

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز

به مهاربندهای کماتش ناپذیر توسط منحنی‌های شکنندگی

نگارنده: علی ظریف مقدم باصفت

اساتید راهنما:

دکتر حسین پهلوان

دکتر محمد شامخی امیری

استاد مشاور:

دکتر پژمان نمیرانیان

شهریور ۱۳۹۸



دانشکده مهندسی عمران
گروه سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای علی ظریف مقدم باصفت به شماره دانشجویی: ۹۵۰۹۸۲۴
تحت عنوان: ارزیابی احتمالاتی عملکردی لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه
مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر توسط منحنی‌های شکنندگی

در تاریخ ۱۳۹۸ / ۶ / ۱۱ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی
و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	دکتر پژمان نمیرانیان		دکتر حسین پهلوان
			دکتر محمد شامخی امیری

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
			دکتر جلیل شفاei
			دکتر ابراهیم زمانی

تقدیم به

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

سپاس گزارم از

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

جناب آقای دکتر نمیرانیان

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

تعمدنامه

اینجانب علی ظریف مقدم باصفت دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "ارزیابی احتمالاتی عملکردی لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر توسط منحنی‌های شکنندگی" تحت راهنمایی دکتر حسین پهلوان و دکتر محمد شامخی امیری و تحت مشاوره دکتر پژمان نمیرانیان متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان‌نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج بانام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان‌نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

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

چکیده

دیوارهای برشی بتن آرمه سختی و شکل پذیری لازم برای سیستم قاب خمشی را در ساختمان‌های بلندمرتبه بهبود بخشیده است، لیکن مشکل وزن زیاد سیستم حاصل شده باعث شده درزمینهای سست ساحلی مشکلات مهندسی پی ایجاد گردد؛ جایگزینی دیوارهای برشی با مهاربندهای کمانش ناپذیر که وزن کمتری داشته و سختی و شکل پذیری مناسب را برای سازه فراهم می کنند، به عنوان یک گزینه مناسب، محسوب می گردد. در طراحی لرزه ای سازه ها ضریب رفتار (R) از پارامترهای مهم می باشد لذا با توجه به فقدان ضوابط و مقررات مورد نیاز برای طراحی سازه های بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب در این تحقیق مقدار ضریب رفتار و نسبت شکل پذیری برای سازه ۲۵ طبقه مجهز به سیستم قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه مهاربند کمانش تاب محاسبه گردید. در این تحقیق ۳ مدل ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه در دو سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه و قاب خمشی بتن آرمه ویژه مجهز به مهاربند کمانش تاب طراحی و پس از نهایی شدن مقاطع، سازه ها در نرم افزار OpenSees به صورت سه بعدی مدل سازی شد. سپس با انتخاب تعدادی شتاب نگاشت مناسب و سازگار با شرایط منطقه، مدل ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA قرار گرفته و بیشترین دریفت طبقات به عنوان پارامتر تقاضا محاسبه و با انتخاب ظرفیت تغییر مکان نسبی سطوح عملکرد لرزه ای چهارگانه آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل از آیین نامه Hazus آمریکا و با استفاده از روابط قابلیت اعتماد سازه ها منحنی های شکنندگی لرزه ای این سیستم برای چهار سطح آسیب متفاوت محاسبه شد. نتایج تحلیل های غیرخطی حاکی از آن بوده است که در مدل های با تعداد طبقات بیشتر شکنندگی بیشتر مشهود بوده است و به عنوان مثال میانه شکنندگی برای فروپاشی کامل سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم جانبی قاب خمشی ویژه به ترتیب برابر با $1/01g$ ، $0/76g$ و $0/61g$ بوده است و میانه شکنندگی بروی فروپاشی کامل سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند کمانش تاب به ترتیب برابر با $1/14g$ ، $0/82g$ و $0/65g$ بوده است.

کلمات کلیدی: ارزیابی احتمالاتی لرزه ای، قاب خمشی بتن مسلح ویژه، مهاربند کمانش تاب، منحنی های شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

فهرست سرفصل‌ها

۱	۱. فصل اول
۲	۱-۱ مقدمه
۳	۲-۱ علت استفاده از مهاربند های کمانش تاب در سازه های بتن مسلح
۴	۳-۱ هدف و کاربرد از این پژوهش
۴	۴-۱ روش تحقیق
۵	۵-۱ معرفی فصول پایان نامه
۷	۲. فصل دوم
۸	۱-۲ بررسی رفتار مهاربند های کمانش ناپذیر
۸	۱-۱-۲ تعریف
۹	۲-۲ نحوه ی قرار گیری مهاربند کمانش ناپذیر در قاب های ساختمانی
۹	۳-۲ اجزای تشکیل دهنده مهاربند کمانش ناپذیر
۱۰	۱-۳-۲ بخش مقید جاری شونده
۱۰	۲-۳-۲ بخش مقید ارتجاعی
۱۰	۳-۳-۲ بخش نامقید ارتجاعی
۱۰	۴-۳-۲ ماده مجزا کننده
۱۱	۴-۲ معایب و مزایای مهاربند های کمانش ناپذیر
۱۲	۱-۴-۲ مزایای مهاربندهای کمانش ناپذیر
۱۳	۲-۴-۲ معایب مهاربندهای کمانش ناپذیر
۱۳	۵-۲ تاریخچه استفاده از مهاربند های کمانش ناپذیر
۱۶	۶-۲ منحنی شکنندگی
۲۰	۷-۲ ضریب رفتار ساختمان
۲۰	۱-۷-۲ نحوه به دست آوردن ضریب رفتار
۲۱	۲-۷-۲ تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور
۲۲	۱-۲-۷-۲ روش پاولی
۲۳	۲-۲-۷-۲ روش انرژی معادل
۲۳	۸-۲ فرآیند تولید منحنی های شکنندگی
۲۳	۱-۸-۲ ارزیابی ریسک لرزه ای
۲۳	۲-۸-۲ توابع شکنندگی
۲۳	۳-۸-۲ روش های تولید منحنی شکنندگی
۲۸	۴-۸-۲ مراحل تولید منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی
۲۹	۵-۸-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

