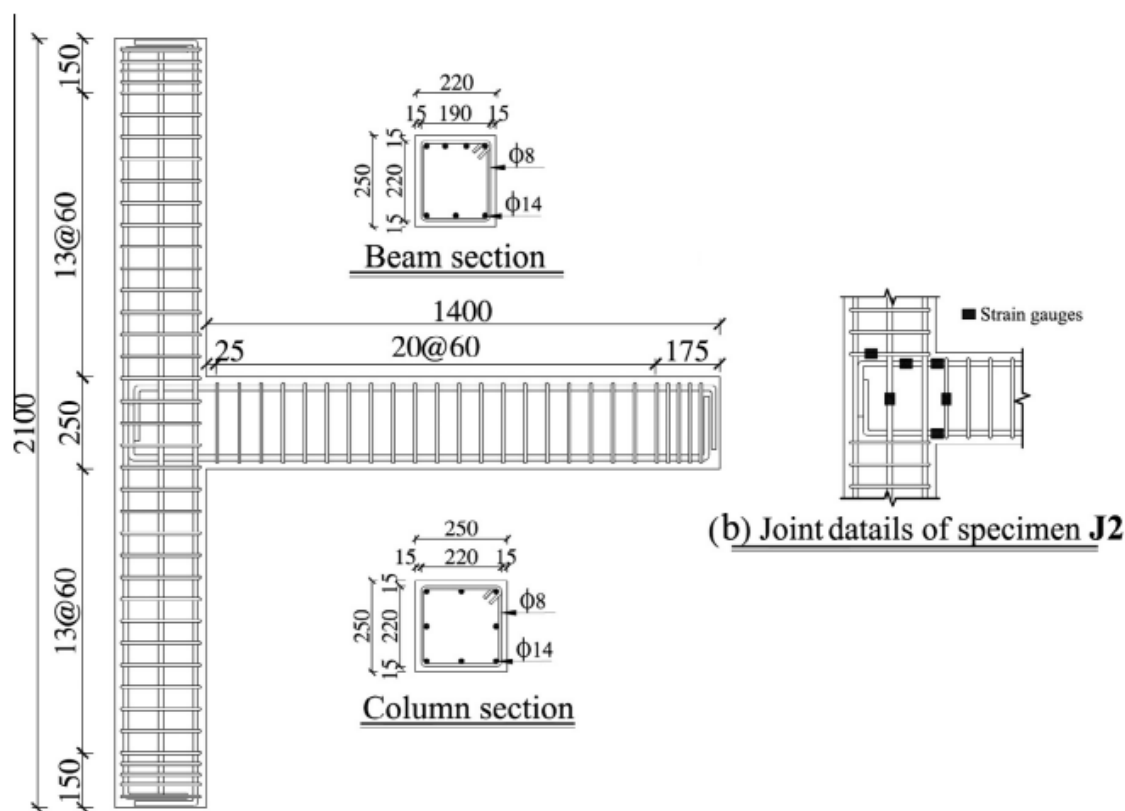


شکل ۳-۱۲ قاب مدل شده در آزمایشگاه

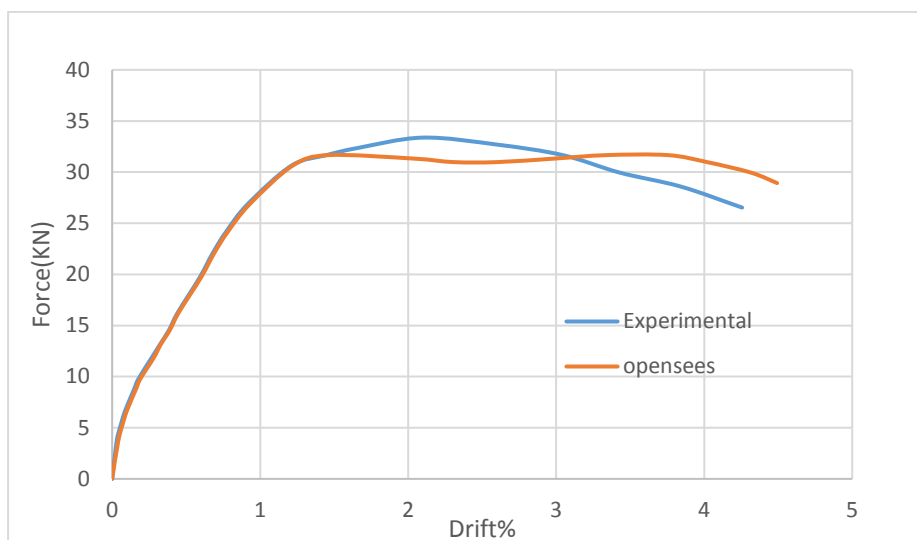


شکل ۳-۱۳ نمودارهای پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برای سازه صلب

برای صحت سنجی سازه انعطاف پذیر از مدل آزمایشگاهی ارائه شده توسط شفائی و همکاران که در سال ۲۰۱۴ در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت کمک می گیریم. در این مدل اتصال تیر-ستون خارجی RC با نصف مقیاس واقعی با جزئیات تقویت کننده لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای و ابعاد یکسان با اعمال بارگذاری چرخه‌ای جانبی با دامنه‌های افزایشی مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌های مورد آزمایش شامل یک واحد دارای جزئیات آرماتور لرزه‌ای و دو واحد دارای جزئیات آرماتور غیر لرزه‌ای بودند که نماینده‌ای از رویه ساخت بتن مسلح در ایران قبل از دهه ۱۹۷۰ می‌باشند. نمونه‌ی J2 یک مفصل اتصال تیر-ستون غیر لرزه‌ای را نشان می‌دهند که دارای جزئیات غیر لرزه‌ای می‌باشد که دارای کمبود میلگرد های برشی عرضی در ناحیه چشمه اتصال می‌باشد. [۱۳]



شکل ۳-۱۴ مدل انعطاف پذیر ارائه شده در آزمایشگاه



شکل ۳-۱۵ نمودار های پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برای سازه انعطاف پذیر

با بررسی نمودار های به دست آمده در شکل ۳-۱۴ و ۳-۱۵ 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.

در ادامه به مقایسه مقادیر دوره تناوب سازه ها می پردازیم و با نزدیک بودن آن ها به هم به درستی صحت سنجی پی می بریم.

جدول ۳-۵ مقادیر مختلف دوره تناوب

تعداد طبقات	زمان تناوب سازه ها		
	نرم افزار ایتبس	مدل صلب اپنسیس	مدل انعطاف پذیر اپنسیس
۳	۰.۹۷۱	۱.۰۴	۱.۴۴
۵	۱.۱۵	۱.۲۳	۱.۴۲۶
۸	۱.۷۶۵	۱.۶۴۳	۱.۹۵

۳-۵ مشخصات شتاب نگاشت ها

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

تعداد رکورد های انتخابی در این نوع تحلیل از اهمیت بالایی برخوردار هستند. هر چه تعداد این رکورد ها بیشتر باشد نتایج حاصل از تحلیل ها دقت بیشتری پیدا می کنند و قابل اعتماد تر هستند. در این مطالعه از رکورد های پیشنهادی آیین نامه FEMA P695 استفاده شده است. [۵۹]

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

پیوست A از آیین نامه FEMA P695 چگونگی انتخاب کردن مجموعه رکورد های پیشنهادی خود را توضیح می دهد. این آیین نامه برای ارزیابی تخریب و فروریزش سازه های ساختمانی توسط آنالیز دینامیکی غیر خطی مجموعه رکورد خود را پیشنهاد داده است. بنا بر توصیه این آیین نامه شتاب نگاشت ها باید به گونه ای باشند که برای ارزیابی احتمال آسیب پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگترین زلزله ی احتمالی مناسب باشند. بنابراین شتاب نگاشت ها باید الزامات آیین نامه ی ASCE 7-10 را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه جهته برآورده کنند و به اندازه ی کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را منظور کرده و متناظر با سطح خطر MCE باشند. و اینکه حتما شتاب نگاشت ها باید برای تحلیل انواع سازه ها مناسب باشند.

تعداد شتاب نگاشت ها در دقت نتایج حاصل از تحلیل بسیار مهمی باشد و با افزایش تعداد این شتاب نگاشت ها این نتایج دقیق تر می شوند. بنا به توصیه شوم و کرنل تعداد ۱۰ الی ۲۰ شتاب نگاشت دقت قابل قبولی را برای برآورد تقاضای آسیب پذیری سازه ها به وجود می آورد. [60]

۳-۵-۲ دسته بندی رکورد ها در آیین نامه FEMA P695

در آیین نامه FEMA P695 رکورد ها به دو دسته دور از گسل و نزدیک به گسل تقسیم می شوند . رکورد هایی که فاصله آن ها از محل گسل بیشتر از ۱۰ کیلومتر باشد به عنوان رکورد های دور از گسل و رکورد هایی که فاصله آن ها از محل گسل کمتر از ۱۰ کیلومتر باشد به عنوان رکورد های نزدیک گسل معرفی می گردند. رکورد های نزدیک گسل خود نیز به ۲ دسته زیر تقسیم می شوند: [59]

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

۲- رکورد های نزدیک به گسل بدون پالسی قوی (NF-No Pulse)

جدول شماره ۳-۶ مشخصات رکورد های اعمال شده دور از گسل در این پایان نامه [۵۹]

شماره شتاب نگاشت	Earthquake			Station Name	NEHRP Class	PGA max (g)
	M	Year	Name			
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	D	0.52
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	D	0.48
3	7.1	1999	Duze e (Turkey)	Bolu	D	0.82
4	7.6	1999	Chi-Chi (Taiwan)	WGK	D	0.334
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	D	0.35
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	D	0.38
7	6.5	1979	Imperial Valley	SAHOP Casa Flores	D	0.506
8	6.9	1995	Kobe (Japan)	Shin-Osaka	D	0.24

9	7.5	1999	Kocaeli (Turkey)	Duzce	D	0.36
10	7.4	1978	Tabas (Iran)	71 Ferdows	D	0.108
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	D	0.24
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	D	0.42
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	D	0.53
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	D	0.56
15	7.4	1990	Manjil (Iran)	BHRC Tonekabon	D	0.11

جدول شماره ۳-۷ مشخصات رکورد های اعمال شده نزدیک به گسل در این پایان نامه [۵۹]

شماره شتاب نگاشت	Earthquake			Station Name	NEHRP Class	PGA max (g)
	M	Year	Name			
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co	D	0.36
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	D	0.45
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	0.55
19	7.6	1999	Chi-Chi (Taiwan)	CHY 101	D	0.44
20	6.6	1971	San Fernando	LA – Hollywood Stor	D	0.21

۳-۵-۳ طبقه بندی نوع خاک

طبقه بندی های متفاوتی بر اساس نوع سنگ و خاک زمین در آیین نامه های مختلف ارائه شده است . متوسط سرعت موج برشی خاک در عمق ۳۰ متری آن یکی از مهمترین پارامتر هایی است که در طبقه بندی ها منظور می شود. در آیین نامه FEMA P695 رکورد ها بر اساس آیین نامه NEHRP بر اساس طبقه بندی نوع خاک انجام شده است. در ادامه طبقه بندی نوع خاک بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ و NEHRP آورده شده است.

جدول ۳-۸ طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه ۲۸۰۰ [۵۶]

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 ۳-۹ طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه NEHRP [61]

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 آیین نامه ۲۸۰۰ تیپ III می باشد که معادل

خاک نوع D در آیین نامه NEHRP می باشد.