۲۹.....	۶-۸-۲ تولید منحنی شکنندگی
۳۰.....	۷-۸-۲ تولید منحنی شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی
۳۰.....	۸-۸-۲ سطوح خرابی و شاخص های خرابی
۳۱.....	۹-۸-۲ دقت منحنی های شکنندگی
۳۲.....	۳. فصل سوم
۳۳.....	۱-۳ مقدمه
۳۴.....	۲-۳ تعریف مدل
۳۸.....	۳-۳ ضریب رفتار
۳۸.....	۱-۳-۳ فلسفه ضریب رفتار
۳۹.....	۲-۳-۳ روش چوپرا و نحوه محاسبه ضریب رفتار
۴۰.....	۴-۳ مدل سازی در اپنسیس
۴۰.....	۱-۴-۳ کلیات
۴۲.....	۲-۴-۳ اقسام دستورات اپنسیس
۴۲.....	۳-۴-۳ مزایای OpenSees
۴۳.....	۵-۳ کد نویسی در اپنسیس
۴۳.....	۱-۵-۳ تعریف مصالح
۴۳.....	۲-۵-۳ ماده بتن محصورنشده
۴۵.....	۳-۵-۳ تعریف مقاطع
۴۵.....	۴-۵-۳ تعریف هندسه ی سازه
۴۵.....	۵-۵-۳ بارگذاری
۴۵.....	۶-۵-۳ دستورهای مربوط به تحلیل
۴۵.....	۶-۳ مشخصات شتابنگاشت ها
۴۸.....	۷-۳ سطوح خرابی
۵۱.....	۸-۳ نتایج حاصل از تحلیل پوشاور
۵۱.....	۹-۳ صحت سنجی مدل نرم افزار اپنسیس با نتایج آزمایشگاهی
۵۲.....	۱-۹-۳ مدل رفتاری مصالح
۵۸.....	۴. فصل چهارم
۵۹.....	۱-۴ مقدمه
۵۹.....	۲-۴ تحلیل دینامیکی فزاینده
۵۹.....	۱-۲-۴ معرفی سطوح خرابی
۶۰.....	۲-۲-۴ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)
۶۰.....	۳-۲-۴ منحنی IDA سازه ها تحت زلزله
۶۴.....	۳-۴ ترسیم منحنی های شکنندگی

۶۵	۴-۴ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله
۶۹	۵-۴ مقایسه منحنیهای شکنندگی برای سطح آسیب مختلف
۶۹	۴-۵-۱ مقایسه منحنیهای شکنندگی برای سطح آسیب کم
۷۱	۴-۵-۲ مقایسه منحنیهای شکنندگی برای سطح آسیب متوسط
۷۲	۴-۵-۳ مقایسه منحنیهای شکنندگی برای سطح آسیب زیاد
۷۳	۴-۵-۴ مقایسه منحنیهای شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل
۷۵	۴-۶ تفسیر منحنیهای شکنندگی
۷۵	۴-۷ جمع بندی
۷۸	5. فصل پنجم
۷۹	۵-۱ مقدمه
۷۹	۵-۲ جمع بندی
۸۲	۵-۳ پیشنهادهایی برای تحقیقات آینده
85	۶. پیوست
86	۶-۱ دستورات مدل سازی اپنسیس
92	۶-۲ جدول مقاطع مدل ها

فهرست نمودارها و شکل‌ها

۹	شکل (۱-۲) رفتار چرخه‌ای مهاربند کمانش تاب
۹	شکل (۲-۲) نحوه قرارگیری مهاربند کمانش تاب در قاب ساختمانی
۲۳	شکل (۳-۲) روش دوخطی کردن پاولی
۳۳	شکل (۱-۳) روش طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۳۶	شکل (۲-۳) ضریب رفتار سازه‌های متعارف استاندارد ۲۸۰۰ [۳۶]
۳۷	شکل (۳-۳) مدل سه‌بعدی سازه موردنظر
۳۸	شکل (۴-۳) پلان سازه؛ الف: در پارکینگ؛ ب: در طبقات بالاتر
۳۹	شکل (۵-۳) نمودار دوخطی برش پایه-تغییر مکان برای سیستم یک درجه آزادی [۲۳]
۴۴	شکل (۶-۳) منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده
۴۴	شکل (۷-۳) هسته محصورشده مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۳۶]
۵۲	شکل (۸-۳) جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوبعدی به‌منظور صحت سنجی [۳۸]
۵۳	شکل (۹-۳) تجزیه مقطع مستطیلی بتن‌آرمه [۴۳]
۵۳	شکل (۱۰-۳) مدل مقطع الیاف [۳۹]
۵۴	شکل (۱۱-۳) مقایسه نتایج پوش‌آور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزاری OpenSees
۵۵	شکل (۱۲-۳) جزئیات مقاطع قاب فولادی دوبعدی به‌منظور صحت سنجی
۵۵	شکل (۱۳-۳) مدل فایبری برای یک مقطع فولادی I شکل [۴۸]
۶۱	شکل (۱-۴) نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی
۶۱	شکل (۲-۴) نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۲	شکل (۳-۴) نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم برابر جانبی قاب خمشی
۶۲	شکل (۴-۴) نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۳	شکل (۵-۴) نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم برابر جانبی قاب خمشی
۶۳	شکل (۶-۴) نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۵	شکل (۷-۴) نمودار رگرسیون لگاریتمی
۶۵	شکل (۸-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی
۶۶	شکل (۹-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۷	شکل (۱۰-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی
۶۷	شکل (۱۱-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۸	شکل (۱۲-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی

- شکل (۴-۱۳) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۶۹
- شکل (۴-۱۴) نمودار سطح آسیب کم برای سازه‌های موردپژوهش
۷۰
- شکل (۴-۱۵) نمودار سطح آسیب کم برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۷۰
- شکل (۴-۱۶) نمودار سطح آسیب متوسط برای سازه‌های موردپژوهش
۷۱
- شکل (۴-۱۷) نمودار سطح آسیب متوسط برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۷۱
- شکل (۴-۱۸) نمودار سطح آسیب زیاد برای سازه‌های موردپژوهش
۷۲
- شکل (۴-۱۹) نمودار سطح آسیب زیاد برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۷۳
- شکل (۴-۲۰) نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های موردپژوهش
۷۴
- شکل (۴-۲۱) نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر
۷۴
- شکل (۴-۲۲) الف: نمودار میانه شکنندگی برای مدل‌های ۱۵ طبقه ب: نمودار میانه شکنندگی برای مدل‌های ۲۵ طبقه
۷۶
- شکل (۴-۲۳) الف: نمودار میانه شکنندگی برای مدل‌های ۳۵ طبقه
۷۶

فهرست جداول

- جدول (۳-۱) تیپ بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS [۳۴]
۳۴
- جدول (۳-۲) مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی ساختمان‌های موردپژوهش
۳۵
- جدول (۳-۳) شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده آیین‌نامه FEMA P695 با توجه به شرایط ساخت گاه [۴۱]
۴۶
- جدول (۳-۴) میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۳۴]
۴۸
- جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار
۵۱
- جدول (۴-۱) مربوط به تقسیم‌بندی ساختمان بر اساس ارتفاع
۶۰
- جدول (۴-۲) میانه شکنندگی چهار سطح خرابی سازه‌های موردتحقیق
۷۷
- جدول (۶-۱) مقاطع قاب خمشی ۱۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۱۵ طبقه مجهز به مهاربند
۹۰
- جدول (۶-۲) مقاطع قاب خمشی ۲۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۲۵ طبقه مجهز به مهاربند
۹۱
- جدول (۶-۳) مقاطع قاب خمشی ۳۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۳۵ طبقه مجهز به مهاربند
۹۲

۱. فصل اول

مقدمه

۱-۱ مقدمه

مهاربندهای کمانش ناپذیر که سختی و قابلیت استهلاک انرژی بالایی دارند ابتدا توسط محققین ژاپنی در دهه ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند. به تدریج تحقیقات وسیع تری روی این نوع مهاربند انجام شد و استفاده از این سیستم پس از زلزله کوبه ژاپن (۱۹۹۵) به سرعت افزایش یافت. بدین ترتیب ساختمان‌های ساخته شده با مهاربندی‌های کمانش ناپذیر تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بود.

یکی از مهم‌ترین دغدغه‌های مهندسين عمران ایجاد سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله و انواع دیگر تحریکات جانبی می‌باشد تا ساختمان در زمان اعمال تحریک بتواند سختی جانبی کافی، قابلیت استهلاک انرژی مناسب و تحمل تغییر شکل‌های اعمالی در زمان تحریک را داشته باشد. ایجاد مهاربند در قاب‌های ساختمانی از روش‌های بهبود این قبیل خصیصه‌ها در سازه می‌باشد که همیشه مدنظر مهندسين بوده است، اما به کاربردن این روش در سازه‌های بتنی به دلیل تفاوت ماهیت سیستم لرزه‌بر و قاب ساختمانی از نظر جنس مواد از موضوعات نگران کننده می‌باشد. سازه‌های بتنی با رویکردهای مختلف از جمله افزایش عمر سازه، تغییر کاربری و مقاوم سازی در برابر بلایای طبیعی به کمک مهاربند بهسازی می‌شوند. تحقیقات جینگ گنگ و همکارانش در سال ۲۰۱۷ نشان داد در مقایسه انواع سیستم مهاربندی در سازه‌های بتنی مهاربندهای کمانش تاب بسیار مؤثر بوده‌اند.

مهاربندهای کمانش تاب^۱ در قاب‌های ساختمانی بتن آرمه نیز مورد توجه قرار گرفته‌اند؛ چراکه امکان افزایش جذب انرژی و کاهش تقاضای لرزه‌ای تحت تحریک لرزه‌ای را در قاب‌های خمشی به دنبال دارند و به منظور مقاوم سازی قاب بتنی در تیرها و ستون‌های اطراف دهانه مهار می‌شوند.

^۱ Buckling Restrained Brace

در این تحقیق هدف مطالعه قاب خمشی بتن آرمه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه ویژه مجهز به مهاربند کمانش تاب می باشد و هدف به دست آوردن منحنی شکنندگی این سازه با استفاده از نرم افزار اپنسیس می باشد؛ که در ادامه به تفصیل بیان شده است.

منحنی شکنندگی^۱ احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از مقدار حدی تعیین شده برای آن، تحت یک معیار شدت زلزله مشخص را بیان می کند که نه تنها ارزیابی ریسک زلزله بلکه به منظور اولویت بهسازی سازه نیز در زمان زلزله به کار می رود و داده های موردنظر از طریق آنالیزهای انتخابی سازه به دست می آیند.

۲-۱ علت استفاده از مهاربندهای کمانش تاب در سازه های بتن

مسلح

اگرچه دیوارهای برشی بتن آرمه سختی و شکل پذیری لازم سیستم قاب خمشی را در ساختمان های بلندمرتبه بهبود بخشیده، لیکن مشکل وزن زیاد سیستم حاصل شده می تواند درزمینهای سست ساحلی مشکلات مهندسی پی ایجاد کند؛ شاید یک گزینه مناسب، جایگزینی این دیوارهای برشی با المان های جدیدی که وزن کمتری داشته و سختی و شکل پذیری مناسب داشته باشند، باشد. امروزه استفاده از میراگرهای انرژی در سازه به منظور اتلاف انرژی زلزله به شدت موردتوجه قرار گرفته است .

مزیت اصلی استفاده از میراگرها، جذب انرژی زلزله در اجزایی از قاب سازه می باشد. این امر منجر به کاهش آسیب های سازه اصلی در هنگام وقوع زلزله می گردد. در میان انواع مختلف میراگرها، میراگرهای هیستریزیس به دلیل هزینه کم، قابلیت اطمینان بالا و فقدان اجزای مکانیکی در آنها از جایگاه ویژه ای برخوردار می باشند.

^۱. Fragility Curve

۳-۱ هدف و کاربرد از این پژوهش

با توجه به اینکه تاکنون از مهاربندهای کمانش تاب فقط برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه استفاده شده است، رفتار سازه جدید طراحی شده مجهز به مهاربند کمانش تاب روشن شده و میزان آسیب‌پذیری آن به کمک منحنی‌های شکنندگی بررسی می‌گردد.

۴-۱ روش تحقیق

مراحل کار بدین صورت است که ابتدا سازه موردنظر که برج ۲۵ طبقه واقعی در منطقه شمال کشور ایران با لرزه‌خیزی زیاد بوده در نرم‌افزار ETABS 2016 طراحی دقیق شده و پس از انجام طراحی تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (بارافزون) قرار گرفته تا ضریب رفتار سازه موردنظر جهت اطمینان از رفتار لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی محاسبه گردد؛ سپس این مراحل برای ساختمان‌های تولیدشده با مشخصات پلان قبل در تعداد طبقات بالاتر به منظور مقایسه تکرار می‌شود.

طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش تاب، همانند طراحی سازه مجهز به مهاربند همگرای ویژه است، البته با منظور نمودن برخی از اصلاحات که شامل ضرایب رفتار و سایر ضرایب طراحی می‌باشد که با توجه به نوع قاب باید مورد محاسبه قرار گیرد، همچنین ظرفیت طراحی مهاربندها تنها بر اساس ظرفیت جاری شدن هسته فولادی مهاربند تعیین می‌شود و چون مهاربند کمانش تاب نقش فیوز را بر عهده دارد باید بر اساس روابط آیین‌نامه طراحی سازه فولادی ظرفیت جاری شدن کمانشی، کششی و پساکمانشی مهاربند محاسبه گردد. مکان قرارگیری بهینه مهاربندها در سازه بتنی نیز باید به گونه‌ای باشد که توزیع سختی جانبی مناسبی را برای سازه فراهم آورد و این توزیع مناسب سختی زمانی فراهم می‌شود که با توجه به مقاطع مورد استفاده و جانمایی مهاربندها، حداکثر جابجایی نسبی طبقه تحت تحریک لرزه‌ای، حداقل گردد.

پس اتمام طراحی سازه را عیناً در نرم‌افزار اوپنسیس (OpenSees) مدل‌سازی کرده و تحت تحریکات لرزه‌ای آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) انجام گرفته، پس از تعداد قابل قبول آنالیز دینامیکی

افزایشی می‌توان منحنی شکنندگی سازه موردنظر را به دست آورد. اساس منحنی‌های شکنندگی تحلیلی مبتنی بر مقایسه نیاز لرزه‌ای و ظرفیت سازه است به این مفهوم که منحنی شکنندگی تحلیلی تعیین احتمال تجاوز نیاز لرزه‌ای از ظرفیت سازه می‌باشد. برای آنالیز تاریخچه زمانی به رکوردهای زلزله موردنیاز می‌توان از منابعی همچون سایت PEER دست‌یافت و سپس مشخصات اجزای سازه‌ای را به دست آورده و با اختصاص دادن یک رکورد زلزله به هر کدام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می‌گیرد و حداکثر پاسخ به دست آمده در هر گام به کمک روش‌های آماری تفسیر شده است. ظرفیت هر مؤلفه نیز به کمک تحلیل قابل محاسبه است که از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده می‌گردد.

۵-۱ معرفی فصول پایان‌نامه

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

فصل اول شامل مقدمات کلی در مورد موضوعات موردبحث پایان‌نامه مانند ضرورت‌های سیستم پیشنهادی و معرفی کلی آن می‌باشد. فصل دوم تعاریف، اصول و مبانی نظری موضوع پایان‌نامه شامل مفهوم قاب خمشی، ضریب رفتار، پیشینه استفاده از ایده مهاربند کمانش تاب در قاب خمشی بتن مسلح ویژه و منحنی شکنندگی را شامل می‌شود.

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

^۱.IDA

^۲. HAZUS

۲. فصل دوم

معرفی مهارندهای کمانش ناپذیر و

تحقیقات انجام شده در این زمینه

۲-۱ بررسی رفتار مهاربندهای کمانش ناپذیر

۲-۱-۱ تعریف

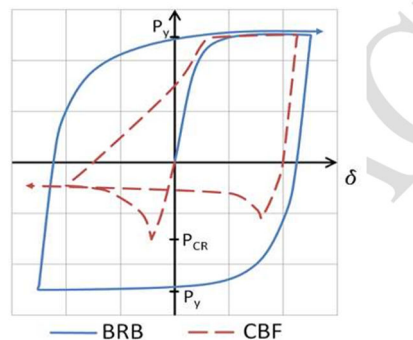
بسیاری از نقایص رفتاری مهاربندهای همگرای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت این مهاربندها تحت بارگذاریهای چرخه‌ای می‌باشد. از این رو تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده‌آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شود؛ تا امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از محصورسازی یک هسته فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غلاف فولادی در برگرفته شده است.

مهاربندهای کمانش ناپذیر که سختی و قابلیت استهلاک انرژی بالایی دارند ابتدا توسط محققین ژاپنی در دهه ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند [1]. به تدریج تحقیقات وسیع‌تری روی این نوع مهاربند انجام شد و استفاده از این سیستم پس از زلزله کوبه ژاپن (۱۹۹۵) به سرعت افزایش یافت. بدین ترتیب ساختمان‌های ساخته شده با مهاربندی‌های کمانش ناپذیر تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بود [2].

این نوع از مهاربندها را در کلیه سازه‌هایی که امکان نصب مهاربند در آن‌ها وجود دارد، می‌توان به کاربرد. با توجه به تنوعی که در نحوه اتصال این نوع مهاربندها وجود دارد (جوشی، پیچی و مفصلی) امکان استفاده از این نوع مهاربندها در طراحی و یا مقاوم‌سازی کلیه سازه‌های صنعتی، پل‌ها و ساختمان‌ها وجود دارد.

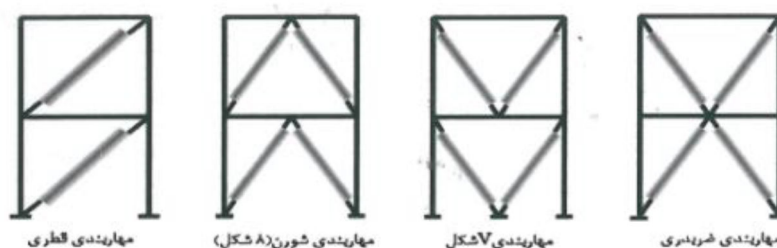
مبانی اصلی عملکرد این نوع مهاربند (که در کشور ژاپن از آن به عنوان نوعی میراگر استفاده می‌شود)؛ جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه می‌باشد. در نتیجه در این سیستم وظیفه جاری شدن و تأمین

شکل‌پذیری بر عهده هسته فولادی مهاربند وظیفه مقابله در برابر کمانش به عهده غلاف پیرامونی واگذار شده است. این در حالی است که در مهاربندهای متداول، هر دو این وظایف بر عهده خود مهاربند است.