۳-۶ سطوح خرابی

در آیین نامه HAZUS MR5 برای حالات مختلف خرابی چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل معرفی شده است. مقدار حداکثر جا به جایی نسبی برای سطوح خرابی مختلف سازه های بتنی در جدول 3-7 آمده است. این مقادیر بیانگر حد فراگذشت از یک سطح خرابی می باشد. [۴]

جدول ۳-۱۰ میزان حداکثر جا بجایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۴]

دریافت در آستانه خرابی				نوع سازه
خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل	
۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۸	کوتاه
۰/۰۳۳	۰/۰۰۶۷	۰/۰۲	۰/۰۵۳۳	متوسط
۰/۰۲۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۴	بلند

۳-۷ تحلیل دینامیکی فزاینده IDA

با توجه به آنکه شتاب نگاشت های طبیعی موجود که تا به امروز ثبت شده اند به اندازه ی کافی برای برطرف کردن تمام نیازهای ممکن مناسب نیستند، مقیاس کردن به عنوان یک روش ساده برای بر طرف کردن خلل های موجود در کاتالوگ کنونی زلزله ها ضروری میباشند. تحلیل دینامیکی فزاینده به عنوان یک روش معمول در مقیاس کردن شتاب نگاشتها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیشتر ویا کمتر نمایش دادن حرکت های زمین از آنچه که در محل موردنظر ثبت شده است، استفاده میشود. تحلیل دینامیکی فزاینده یک روش تحلیلی و محاسباتی است که در مهندسی زلزله برای ارزیابی کلی رفتار سازه تحت بارهای زلزله کاربرد دارد. سطوح مختلف مقیاس باید به گونه ای انتخاب شوند که سازه را

در تمامی محدوده های رفتاری بتواند پوش کند؛ از الاستیک به غیرالاستیک، و در نهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند. [۱۲]

از مزایای این روش می توان به این موارد اشاره کرد که، استنباط کامل تری از دامنه ی پاسخ یا نیاز یک سازه در برابر سطوح مختلف شدت حرکت زمین و همچنین درک بهتری از رفتار سازه در زلزله های شدید و نادر به دست می آید. درک بهتری بهتر از تغییرات ایجادشده در ماهیت پاسخ های سازه ای با افزایش حرکات زمین و از مزیت های این روش تخمین دقیق تری از ظرفیت دینامیکی کلی سیستم نیز می باشد.

جهت تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده بدینصورت استفاده گردیده است که حداکثر شتاب زلزله (PGA) اعمالی به سازه از 0.1g تا خرابی کامل با گام های 0.1g مقیاس شده و سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی های دینامیکی فزاینده ترسیم می گردد. منحنی های رفتار سازه های مورد مطالعه تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل های فصل بعد می باشد.

۳-۸ ترسیم منحنی های شکنندگی

همانطور که در فصل دوم گفته شد، روش های مختلفی برای ترسیم منحنی های شکنندگی وجود دارد. در این تحقیق ما از روش تحلیلی برای ترسیم منحنی ها استفاده کرده ایم. پس از اینکه تحلیل ها صورت پذیرفت و نتایج بدست آمد، با استفاده از یک توزیع مناسب که در اینجا توزیع لوگ نرمال می باشد منحنی های شکنندگی را ترسیم می کنیم. در مراحل ترسیم منحنی های شکنندگی، برای پارامتر های تقاضای مهندسی که از تحلیل ها بدست می آید یک توزیع احتمال در نظر گرفته می شود که در اینجا توزیع لوگ نرمال می باشد.

۳-۹ جمع بندی

در این فصل سازه های مورد نظر در نرم افزار ایتبس طراحی شد و مقاطع و مشخصات تیر و ستون ها مشخص گردید. سپس به کمک آن ها در نرم افزار اپنسیس مدل سازی شد و مدل نمونه صحت سنجی شد پس از آن بقیه مدل ها در اپنسیس مدل سازی شدند و با وارد کردن رکورد های زلزله تحلیل دینامیکی افزایشی صورت گرفت که نمودار های آن در فصل بعد آمده است و در نهایت با کمک تحلیل دینامیکی افزایشی منحنی های شکنندگی برای حالات مختلف خرابی در فصل بعد ترسیم شد.

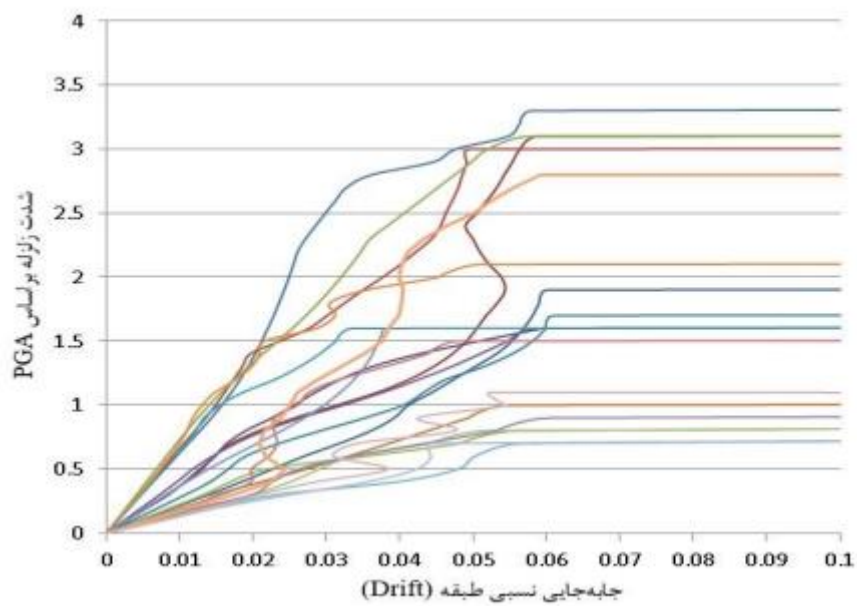
فصل چهارم نتایج حاصل از تحلیل عددی

۴-۱ مقدمه

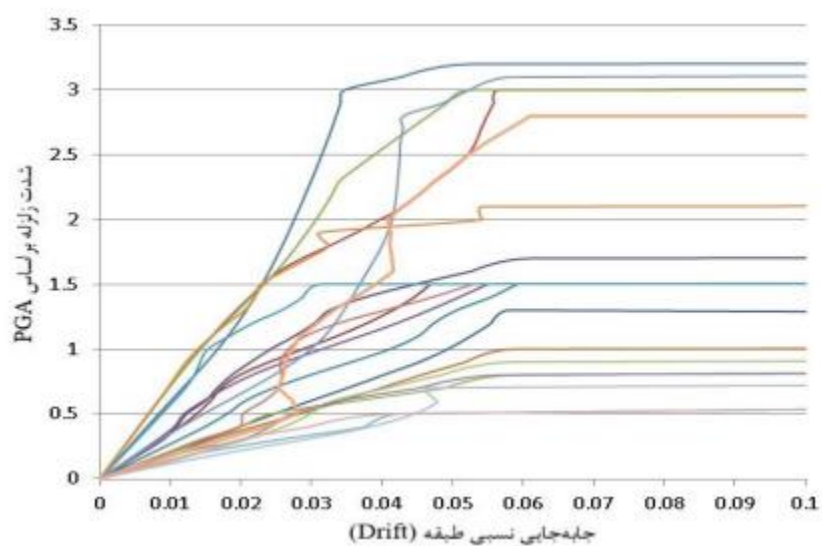
در این فصل با استفاده از نتایجی که از تحلیل های دینامیکی فزاینده به دست آمده است، منحنی های شکنندگی سازه های مدل سازی شده با در نظر گرفتن اتصالات انعطاف پذیر و صلب ترسیم می شوند. پس از آن نمودارهای میله ای که میانه شکنندگی نامیده می شوند به وسیله منحنی های شکنندگی ترسیم می شوند. در انتها تأثیرات انعطاف پذیری و صلبیت سازه ها بر سازه های مورد نظر با استفاده از نتایج تحلیل ها تحت بررسی قرار میگیرد.

۴-۲ منحنی های IDA

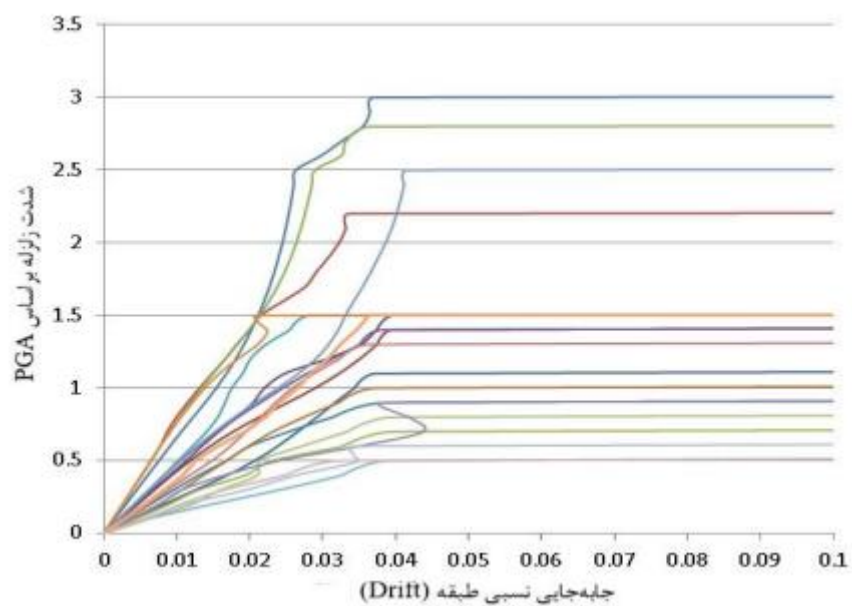
نمودار های تحلیل دینامیکی فزاینده ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه تحت اثر اتصالات صلب و انعطاف پذیر در شکل ۴-۱ الی شکل ۴-۶ آمده است. این نمودار ها خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه های مدلسازی شده می باشند. هدف از رسم این نمودار ها دستیابی به خرابی یا پاسخ های لرزه ای تحت اتصالات صلب و انعطاف پذیر می باشد.



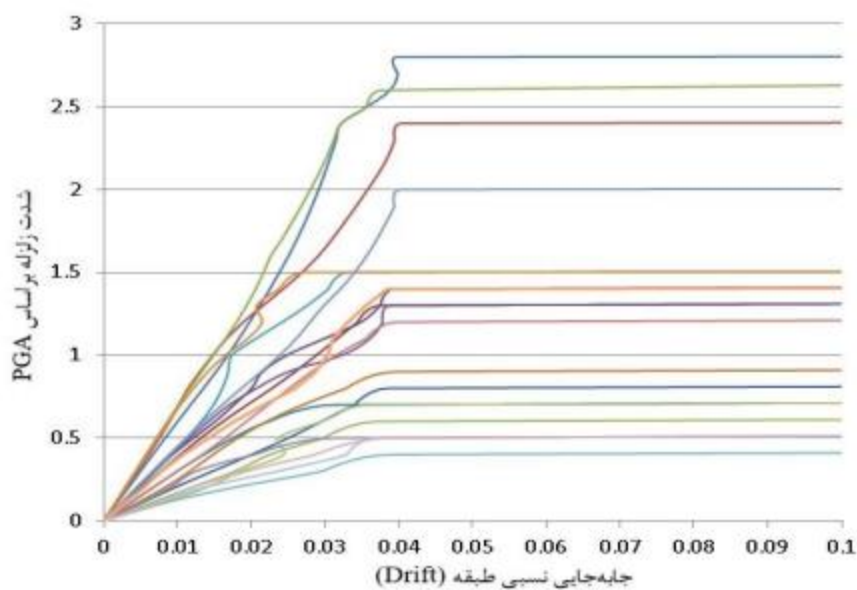
شکل ۴-۱ منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه با اثر اتصال صلب



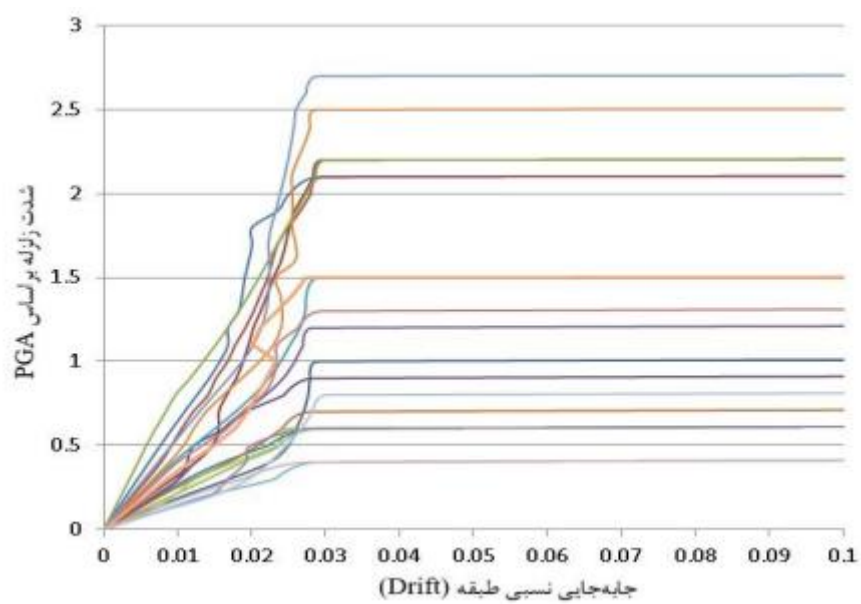
شکل ۴-۲ منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه با اثر اتصال انعطاف پذیر