شکل (۱-۲) رفتار چرخه‌ای مهاربند کمانش تاب

۲-۲ نحوه قرارگیری مهاربند کمانش ناپذیر در قاب‌های ساختمانی



شکل (۲-۲) نحوه قرارگیری مهاربند کمانش تاب در قاب ساختمانی

۳-۲ اجزای تشکیل‌دهنده مهاربند کمانش ناپذیر

مهاربند کمانش ناپذیر متشکل از یک هسته فولادی دارای شکل‌پذیری باقابلیت جاری شدن تحت هر دو نیروی کششی و فشاری می‌باشد. برای حذف کمانش هسته تحت بار فشاری، هسته میان غلاف فولادی قرار داده شده و سپس این غلاف توخالی با استفاده از مصالح پرکننده، ماده مجزا کننده^۱ یا درز هوا بین ماده پرکننده و هسته فولادی استفاده می‌گردد.

^۱ Unbonding Agent

۲-۳-۱ بخش مقید جاری شونده^۱

این بخش که ممکن است مقطعی با اشکالی مختلف چون مستطیل و دایره داشته باشد و به گونه‌ای طراحی می‌شود که تحت بارگذاری چرخه‌ای در هر دو حالت فشاری و کششی جاری شود. برای این منظور استفاده از فولاد نرمه که شکل‌پذیری بالایی دارد (مانند A36)^۲ مناسب می‌باشد. مقاومت تسلیم نسبتاً ثابت جهت طراحی ظرفیتی مطلوب مهاربند یکی از مهم‌ترین مشخصات فولاد مورد استفاده در این بخش می‌باشد.

۲-۳-۲ بخش مقید ارتجاعی^۳

این بخش که توسط ماده پرکننده مقید شده است، در امتداد بخش جاری شونده مقید قرار گرفته است. جهت حصول اطمینان از پاسخ ارتجاعی و عدم جاری شدن این بخش، سطح مقطع آن نسبت به سطح مقطع بخش قبلی بزرگ‌تر در نظر گرفته می‌شود. برای جلوگیری از بروز تمرکز تنش در نقاطی خاص از این بخش، این افزایش سطح بایستی به صورت تدریجی با شیبی ملایم ایجاد شود.

۲-۳-۳ بخش نامقید ارتجاعی^۴

بخش انتهایی دو سر مهاربند که قطعه اتصال به قاب می‌باشد، قابل طراحی برای اتصال توسط جوش یا پیچ و مهره برای نصب در محل عضو به قاب می‌باشد. این قسمت در غلاف فولادی مقید نشده و پاسخ این ناحیه ارتجاعی خواهد بود.

۲-۳-۴ ماده مجزا کننده

این ماده برای به کمینه رساندن و حذف انتقال نیروی محوری از هسته به غلاف از طریق اصطکاک در اثر تغییر طول هسته تحت بارهای فشاری و کششی و نیز ایجاد امکان برای افزایش سطح مقطع هسته

¹ Unrestrained Nonyielding Segment

² ASTM Standard

³ Restrained Nonyielding Segment

⁴ Unrestrained Nonyielding Segment

به علت پدیده پواسون تحت بار فشاری استفاده می‌گردد. تاکنون موادی چون رزین‌ها، انواع پلی‌اتیلن‌ها، گریس سیلیکون و یا نوار قیری به‌عنوان مجزا کننده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. انتظار می‌رود تا بخش مقید جاری شونده کمانش‌های کم دامنه‌ای را تحت مدهای بالاتر تجربه نمایند. مقدار درز موجود بایستی به‌اندازه‌ای باشد تا امکان افزایش سطح هسته در فشار را به‌راحتی میسر سازد. در غیر این صورت اصطکاک بین هسته افزایش‌یافته و مصالح پرکننده موجب تحمیل بارهای محوری به غلاف فولادی (سیستم کمانش ناپذیری) می‌گردد. از طرفی در صورتی که این درز بیش‌از حد لازم انتخاب شود موجب می‌شود تا دامنه کمانش هسته و در نتیجه مقدار انحنا هسته کمانش یافته افزایش یابد که باعث کاهش عمر هسته جاری شونده به علت خستگی در خمش می‌گردد.

۴-۲ معایب و مزایای مهاربندهای کمانش ناپذیر

مهاربندهای هم‌محور متعارف در هنگام وقوع زلزله دارای عملکردی توأم با نقص هستند. این نقیصه ناشی از شکل‌پذیری و منحنی هیستریزیس نامتقارن در کشش و فشار، یعنی اختلاف موجود مابین ظرفیت مهاربندها در کشش و فشار، خصوصاً در بارگذاری متناوب مانند زلزله می‌باشد. مهاربندهای هم‌محور موجود دارای ظرفیت قابل‌قبولی در کشش هستند. لیکن در فشار در اثر کمانش مقاومت مناسبی ندارند. کمانش مهاربندها در فشار باعث کاهش شدید مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی در آن‌ها می‌شود. مهاربند مطلوب مهاربندی است که دارای ظرفیت یکسانی در کشش و فشار بوده و کمانش نکند. مهاربندهای کمانش ناپذیر که نوع خاصی از میراگرهای هیستریزیس می‌باشند، با توجه به مزایای اقتصادی می‌توانند در رفع این مشکل مفید واقع شوند. حلقه‌های منظم و پایدار هیستریزیس این نوع مهاربند، امکان جذب سهم بالایی از انرژی ورودی را فراهم می‌کنند. در این‌گونه مهاربندها تسلیم به شکل موضعی رخ نمی‌دهد، بلکه توزیع آن در سراسر عضو متناسب و یکنواخت می‌باشد. به‌طوری‌که انرژی مستهلک‌شده طی یک بارگذاری رفت و برگشتی مانند زلزله به حداکثر خود برسد.

۲-۴-۱ مزایای مهاربندهای کمانش ناپذیر

۱- سختی جانبی الاستیک بالای مهاربندهای کمانش ناپذیر در تحریکات ضعیف زمین در مقایسه با قاب‌های خمشی، محدودیت جابجایی نسبی طبقات آیین‌نامه‌ها را بیشتر اقناع می‌کند.

۲- مهاربندهای کمانش ناپذیر کمانش نامطلوب مهاربندهای هم‌محور را حذف کرده و به همین سبب استهلاک انرژی بیشتر را در زمین‌لرزه‌های قوی موجب می‌شوند. این سیستم‌ها دارای چرخه‌های هیستریزیس خوب و متقارن و ضریب رفتار نسبتاً بزرگ هستند که حاکی از جذب بالای انرژی در آن‌هاست.