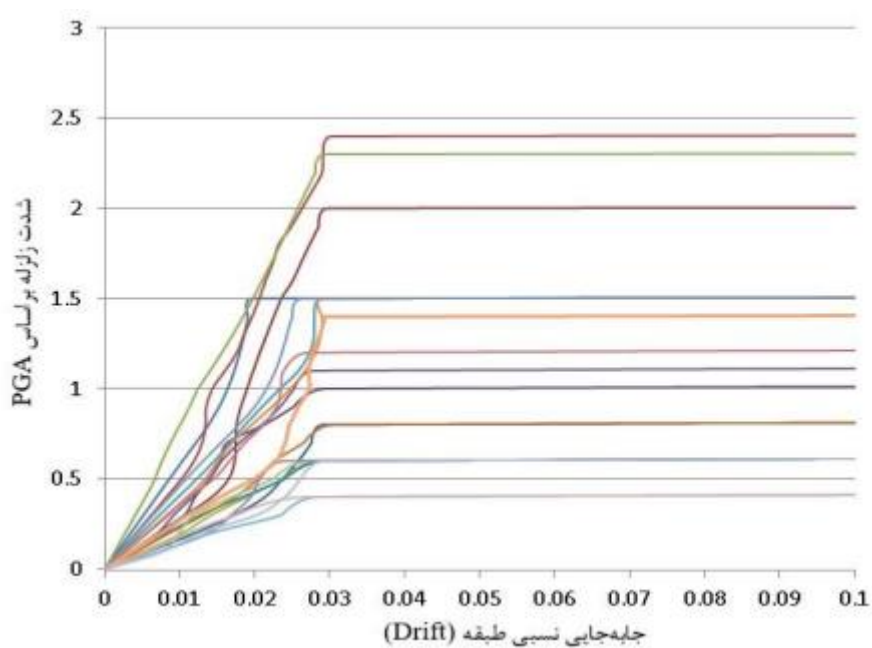
شکل ۳-۴ منحنی IDA ساختمان ۵ طبقه با اثر اتصال صلب



شکل ۴-۴ منحنی IDA ساختمان ۵ طبقه با اثر اتصال انعطاف پذیر



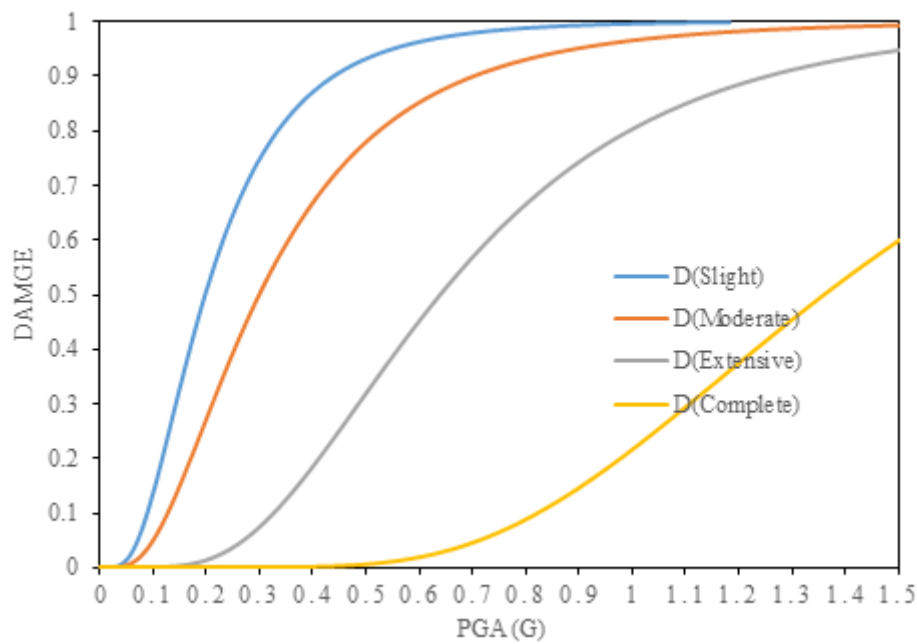
شکل ۴-۵ منحنی IDA ساختمان ۸ طبقه با اثر اتصال صلب



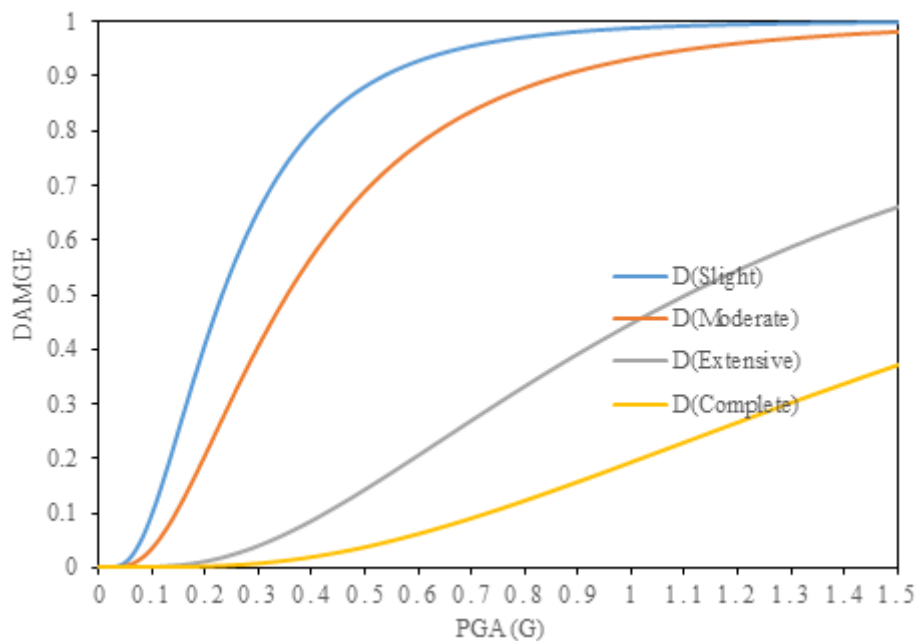
شکل ۴-۶ منحنی IDA ساختمان ۸ طبقه با اثر اتصال انعطاف پذیر

۳-۴ منحنی های شکنندگی

با کمک توزیع لوگ نرمال منحنی های شکنندگی ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه تحت اتصالات صلب و انعطاف پذیر طبق نمودار های زیر در ۴ حالت خرابی در شکل ۴-۶ تا ۴-۱۱ ترسیم شده است.

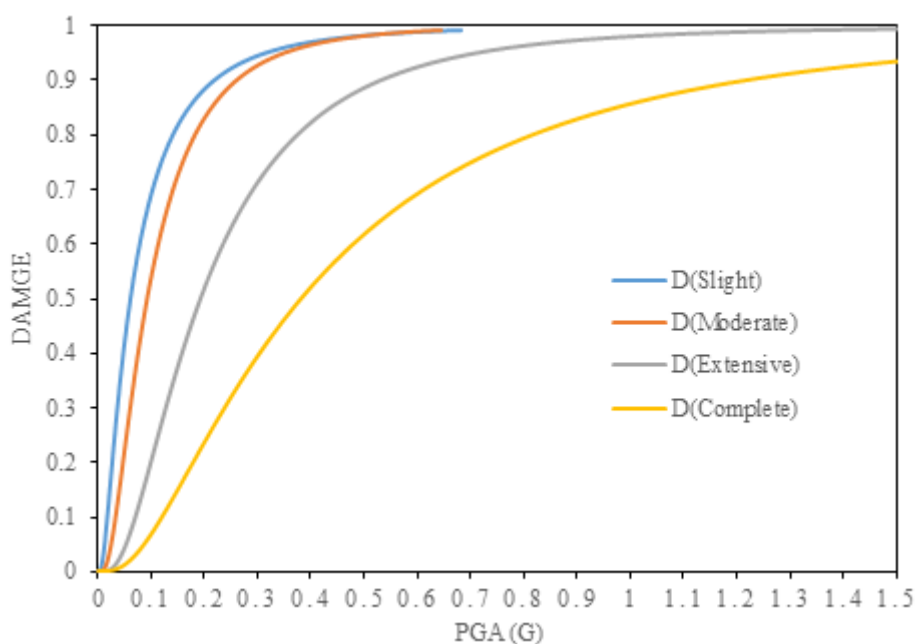


شکل ۴-۶ منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطاف پذیر

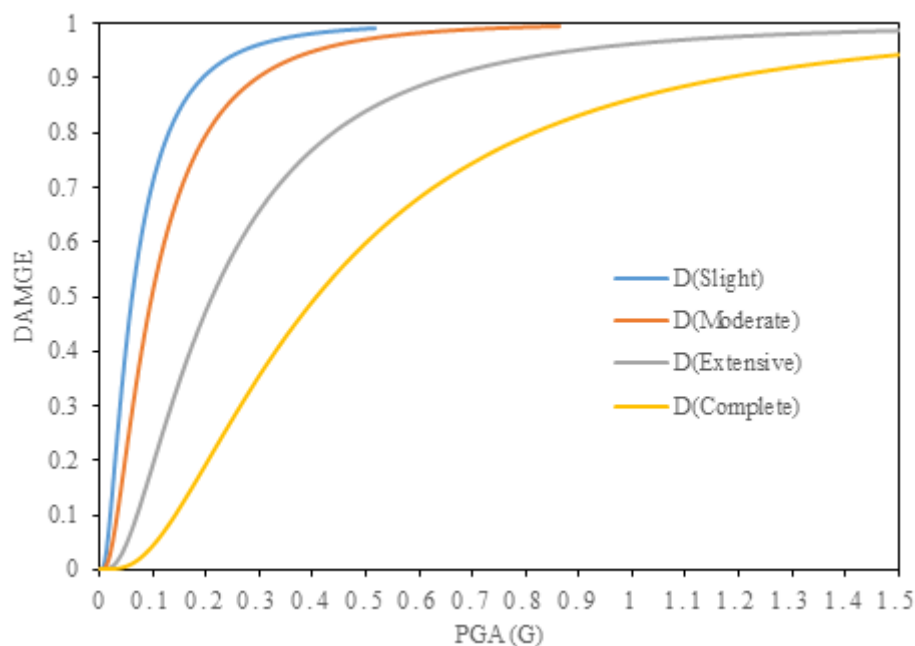


شکل ۴-۷ منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب

همانطور که در نمودار های سازه ۳ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر می بینیم با مقایسه میانه شکنندگی آن ها ملاحظه می گردد که میزان میانه شکنندگی ساختمان های ۳ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر در ۴ حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل در حالت اول که بصورت انعطاف پذیر می باشد برای این حالات خرابی به ترتیب ۰.۲، ۰.۳، ۰.۶۵ و ۱.۳۶ می باشد و در حالت صلب این مقادیر عبارتند از ۰.۲۳، ۰.۳۶، ۱.۱ و در حالت خرابی کامل به مقدار میانه شکنندگی نمی رسد. این اعداد در واحد شتاب ثقل زمین (g) می باشند. با مقایسه دقیق تر این اعداد می توان گفت که نسبت میانه شکنندگی در حالت خرابی کم برای سازه انعطاف پذیر ۸۷٪ حالت صلب می باشد و این نسبت برای حالت خرابی متوسط، زیاد و کامل به ترتیب ۸۳٪ و ۵۹٪ حالت صلب است.