۳- مهاربندهای کمانش ناپذیر مانند یک فیوز سازه‌ای قابل تعویض عمل می‌کنند که خرابی را در المان‌های سازه‌ای دیگر کمینه کرده و قابلیت تعویض بعد از زلزله‌های بزرگ را دارا می‌باشد.

۴- مهاربندهای کمانش ناپذیر یک طراحی انعطاف‌پذیر را به سهولت در تنظیم سختی و مقاومت پدید می‌آورند. علاوه بر این مدل کردن رفتار سیکلیک کمانش ناپذیر در آنالیزهای غیرخطی به‌سادگی میسر است.

۵- می‌توان این مهاربندها را به‌صورت مهاربندهای قطری تک، در یک‌جهت قرارداد؛ به‌مانند سیستم مهاربندی هم‌گرای ویژه، نیاز به تحمل ۷۰٪ نیروی زلزله به‌تنهایی در یک‌جهت به‌صورت کششی با فشاری نمی‌باشد. در صورت به کار بردن این سیستم در قاب‌های هم‌گرای شورن به علت رفتار یکسان مهاربند در کشش و فشار، نیروی نامتعادل در تیر متصل شونده، به‌شدت کاهش‌یافته و می‌توان از تیرهای با مقاطع ضعیف‌تری نسبت به سیستم مهاربندی هم‌گرای ویژه استفاده کرد.

۶- به‌طور کلی وزن فولاد مصرفی سیستم BRBF نسبت به فولادی که در سیستم قاب خمشی ویژه SMRF که بر اساس آیین‌نامه UBC-97 طرح می‌گردد، کمتر است.

۷- بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) ماکزیمم تغییر مکان جانبی در سیستم BRBF، به میزان قابل توجهی کمتر از سیستم قاب خمشی ویژه می باشد.

۲-۴-۲ معایب مهاربندهای کمانش ناپذیر

۱- اگر در ساختن هسته مرکزی از فولادهایی با بازه مقاومت جاری شدن وسیع استفاده شود، نیروهای اضافه به سازه اعمال می شود.

۲- نصب کارگاهی این نوع مهاربندها از نصب مهاربندهای هم محور به دقت و تحمل بیشتری نیاز دارد.

۳- ممکن است تغییر شکل های ماندگار بزرگ در مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت زلزله های بزرگ اتفاق بیفتد.

۴- مهاربندهای کمانش ناپذیر به ارائه معیارهایی برای تشخیص خرابی و تعویض دارند.

۲-۵ تاریخچه استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر

در سال ۲۰۰۰ و ۲۰۰۳ در ژاپن به عنوان عاملی برای بهبود عملکرد لرزه ای سازه ها از این نوع مهاربند در نشریه انجمن مهندسين ژاپن استفاده شده است [3].

در آیین نامه لرزه ای یورو ۸ اروپا نیز صحبتی از طراحی مهاربند کمانش تاب نشده است، در سال ۲۰۱۶ سارنکزی^۱ و همکارانش روشی که بر پایه فیما ۶۹۵ بود را ارائه کردند که صرفاً طراحی مربوط به مهاربندهای کمانش تاب دارای آرایش ضربدری^۲ در دوطبقه را شامل می شد که دارای اتصال پینی باشد و همچنین ظرفیت مهاربند در برابر گسیختگی های موضعی برآورده شده در نظر گرفته شود [4]. اولین سازه مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب در سال ۱۹۹۹ بوده است. (دانشکده محیط زیست دانشگاه کالیفرنیا). سازه های بتنی در هنگام زلزله دچار ترک خوردگی، افت بتن و افت مقاومت و شکل پذیری می شوند؛ مهاربندی این قاب های بتنی در سه دسته همگرا، واگرا و کمانش تاب قرار می گیرد؛ بسته به رویکرد مورد نظر می توان هر کدام از این ۳ دسته را به کاربرد و با توجه به اینکه

^۱ Ádám Zsarnóczy

^۲ X bracing

رویکرد افزایش جذب انرژی در کنار افزایش ظرفیت باربری در این نوع مهاربند اقناع می‌گردد لذا اخیراً بیشتر از انواع دیگر مدنظر قرار گرفته است [5].

اولین بار واکابایاشی به همراه همکارانش ایده استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر را مطرح کرد. او مهاربندهایی از صفحات تخت فلزی ساخت و بین جفت پنل‌های پیش‌ساخته بتن مسلح قرارداد. در ترازهای تغییر شکل‌های بالا، مقاومت مهاربند در فشار بالاتر از کشش به دست آورد. وی در ادامه تحقیقات خود، ایده هسته فلزی مدفون در مقطع فلزی پر شده با بتن را توسعه داد [1].

آقای یوریز و همکارانش از دانشگاه برکلی کالیفرنیا آزمایش‌هایی با اندازه‌های واقعی بر روی سیستم‌های مهاربندی همگرای ویژه (SCBF) انجام دادند و ضعف در فشار را در رفتار کمانشی مشاهده نمودند. این نقطه ضعف در سازه‌های با مهاربندی همگرا ایده اصلی استفاده از دستگاه‌های مقید شده در برابر کمانش (BRBF) را مطرح کرد [6].

در سال ۲۰۰۶ کریشنن چند مطالعه موردی برای قاب‌های خمشی ۱۸ طبقه در حوزه نزدیک، مطابق آیین‌نامه زلزله ۹۷ UBC انجام داد. وی مشاهده کرد که زلزله‌های به بزرگای $6/7$ تا $7/3$ ریشتر تقاضای جابجایی نسبی در حدود 0.05 و همچنین تقاضای دوران پلاستیک حدود ۴ تا ۵ درصد رادیان در اتصال تیر به ستون برای قاب‌های ۱۳ طبقه تحت زلزله حوزه نزدیک محتمل است؛ بنابراین نیاز بود تا به طریقی تغییر مکان سازه محدود شود. یکی از بهترین روش‌ها برای این منظور کنترل غیرفعال سازه در برابر زلزله می‌باشد [7].