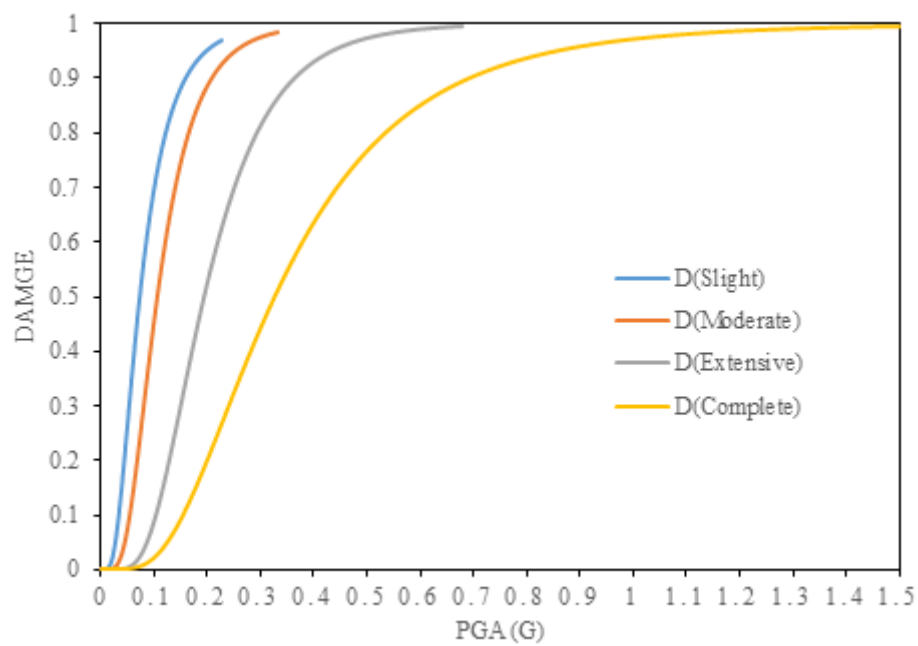


شکل ۴-۸ منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطاف پذیر

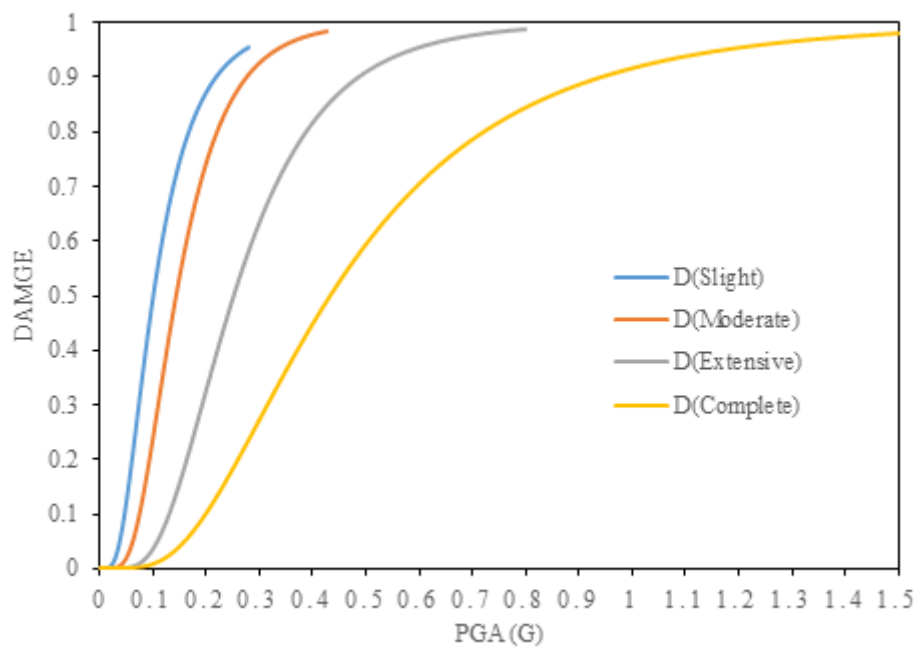


شکل ۴-۹ منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب

همانطور که در نمودار های سازه ۵ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر می بینیم با مقایسه میانه شکنندگی آن ها ملاحظه می گردد که میزان میانه شکنندگی ساختمان های ۵ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر در ۴ حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل در حالت اول که بصورت انعطاف پذیر می باشد برای این حالات خرابی به ترتیب ۰.۰۸، ۰.۱، ۰.۲ و ۰.۳۸ می باشد و در حالت صلب این مقادیر عبارتند از ۰.۱، ۰.۱۵، ۰.۲۶ و ۰.۴۴ این اعداد در واحد شتاب ثقل زمین (g) می باشند. با مقایسه دقیق تر این اعداد می توان گفت که نسبت میانه شکنندگی در حالت خرابی کم برای سازه انعطاف پذیر ۸۰٪ حالت صلب می باشد و این نسبت برای حالت خرابی متوسط، زیاد و کامل به ترتیب ۶۷٪، ۷۷٪ و ۸۶٪ حالت صلب است.



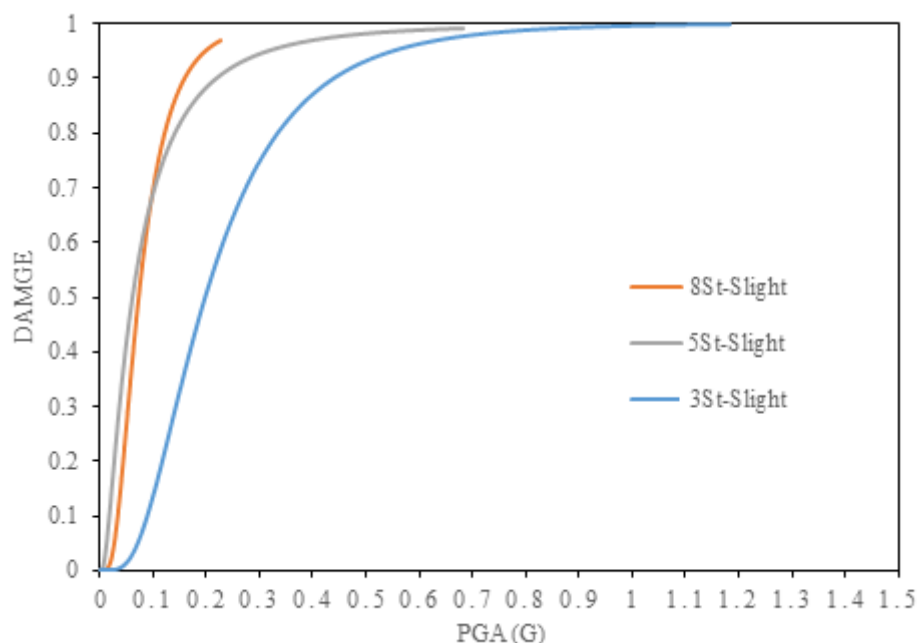
شکل ۴-۱۰ منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال انعطاف پذیر



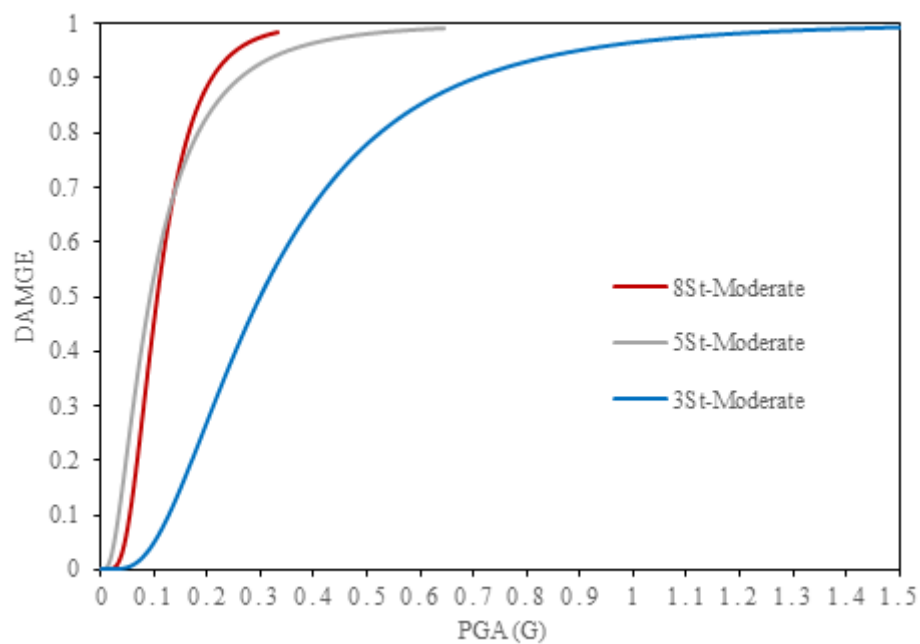
شکل ۴-۱۱ منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه با چهار حالت خرابی با اتصال صلب

همانطور که در نمودار های سازه ۸ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر می بینیم با مقایسه میانه شکنندگی آن ها ملاحظه می گردد که میزان میانه شکنندگی ساختمان های ۸ طبقه در دو حالت صلب و انعطاف پذیر در ۴ حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل در حالت اول که بصورت انعطاف پذیر می باشد برای این حالات خرابی به ترتیب ۰.۰۷، ۰.۱، ۰.۱۹ و ۰.۳۲ می باشد و در حالت صلب این مقادیر عبارتند از ۰.۰۸، ۰.۱، ۰.۲۳ و ۰.۴۲ این اعداد در واحد شتاب ثقل زمین (g) می باشند. با مقایسه دقیق تر این اعداد می توان گفت که نسبت میانه شکنندگی در حالت خرابی کم برای سازه انعطاف پذیر ۸۷.۵٪ حالت صلب می باشد و این نسبت برای حالت خرابی متوسط تقریباً برابر، زیاد و کامل به ترتیب برابر، ۸۳٪ و ۷۶٪ حالت صلب است.

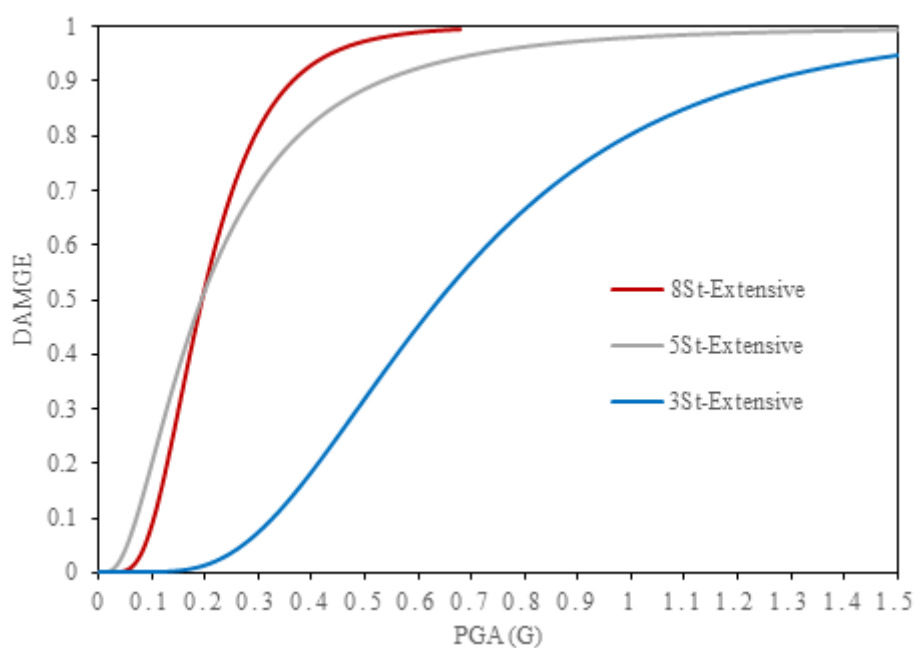
به جهت مقایسه بهتر نمودارها و برای رسیدن به درک بهتر از عملکرد سازه بتنی با تعداد طبقات مختلف، احتمال آسیب پذیری این سه سازه (۳، ۵ و ۸ طبقه) را برای حالت اتصال انعطاف پذیر برای حالت های مختلف آسیب پذیری با هم مقایسه شده است. این مقایسه در شکل ۴-۱۲ تا ۴-۱۵ نمایش داده شده است.



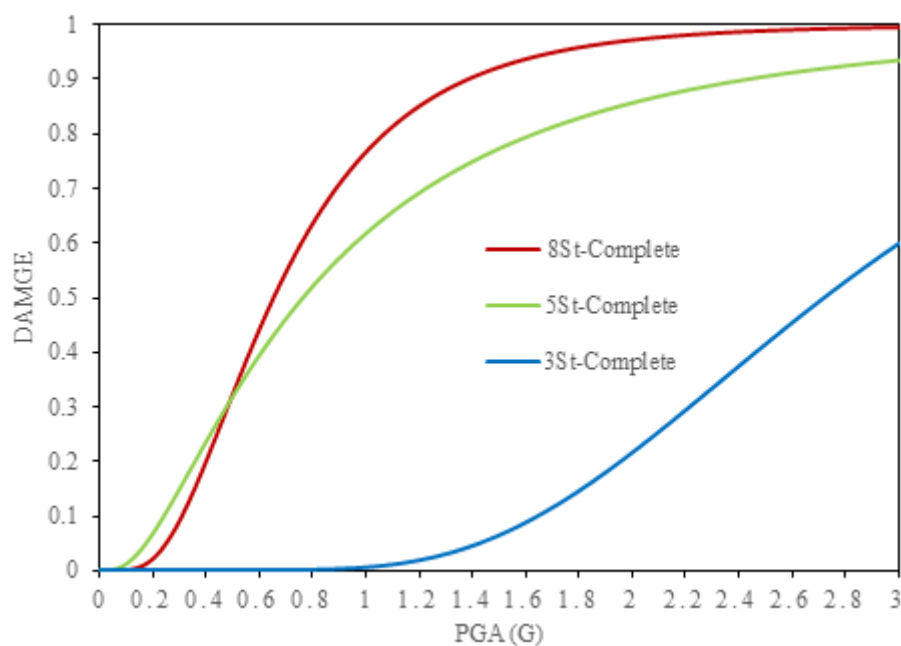
شکل ۴-۱۲ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال انعطاف پذیر



شکل ۴-۱۳ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال انعطاف پذیر

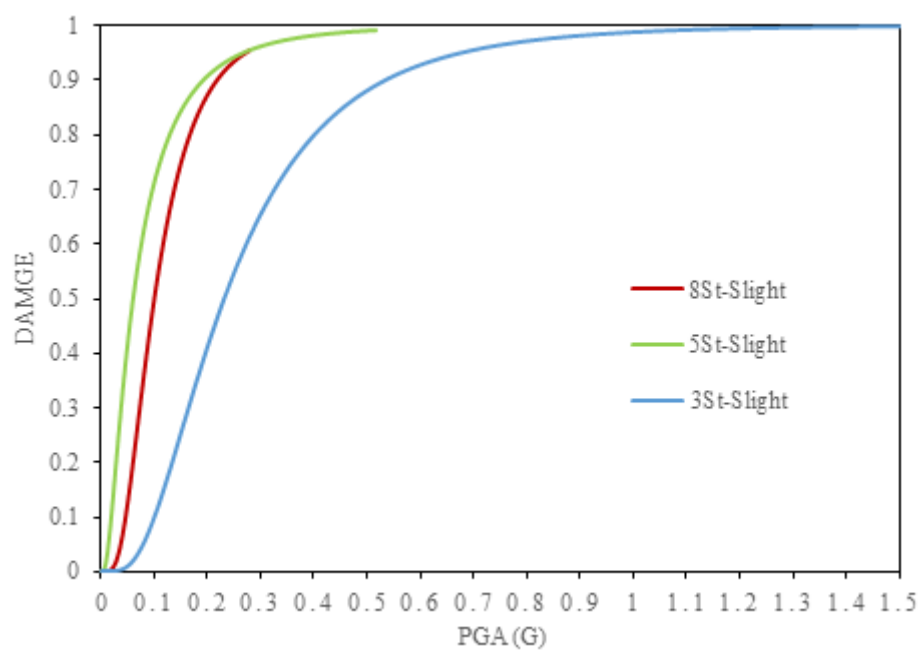


شکل ۴-۱۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال انعطاف پذیر

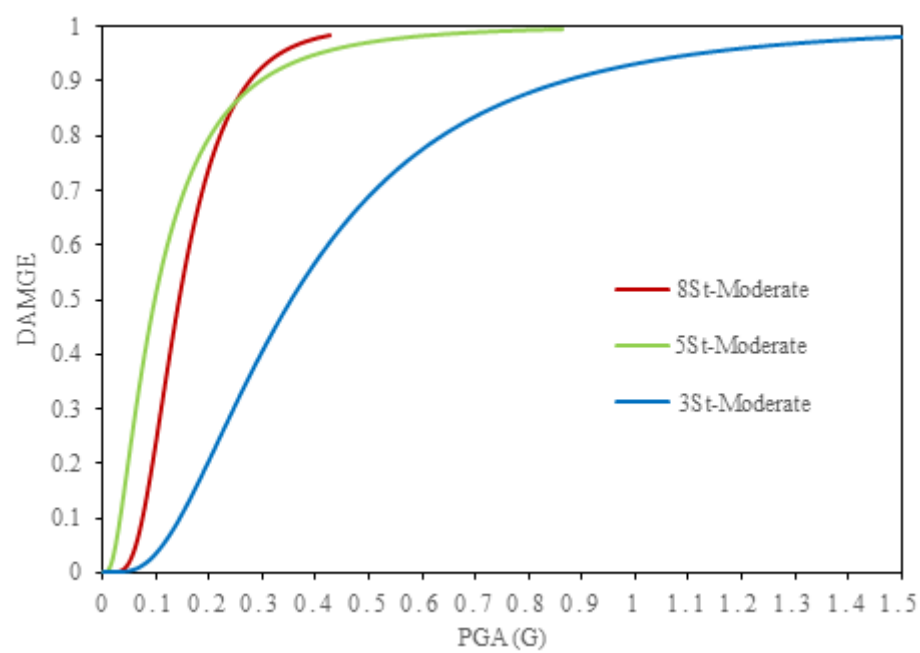


شکل ۴-۱۵ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال انعطاف پذیر

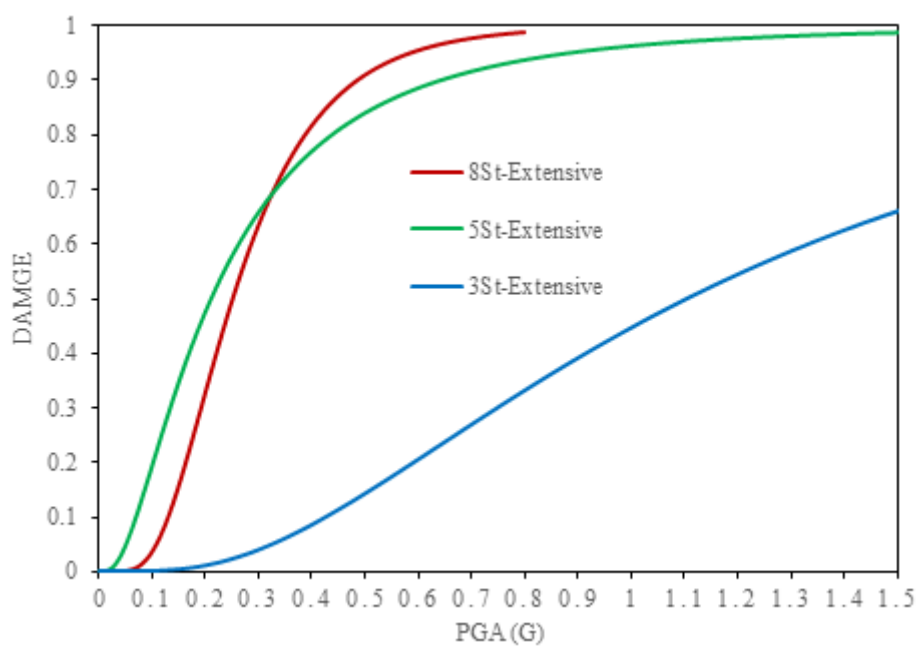
به جهت مقایسه بهتر نمودارها و برای رسیدن به درک بهتر از عملکرد سازه بتنی با تعداد طبقات مختلف، احتمال آسیب پذیری این سه سازه (۳، ۵ و ۸ طبقه) را برای حالت اتصال صلب برای حالت های مختلف آسیب پذیری با هم مقایسه شده است. این مقایسه در شکل ۴-۱۶ تا ۴-۱۹ نمایش داده شده است.



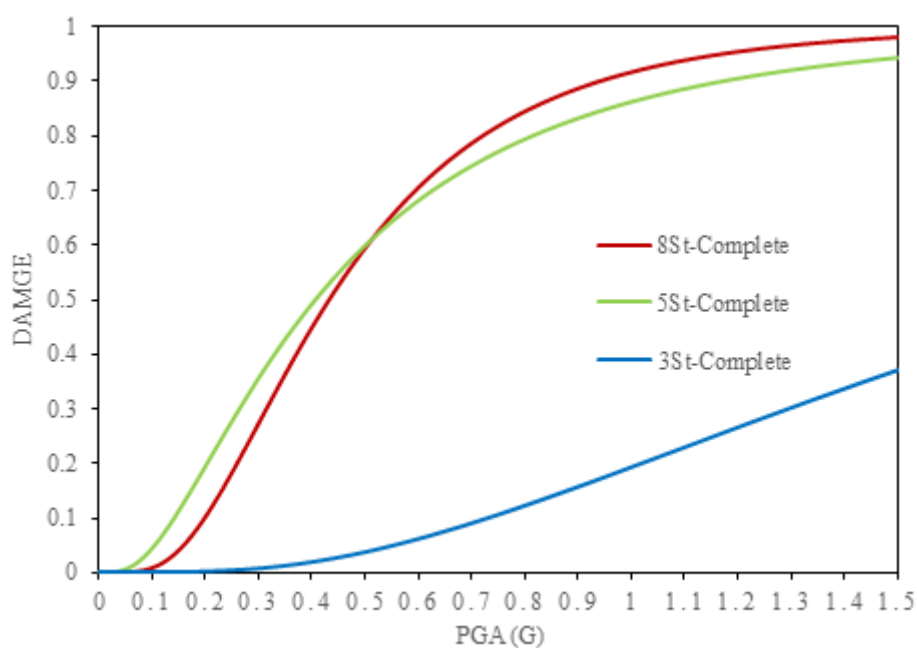
شکل ۴-۱۶ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال صلب