کرچون لین و همکاران در بررسی‌های خود اعتمادپذیری دستگاه‌های EBF (قاب با مهاربند برون‌محور و BRBF (قاب با مهاربند کمانش ناپذیر) را در فشار، با اعتمادپذیری دستگاه‌های MRF (قاب خمشی) مقایسه کردند. در حقیقت یک سری از تحلیل‌های سه‌بعدی تاریخچه زمانی غیرخطی را برای ۵ ساختمان به‌عنوان نمونه انجام دادند. اثر قاب‌های مهاربندی‌شده را در ساختمان‌های ۵ و ۲۲ طبقه بررسی کردند. با استفاده از تعریف حالات حدی و حد جابجایی نسبی طبقات پیشنهادی توسط FEMA-356، احتمال شکست یا احتمال حالت حدی را محاسبه کردند. نتایج نشان دادند که اثر

قاب‌های مهاربندی می‌تواند با افزایش حرکات زمین به میزان قابل‌توجهی تغییر کند. قاب‌های مهاربندی اضافه‌شده به کاهش جابجایی نسبی طبقات و کاهش احتمال شکست در برابر حرکات معمولی زمین کمک می‌کنند. از طرف دیگر، حرکات زمین در حوزه نزدیک انرژی ورودی در سیستم‌های سازه‌ای را در زمان بسیار کوتاه موجب می‌شود. این خصوصیات باعث می‌شود تا تمرکز خسارت فقط در رابطه‌های EBF یا اعضای BRBF رخ ندهد و تقاضای جابجایی نسبی طبقات در دستگاه‌های EBF و BRBF افزایش نیابد. در نتیجه، قاب‌های مهاربندی اضافه‌شده می‌توانند به مقاومت در برابر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک تا حدی کمک کنند [8].

در سال ۲۰۱۲ از بهسازی و مقاوم‌سازی سازه بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم به‌وسیله مهاربندهای کمانش ناپذیر به‌عنوان روشی نوین نام‌برده و ارزیابی چرخه عمر سازه بر اساس هزینه نگهداری انجام گرفت و نتایج موردقبول واقع گردید [9].

سال ۲۰۱۴ در تایلند به دنبال روشی برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه بدون شکل‌پذیری به کمک روش‌های انرژی، در آزمایشگاه نمونه‌ای با اندازه‌های واقعی ساخته و به کمک مهاربندهای کمانش ناپذیر تقویت گردید که روشی مؤثر در پاسخ کلی سازه بود [10].

در سال ۲۰۱۵ مطالعه‌ای بر روی انواع مختلف مهاربند کمانش ناپذیر که امکان استفاده در قاب بتن‌آرمه آسیب‌دیده را دارند انجام شد و اثر میان قاب‌ها را نیز به‌نوعی در نظر گرفتند و پس‌ازآنجام آزمایش‌ها در مقیاس واقعی آن را با نتایج مدنظر مقایسه کردند که دقت قابل‌قبولی داشت [11].

در سال ۲۰۱۶ نیز در دانشگاه تایوان بر روی نحوه انتقال نیرو از مهاربند کمانش تاب به عضو بتنی که مهاربند در آن فرو می‌رود تحقیقاتی انجام گرفت که نشان داد این انتقال نیرو می‌تواند از طریق یک بلوک فشاری که پس از فرورفتن مهاربند در قاب بتن‌آرمه در پای مهاربند اجراشده انجام گردد و به‌نوعی انتقال نیرو تسهیل گردد [12].

در سال ۲۰۱۹ بر روی بهسازی سازه‌ای بتنی با کاربری آموزشی در کشور پرتغال مطالعه‌ای انجام شد که این سازه بتن مسلح به کمک مهاربندهای کمانش تاب ابتدا به کمک فرمول‌بندی کسای و

همکارانش در که در سال ۱۹۹۸ ارائه گردید مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این بررسی افزایش چشمگیر مقاومت؛ تغییر شکل و ظرفیت جذب انرژی را در این قاب بتنی نشان داد که تغییر منحنی ظرفیت و چند برابر شدن سطح زیر آن خود حاکی از این موضوع است [3].

۲-۶ منحنی شکنندگی

در سال ۱۹۸۱ کپلان^۱ برای ارزیابی ریسک لرزه‌ای روابط ریاضی، پارامترهای آماری مانند مدل توزیع آماری و روابط و تحلیل‌های سازه‌ای را تأثیرگذار دانست و بیان کرد اگر با توجه به عدم قطعیت‌های موجود مقادیر کمی دخیل در محاسبات را با پارامترهای احتمالاتی جایگزین کرده و به جای محاسبات ریاضی از عملگرها و روابط آماری موجود بهره برد محاسبات و پروسه کار بسیار ریز و کوتاه می‌گردد [13]؛ همچنین از این روابط در تولید منحنی شکنندگی نیروگاه هسته‌ای به عنوان سازه‌ای حساس که نیازمند ارزیابی دقیق و با حداقل خطا و بیشترین همگرایی نتایج می‌باشد، استفاده کردند. آن‌ها عدم قطعیت در مقدار حداکثر شتاب PGA را به عنوان پارامتر احتمالاتی در نظر گرفتند؛ حالات مختلف مدهای خرابی را هم با عدم قطعیت و شرایط مختلف در نظر گرفته و از ترکیب این دو فرض برای تولید منحنی‌های شکنندگی ارزیابی احتمالاتی استفاده کردند [14].

در ادامه نیز کندی^۲ و همکارانش در سال ۱۹۸۴ بر روی تأثیر عیب‌های سازه‌ای و عدم قطعیت‌های مختلف در خرابی اجزای مختلف سازه در سازه‌های مهم و بحرانی مانند نیروگاه‌ها و ارتباط این دو مطالعات را ادامه دادند [15].

در سال ۱۹۸۸ هووارد و جینگ ون ۵ تحقیقات را ادامه دادند و این بار منحنی شکنندگی دیوارهای برشی را مورد مطالعه قرار دادند و در آن عدم قطعیت‌های مربوط به زمین‌لرزه، ویژگی‌های سازه و مدل‌سازی را لحاظ کردند و نتایج خود را به عنوان روشی برای به دست آوردن منحنی شکنندگی دیوارهای بتن مسلح ارائه کردند. آن‌ها در این مطالعه جامع که مطالعات قبل را نیز در برمی‌گرفت از

¹ Kaplan

² Kennedy

آنالیز غیرخطی بهره برده و به تفصیل بر روی ویژگی‌های زمین‌لرزه موردنظر و عدم قطعیت‌های مدل سازه‌ای و آنالیز مورد استفاده و پاسخ احتمالی سازه بررسی گردید تا در نهایت به عنوان فرآیند به دست آوردن منحنی‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