شکل ۴-۱۷ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال صلب

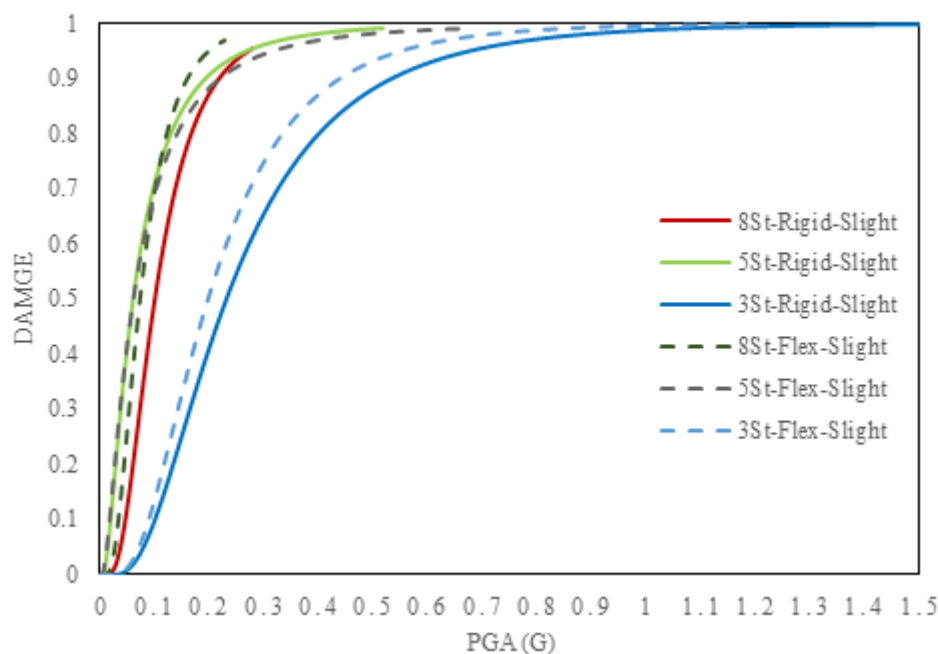


شکل ۴-۱۸ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال صلب

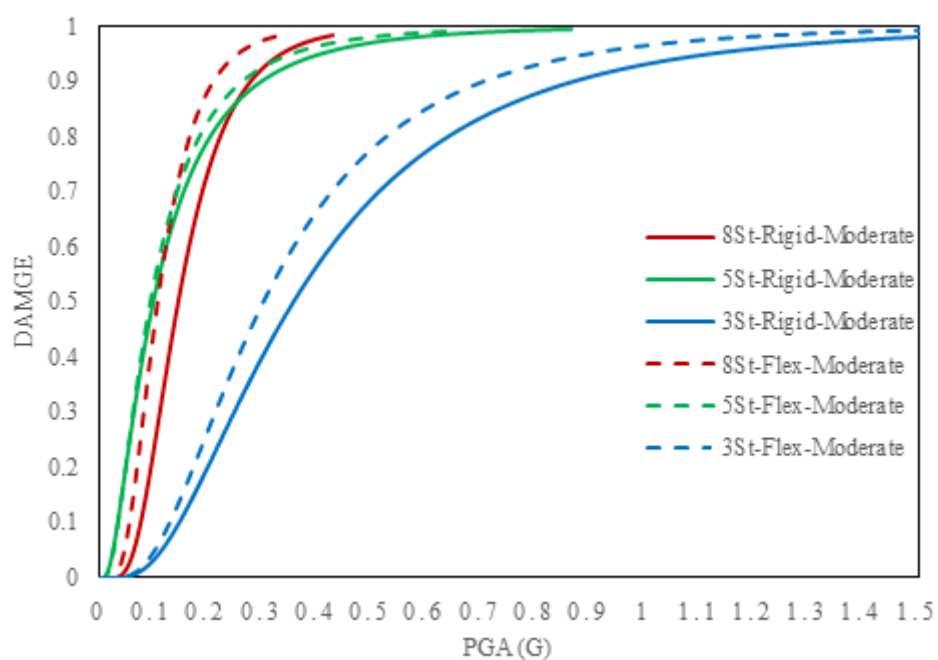


شکل ۴-۱۹ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال صلب

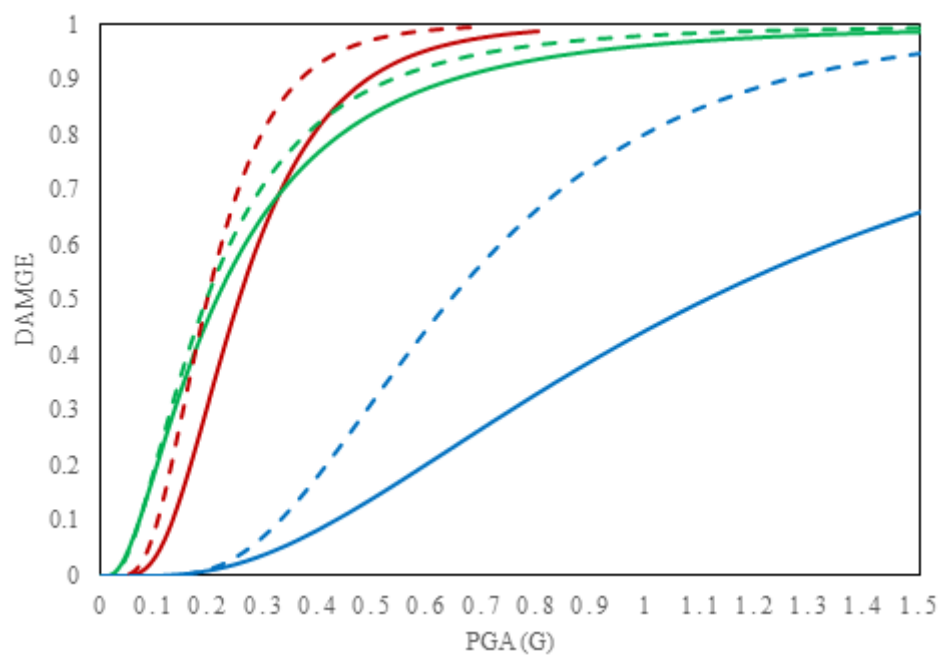
در حالت دیگر برای مقایسه رفتار و عملکرد سازه با اتصال صلب و انعطاف پذیر برای سه رده سازه در اشکال ۲۰-۴ تا ۲۳-۴ با هم مقایسه شده‌اند.



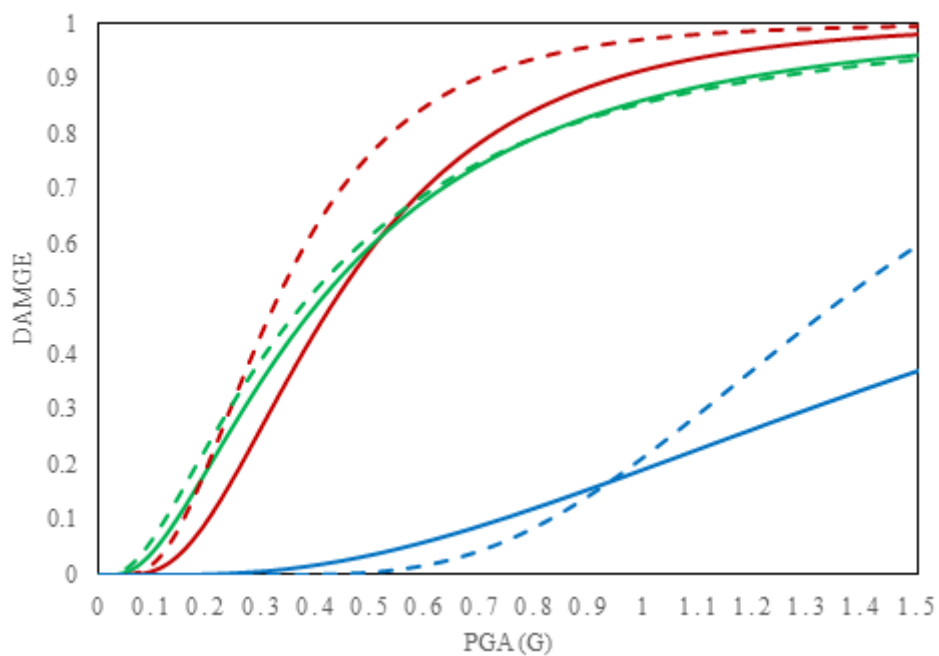
شکل ۲۰-۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کم با اتصال صلب و انعطاف پذیر



شکل ۲۱-۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی متوسط با اتصال صلب و انعطاف پذیر

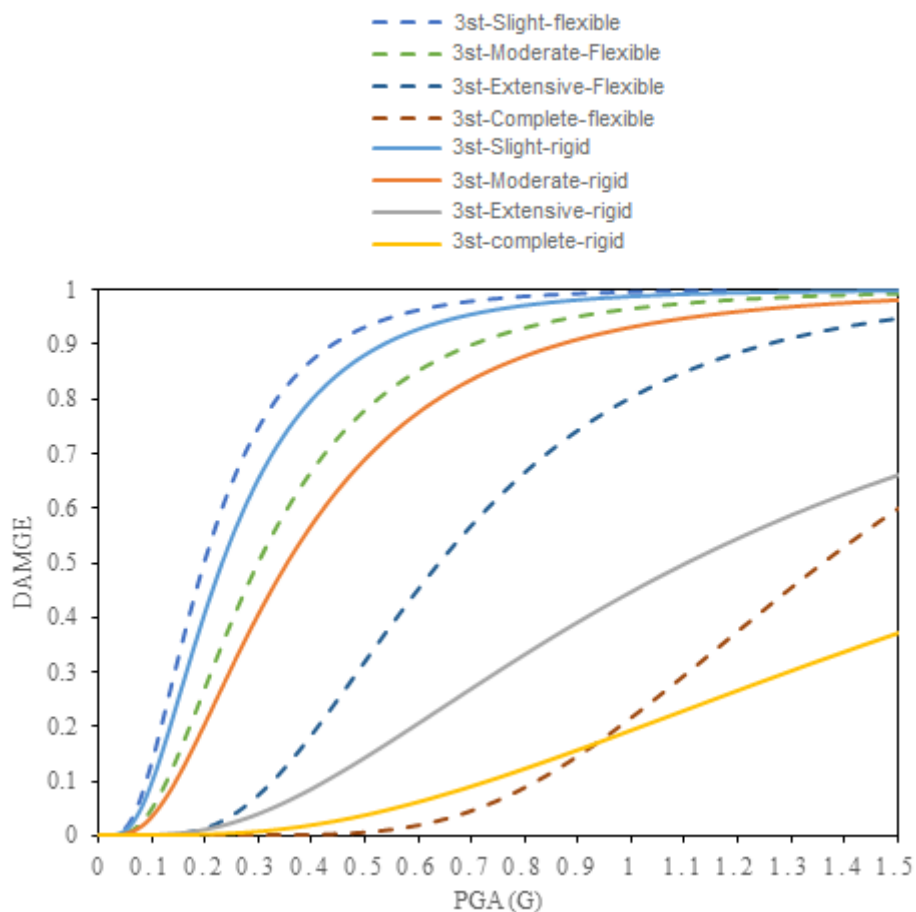


شکل ۲۲-۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی زیاد با اتصال صلب و انعطاف پذیر

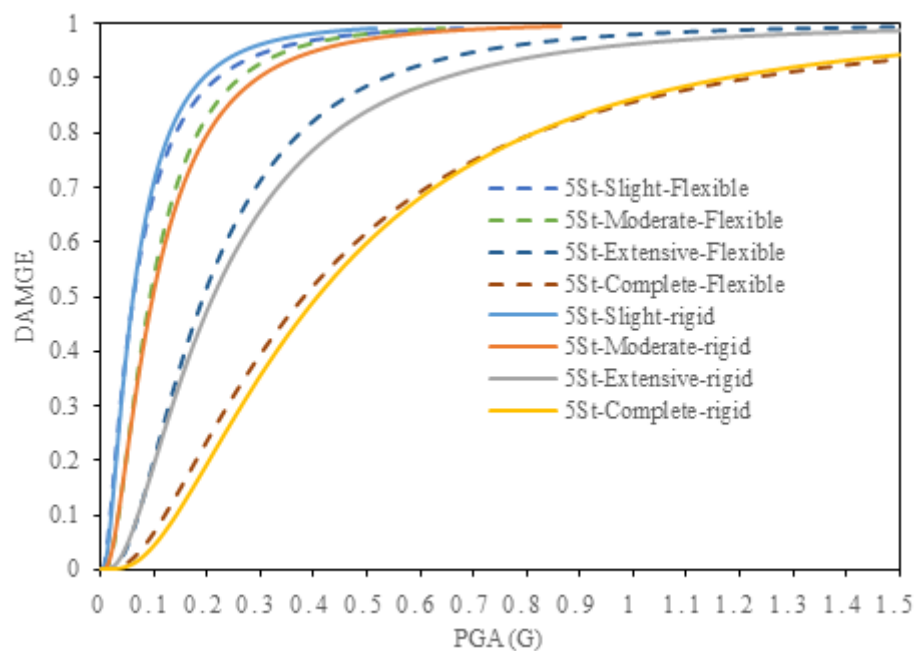


شکل ۲۳-۴ منحنی شکنندگی سه رده سازه با طبقات مختلف با حالت خرابی کامل با اتصال صلب و انعطاف پذیر

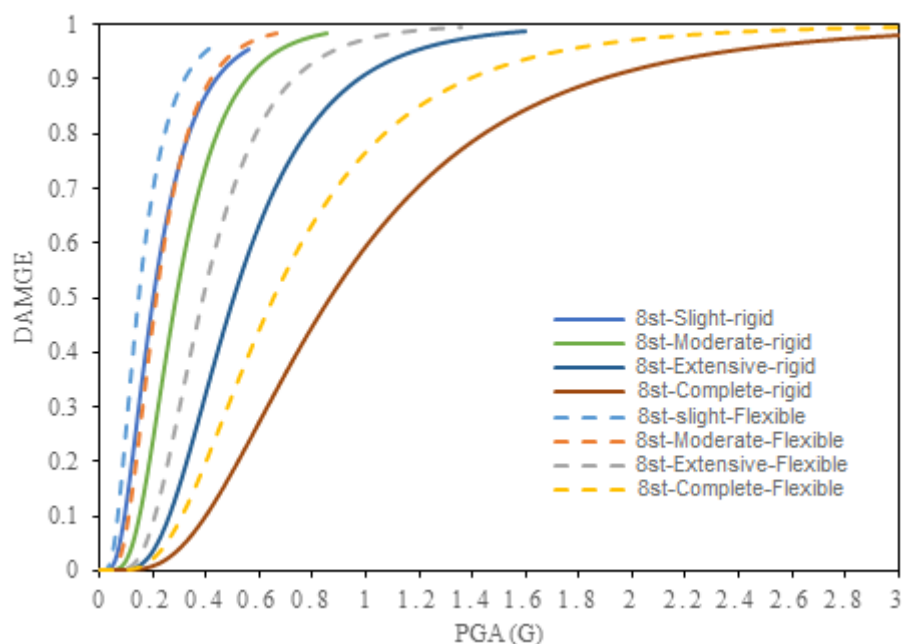
در انتهای کار منحنی‌های شکنندگی مربوط به مدل‌های صلب و انعطاف‌پذیر با ۴ حالت خرابی با هم مقایسه شده است. منحنی شکنندگی سازه‌های سه، پنج و هشت طبقه به ترتیب در شکل‌های ۴-۲۴ تا ۴-۲۶ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۲۴ منحنی شکنندگی برای سازه سه طبقه با اتصال انعطاف‌پذیر و صلب در ۴ حالت خرابی



شکل ۴-۲۵ منحنی شکنندگی برای سازه پنج طبقه با اتصال انعطاف پذیر و صلب در ۴ حالت خرابی

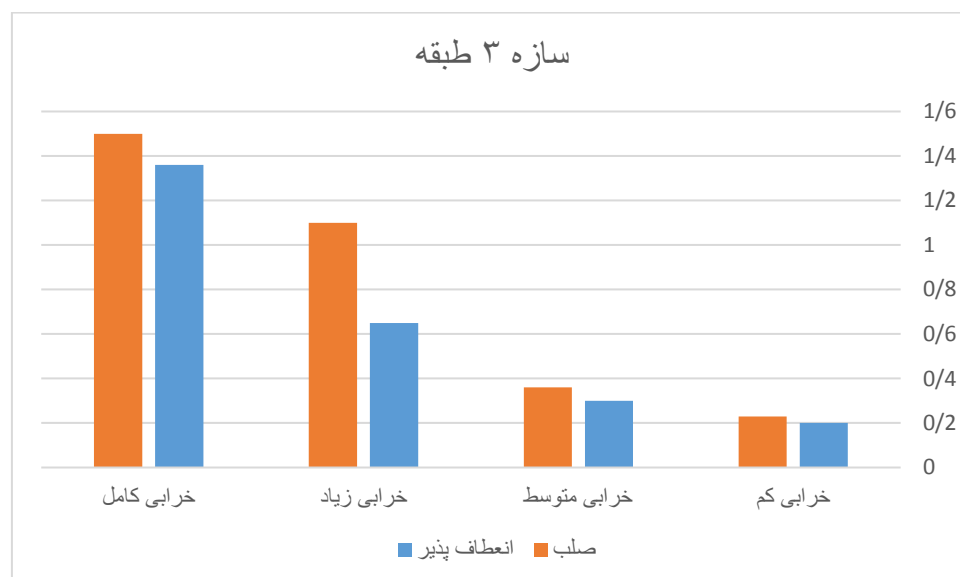


شکل ۴-۲۶ منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه با اتصال انعطاف پذیر و صلب در ۴ حالت خرابی

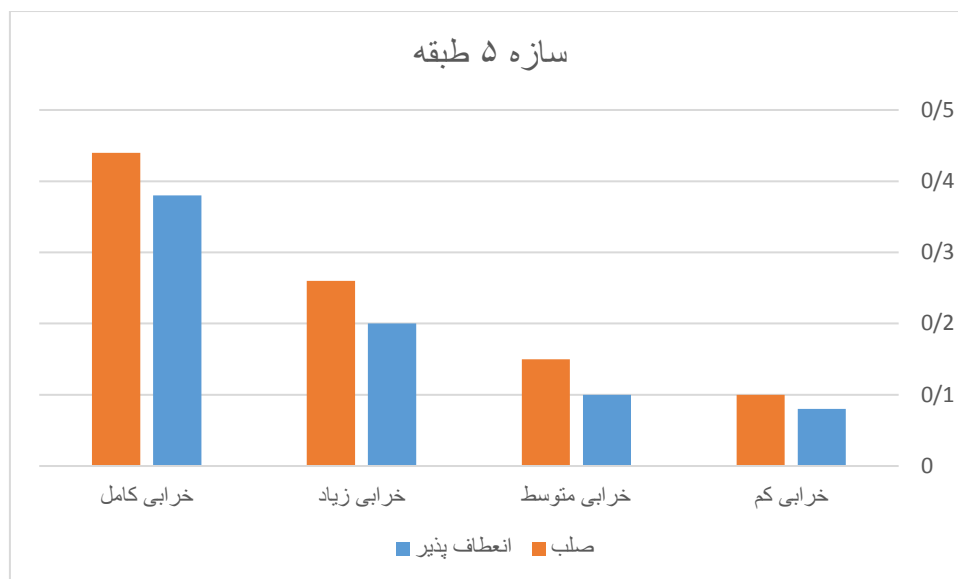
۴-۴ میانه های شکنندگی

عبارت است از مقدار قدرت زلزله مورد نیاز برای اینکه سازه مورد نظر از احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح خرابی مختلف عبور کند. برای محاسبه میانه شکنندگی لازم است، خطی افقی از نقطه احتمال فراگذشت ۵۰٪ بر روی محور قائم کشیده شود تا هر یک از منحنی های شکنندگی قطع شوند. سپس مقدار متناظر با محل قطع منحنی ها، بر روی محور افقی خوانده می شود. این مقدار شدت زلزله مورد نیاز برای فرا گذشت از احتمال ۵۰٪ سطوح خرابی مختلف می باشد.

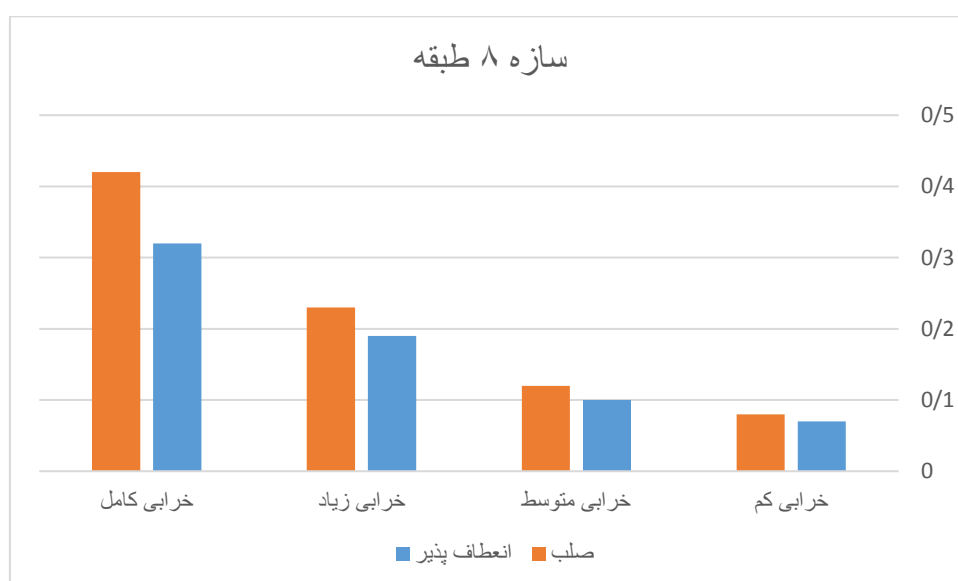
میانه های شکنندگی برای سه ساختمان مختلف تحت اثر اتصالات صلب و انعطاف پذیر محاسبه شده است. شکل ۴-۲۷ الی شکل ۴-۲۹ میانه های شکنندگی در ۴ سطح خرابی، که عبارت اند از، کم، متوسط، زیاد و کامل به صورت نمودار میله ای آورده شده است قابل مشاهده می باشد.



شکل ۴-۲۷ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۳ طبقه



شکل ۴-۲۸ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۵ طبقه



شکل ۴-۲۹ نمودار میله ای میانه شکنندگی برای ساختمان ۸ طبقه

۴-۵ جمع بندی

طبق بررسی های انجام شده مشاهده شد که، ابتدا نتایج تحلیل دینامیکی فراینده استخراج شده و سپس با کمک استفاده از نتایج آنها و استفاده از توزیع لوگ نرمال، منحنی های شکنندگی برای ۴ حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای احتمال فراگذشت ترسیم شدند. در نهایت با استفاده از منحنی های شکنندگی، میانه های شکنندگی در سطوح خرابی مختلف محاسبه گردید.

فصل پنجم نتیجه گیری و پیشنهادات

۵-۱ مقدمه

همانطور که قبلاً گفته شد اتصالات تیر و ستون نقش مهمی در طراحی سازه های بتن آرمه دارد و در اکثر نرم افزار های محاسباتی سازه اتصالات تیر به ستون را در قاب خمشی متوسط صلب در نظر می گیرند که این فرض اشتباهی است. زیرا در واقعیت این گونه نیست و در Drift سازه تاثیر گذار می باشد. لذا با مدل سازی این اتصالات تاثیر آن را در سازه ها مشاهده می کنیم.

۵-۲ مروری بر این پژوهش

طبق گفته های پیشین، هدف این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با در نظر گیری اثر انعطاف پذیری اتصالات تیر ها و ستون ها توسط منحنی های شکنندگی می باشد. به همین منظور ابتدا سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه در نرم افزار ایتبس مدل سازی شد و سپس در نرم افزار اپنسیس مدل سازی شد و شتاب نگاشت های انتخاب شده به سازه اعمال شد پس از آن این مدل ها مورد آنالیز دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) قرار گرفتند.

به کمک نتایج حاصل از تحلیل IDA جابجایی نسبی طبقات ثبت گردید و سپس منحنی های شکنندگی به کمک آن ها رسم گردید. با استفاده از منحنی هتی شکنندگی، میانه شکنندگی محاسبه شد و در نهایت به صورت نمودار میله ای ترسیم شدند.

در ادامه با توجه به منحنی های شکنندگی و نمودار های رسم شده در فصل چهارم، نتایج کاربردی پژوهش استخراج شده و پیشنهاد هایی برای پژوهش های بعدی ارائه می گردد.

۵-۲ نتیجه گیری

با بررسی و ارزیابی نتایج مشاهده می شود که در سازه هایی که اتصال آن به صورت انعطاف پذیر می باشد سازه زودتر به حد شکست می رسد، به عبارت دیگر در این سازه های با PGA کمتر به چهار حالت خرابی کم،

متوسط، زیاد و کامل می‌رسد. در حالی که در سازه صلب برای رسیدن به چهار حالت خرابی ذکر شده نیاز به PGA بزرگتری می‌باشد.

با نگاهی کلی به تمامی منحنی های شکنندگی ترسیم شده برای تمامی ساختمان ها و حالات مختلف خرابی، مشاهده می شود که هم گام با افزایش ارتفاع سازه احتمال آسیب پذیری سازه ها در چهار سطح مختلف خرابی افزایش پیدا میکند، یعنی احتمال آسیب پذیری سازه ۸ طبقه بیشتر از ساختمان ۵ طبقه است و احتمال آسیب پذیری ساختمان ۵ طبقه بیشتر از ساختمان ۳ طبقه می باشد. و همچنین با افزایش PGA احتمال فرا گذشت خرابی سازه از یک سطح مشخص افزایش مییابد.

با مقایسه منحنی ها با توجه به ارتفاع ساختمان های مختلف نشان می دهد که ظرفیت PGA سازه ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می یابد، به عبارت دیگر سازه های بلندتر، تحت اثر میزان کمتری از شتاب طیفی به یک سطح تقاضای لرزه ای یکسان می رسند که این امر می تواند به نوعی ناشی از کاهش شکل پذیری سازه، با افزایش ارتفاع باشد.

با بررسی نتایج مربوط به اتصال صلب و انعطاف پذیر نیز مشاهده می شود که در هر سه سازه مورد مطالعه (سه، پنج و هشت طبقه) سازه صلب دریافت کمتری در PGA یکسان با سازه که دارای اتصال انعطاف پذیر داشته است می باشد با یک میانگین گیری از نتایج مشاهده شده است که سازه صلب تقریباً در محدوده ۱۵ تا ۲۴ درصد جابجایی نسبی کمتری نسبت به سازه با اتصال انعطاف پذیر داشته است.

همچنین با توجه به اثر انعطاف پذیری دوره تناوب سازه (پریود سازه) نسبت به حالت صلب افزایش می یابد. اثر انعطاف پذیری گرچه در حالت های خرابی کم و متوسط بر روی پاسخ سازه محسوس نیست؛ ولیکن این اثر در حالت های خرابی زیاد و کامل و همچنین با افزایش تعداد طبقات بیشتر میشود.

با مقایسه برش پایه برای سازه صلب و انعطاف پذیر مشاهده می شود که میزان برش پایه برای سازه انعطاف پذیر نسبت به سازه صلب به میزان حدود ۳۳ درصد کاهش داشته است.

می توان به صورت کلی توصیه شود که با توجه به عدم آرماتور گذاری ویژه در محل اتصال سازه های قدیمی، برای ساخت سازه های جدید در مجاور سازه های قدیمی که آرماتور گذاری لرزه ای در آن ها رعایت نشده،

میزان درز انقطاع را بیشتر در نظر بگیریم و همچنین در طراحی و اجرای سازه های جدید جزئیات محل اتصال را به دقت طراحی و اجرا کنیم.

۵-۳ پیشنهادات

با توجه به اینکه در این تحقیق بخشی از اثر اتصال انعطاف پذیر و صلب مورد مطالعه قرار گرفته است، نیاز به تکمیل و پیش بردن این تحقیق احساس می شود. از اینرو در ادامه روند کار پیشنهاداتی به شرح زیر ارائه می شود.

۱. تعداد سازه زیادتیر از ۴، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ تا ۳۰ طبقه در نظر گرفته شود و مشابه پایان نامه روند بر روی آنها تکرار شود و منحنی های شکست استخراج گردد، تا با داشتن محدوده بیشتری از رده های ساختمانی بتوان به نتایج دقیق تری دست یافت.

۲. اثر نامنظمی را بر روی روند اتصال صلب و انعطاف پذیر مورد مطالعه قرار داد.

۳. در این مطالعه اثر زلزله دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته است در مطالعه دیگر اثر رکورد نزدیک گسل بر روی اتصال صلب و انعطاف پذیر مورد بررسی قرار گیرد.

۴. کاربری های مختلف از سازه طراحی شود و اثر صلبیت اتصال بر روی آن بررسی شود.

۵. اثر صلبیت و انعطاف پذیری بر روی سازه های بتنی با دیوار برشی نیز مورد ارزیابی و مطالعه قرار گیرد.

۶. می توان اثر انعطاف پذیری را با در نظر گیری ضعف سازه ای به این صورت که مقداری از مشخصات مصالح را کاهش داد در نظر گرفت.

۷. میتوان این اثر را با در نظر گیری زلزله اصلی و پس لرزه در نظر گرفت.

مراجع

- .1 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.
- .2 Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian. *Building fragility relationships for California*. in *Proceedings of the Fifth US National Conference on Earthquake Engineering*. 1994.
- .3 Fema, H.-M., *MR5. Multi-hazard loss estimation methodology earthquake model*, 2003.
- .4 Rojahn, C. and R.L. Sharpe, *Earthquake damage evaluation data for California*. 1985: Applied technology council.
- .5 Freund, J.E., I. Miller, and M. Miller, *John E. Freund's Mathematical Statistics: With Applications*. 2004: Pearson Education India.
- .6 Ang, A.H.-S. 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.
- .7 Nowak, A.S. and K.R. Collins, *Reliability of structures*. 2012: CRC press.
- .8 Mazzoni, S., et al., *OpenSees command language manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006. **264**: p. 137-158.
- .9 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. 740-75.7
- .۱۰ حسینی, م. و ه. کنارنگی, "کاربرد نرم افزار اپنسیس". چاپ چهارم, ۹۹۱۵, انتشارات آزاده.
- .11 Agency, F.E.M., *Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings*. 2000: FEMA.
- .۱۲ 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". ۹۹۱۹, مؤسسه آموزش عالی پردیسان.
- .13 Shafaei, J., et al., *Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames*. Engineering Structures, 2014. 81: p. 412-431.
- .14 Doğangün, A., *Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey*. Engineering Structures, 2004. **26**(6): p. 841-856.
- .15 Ghobarah, A., M. Saatcioglu, and I. Nistor, *The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure*. Engineering Structures, 2006. **28**(2): p. 312-326.
- .16 Kam, W.Y., S. Pampanin, and K. Elwood, *Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake*. 2011.
- .17 Sezen, H., et al., *Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey*. Engineering Structures, 2003. **25**(1): p. 103-.114
- .18 Zhao, B., F. Taucer, and T. Rossetto, *Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China*. Engineering Structures, 2009. **31**(8): p. 1707-1723.
- .19 Park, R., *A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details*. Journal of Earthquake Engineering, 2002. **6**(02): p. 147-174.
- .20 Paulay, T., R. Park, and M. Priestley. *Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions*. in *Journal Proceedings*. 1978.

- .21 Priestley, M. and T. Paulay, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. USA. Çizelge A, 1992. 1.
- .22 Ghobarah, A. and A. Biddah, *Dynamic analysis of reinforced concrete frames including joint shear deformation*. Engineering Structures, 1999. 21(11): p. 971-987.
- .23 Altoontash, A., *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. 2004, Stanford university Stanford, California.
- .24 Engineers, A.S.o.C. *Seismic rehabilitation of existing buildings*. 2007. American Society of civil engineers.
- .25 Prestandard, F., *commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.7 .2000 ,
- .26 Giberson, M.F., *Two nonlinear beams with definitions of ductility*. Journal of the Structural Division, 1969.
- .27 Otani, S., *Inelastic analysis of R/C frame structures*. Journal of the Structural Division, 1974. 100(Proc. Paper 10686).
- .28 El-Metwally, S. and W. Chen, *Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections*. Structural Journal, 1988. 85(4): p. 384-394.
- .29 Alath, S., *Modeling inelastic shear deformation in reinforced concrete beam-column joints*. 1995.
- .30 Biddah, A. and A. Ghobarah, *Modelling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints*. Structural Engineering and Mechanics, 1999. 7(4): p. 413-432.
- .31 Favvata, M.J., B.A. Izzuddin, and C.G. Karayannis, *Modelling exterior beam-column joints for seismic analysis of RC frame structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. 37(13): p. 1527-1548.
- .32 Youssef, M. and A. Ghobarah, *Modelling of RC beam-column joints and structural walls*. Journal of Earthquake Engineering, 2001. 5(01): p. 93-111.
- .33 Lowes, L.N. and A. Altoontash, *Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading*. Journal of Structural Engineering, 2003. 129(12): p. 1686-1697.
- .34 Vecchio, F.J. and M.P. Collins, *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*. ACI J., 1986. 83(2): p. 219-231.
- .35 Kennedy, R.P., et al., *Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant*. Nuclear Engineering and Design, 1980. 59(2): p. 315-338.
- .36 Kircher, C.A., et al., *Development of building damage functions for earthquake loss estimation*. Earthquake spectra, 1997. 13(4): p. 663-682.
- .37 Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian, *NCEER-ATC joint study on fragility of buildings*. 1995.
- .38 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.
- .39 Shinozuka, M., et al., *Statistical analysis of fragility curves*. Journal of engineering mechanics, 200 : (12)126 .Op. 1224-1231.
- .40 Tanaka, S., et al. *Evaluation of seismic fragility for highway transportation systems*. in *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*. 2000. Upper Hutt, New Zea-land.
- .41 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.

- .42 Reinhorn, A., R. Barron-Corverra, and A. Ayala. *Spectral evaluation of seismic fragility of structures*. in *Proceedings ICOSAR*. 2001.
- .43 Pagni, C.A., *Modeling of Structural Damage of Older Reinforced Concrete Components*. 2003, University of Washington Seattle.
- .44 Smyth, A.W., et al., *Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey*. *Earthquake Spectra*, 2004. 20(1): p. 171-203.
- .45 Arizaga, G., *Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico*. University of Puerto Rico, 2006.
- .46 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.
- .47 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.
- .48 Stewart, M.G., et al., *Fragility analysis of roof damage to industrial buildings subject to extreme wind loading in non-cyclonic regions*. *Engineering Structures*, 2016. 128: p. 333-343.
- .49 Hosseinpour, F. and A. Abdelnaby, *Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017. 98: p. 222-23.4
۵۰. پهلوان, ح., پایان نامه ارشد "کنترل سطح عملکرد ساختمان های بتن آرمه با استفاده از منحنی های شکنندگی". ۱۳۸۶, دانشگاه علم و صنعت.
۵۱. 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.
۵۲. ناصری, ع., ح. پهلوان, and غ. قدرتی, *ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه ای سازه های بتن آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی های شکنندگی*. *نشریه علمی-پژوهشی مهندسی سازه و ساخت*, ۱۳۹۶.
۵۳. پهلوان, ح. and 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 آرین.
۵۴. وزارت راه و شهرسازی, معاونت مسکن و ساختمان, "مقررات ملی ساختمان ایران, مبحث ششم, بار های وارد بر ساختمان". ویرایش سوم. ۱۳۹۲.
۵۵. وزارت راه و شهرسازی, معاونت مسکن و ساختمان, "مقررات ملی ساختمان ایران, مبحث نهم, طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه". ویرایش چهارم. ۱۳۹۲.
۵۶. 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 ۵۸۱۱". ویرایش چهارم. ۱۳۹۴.
- .57 Mander, J.B., M.J. Priestley, and R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. *Journal of structural engineering*, 1988. 114(8): p. 180.1826-4
- .58 Vecchio, F.J. and M.B. Emara, *Shear deformations in reinforced concrete frames*. *ACI Structural journal*, 1992. 89(1): p. 46-56.

- .59 Council, A.T. and U.S.F.E.M. Agency, *Quantification of building seismic performance factors*. 2009: US Department of Homeland Security, FEMA.
- .60 Shome, N., *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. 1999: Stanford University.
- .61 Council, B.S.S., "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures". FEMA, :302 .1997 p. 303.

Abstract

Due to the fact that beam and column joints play an important role in the design of reinforced concrete structures and most of the existing analysis and design software consider the area of beam to column connection in reinforced concrete flexural frames, so this assumption is difficult. It raises the structure too much and it is not possible to make an accurate assessment of the seismic performance of the structure. Therefore, we want to achieve a more accurate seismic performance evaluation by considering the flexibility in the joints.

Calculating the level of performance of buildings with the help of fragility curves is a good way to calculate the amount of potential damage. With the help of these curves, the fragility of different structures is determined and with the help of this data, a suitable solution can be provided to eliminate possible weaknesses in the structures.

Therefore, three models of 3, 5 and 8 storey buildings with similar plans and the structural system of moderate bending frame considered in Itbas software are designed. Then, by modeling them in Appendix software, IDA analysis is performed once, considering rigidity and again, considering the flexibility of connections. With the help of the results obtained from IDA analysis, fragility curves at different failure levels including (low, medium, high and complete failure) are plotted for all models. By comparing these fragility curves and the median values of fragility, the effect of joint flexibility on the seismic performance of buildings can be investigated.

Examining the results, it can be seen that in structures whose connection is flexible, the structure soon reaches four modes of failure: low, medium, high and complete. The median values of seismic fragility in the 5-layer model under earthquake at partial, medium, high and complete damage levels are 0.08, 0.1, 0.2 and 0.38, respectively, and in the rigid state these values are 0.1, 0.15, 0.26 and 0.44. The numbers are in units of ground gravity acceleration (g), thus reducing the seismic brittleness level of the flexible structure for a flexible structure by 14%.

Keywords: Medium flexural frame, flexible joints, fragility curves, seismic performance, openSEES software



Shahrood University of
Technology
Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Seismic fragility assessment of RC buildings having intermediate sway frames considering joints flexibility

By: Behzad Ghodrati

Supervisor:
Dr. Hosein Pahlavan

Advisor:
Dr. jalil shafaei

September 2021