منحنی‌های شکنندگی نه تنها برای ارزیابی ریسک زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند، بلکه برای اهداف دیگر مانند اولویت‌دهی بهسازی سازه‌ها و برنامه‌ریزی برای مسیرهای امداد رسانی پس از زلزله در مورد پل‌ها استفاده می‌شوند. بلافاصله پس از وقوع زلزله می‌بایست یک ارزیابی سریع و بررسی سطح عملکرد از تمام پل‌های موجود در شبکه حمل و نقل که متأثر از زلزله بوده‌اند صورت گیرد. استفاده از منحنی‌های شکنندگی که از پیش تهیه شده‌اند موجب کاهش زمان مورد نیاز برای این ارزیابی می‌شود. با توجه به تحقیقات گسترده‌ای که به استفاده از منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی ریسک زلزله اختصاص یافته است و به منظور ارزیابی شبکه‌های حمل و نقل از یک سو تهیه معیارهای مناسب برای طراحی و بهسازی لرزه‌ای بر اساس عملکرد از سوی دیگر، ارائه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قابل اطمینان برای تیپ‌های مختلف سازه‌های موجود در مناطق لرزه‌خیز دنیا ضروری به نظر می‌رسد. از سویی دیگر منحنی‌های شکنندگی عموماً عدم قطعیت‌های مختلف موجود در ظرفیت یا نیاز را در خود دارند مانند انواع مشخصات مصالح و انواع سختی و انواع میرایی و.....

نقطه عطف توجه جامعه مهندسين به اهميت تخمين ميزان خسارت زلزله ۱۹۹۴ نورث ریچ می‌باشد؛ همچنین پس از زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن توجه مهندسين به اهميت ارزیابی بسیار زیاده‌تر گردید. از سال ۲۰۰۰ میلادی به بعد مطالعات زیادی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها به خصوص پل‌های بزرگراهی انجام گردید.

پیش از آن نیز طبق مطالعات هووانگ و جینگ ون^۱ در سال 1990 پارامترهای زمین‌لرزه و سازه در سازه‌ها به صورت پارامترهایی در سازه لرزه بر خود را نشان می‌دهند. با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای این پارامترها در عدم قطعیت‌های مختلف مدل‌های متنوعی از این حیث تولید می‌گردد. در

¹ Howard & Jing-Wen, 1990

تحقیقات هووانگ برای تولید احتمالاتی پارامترهای مدل سازه لرزه بر برای توسعه منحنی‌های شکست لرزه‌ای، از روش لاتین هایپرکیوب^۱ استفاده شده است و آنالیز غیرخطی بر روی مدل‌ها انجام گرفته است؛ آن‌ها پس از در نظر گرفتن حالات حدی خرابی مختلف روش خود را بر روی سازه‌ای ۵ طبقه بررسی کرده و نتایج را بیان کردند [16].

سال ۲۰۰۴ نیلسون چگونگی توسعه منحنی شکنندگی پل‌های ساده و بدون انحنا را بیان کرد [17] و در سال ۲۰۰۷ نیلسون و دسروچ^۲ مطالعاتی با در نظر گرفتن معیارهای مختلف برای شکنندگی ارائه کردند که میزان شکنندگی پل‌های ساده را در اثر شکنندگی المان‌های مختلف و شکنندگی کل سیستم در نظر گرفته شد و مشاهده شد که پل به‌عنوان یک سیستم واحد بسیار شکننده‌تر از اجزای گوناگون پل می‌باشد و در مطالعات خود مبنا را بر نسبت تقاضا لرزه‌ای به ظرفیت گذاشته و از مدل تقاضای لرزه‌ای PSDM استفاده کردند [18].

منحنی شکنندگی ابتدا با در نظر گرفتن یک مؤلفه به‌عنوان مؤلفه شکست سازه توسعه می‌یافتند اما در تحقیقات نیلسون و دسروچ در سال ۲۰۰۷ برای توسعه منحنی شکنندگی سازه پل‌های منطقه کالیفرنیا اثر المان‌های مختلف تحت تحلیل و مطالعه قرار گرفت.

منحنی‌های شکنندگی کاربردهای مهمی در ارزیابی‌های پیش از زلزله و پس از رخ دادن زلزله دارند. بدیهی است که در صورت استفاده از منحنی‌های شکنندگی در این‌گونه موارد، منحنی‌های شکنندگی قابل اطمینانی می‌بایست از قبل تهیه شده باشد.

با رخ دادن هر زلزله بزرگ، آگاهی از میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های موجود افزایش می‌یابد. در نتیجه این افزایش آگاهی، تحقیقات بسیاری برای ارزیابی میزان تلفات مالی و جانی در مواجهه با زلزله در سراسر دنیا صورت گرفته است. منحنی‌های شکنندگی که مؤلفه اساسی در ارزیابی ریسک زلزله سازه می‌باشند با توسعه این تحقیقات به وجود آمده‌اند.

¹ Latin Hypercube

² DesRoches, 2007

در سال ۲۰۱۰ در بررسی و ارزیابی ریسک ناحیه‌ای شهری در بارسلونا اسپانیا از مدل‌های آماری استفاده کردند و در نهایت از روش منحنی شکنندگی استفاده کردند و بر اساس ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای و همچنین کلاس‌بندی و ارائه یک فلوچارت، ارزیابی ریسک را انجام دادند [19].

سال ۲۰۱۱ بر روی سازه‌ای کلی شامل قاب بتن مسلح که در نزدیکی مرکز زمین‌لرزه ونچوان چین در نظر گرفته بودند اثر تقویت و مقاوم‌سازی سازه با انواع مهاربندهای هم‌محور ساده و کمانش تاب و میراگرهای ویسکوز را بررسی کردند که اثر مقاوم‌سازی مناسب این مهاربندها در مقایسه با انواع دیگر مهاربند نشان داده شد [20].

وَنگ و زیان^۱ در سال ۲۰۱۲ منحنی‌های شکنندگی پل‌های بزرگراهی را با در نظر گرفتن حالات حدی عملکردی چندبعدی به دست آوردند. آن‌ها برای یک پل چنددهانه با عرشه تیر و دال بتن‌آرمه، منحنی‌های شکنندگی را برای دو حالت حدی عملکردی توأماً به دست آوردند؛ با این نکته که این دو حالت حدی عملکردی به هم وابسته هستند. هدف اصلی تحقیقات ایشان نشان دادن این مطلب بود که حالات حدی عملکردی که برای تهیه منحنی شکنندگی یک پل با پارامترهای پاسخ لرزه‌ای آن پل مقایسه می‌شوند، بجای اینکه کمیت‌های قطعی و مستقل از هم در نظر گرفته شوند، بایستی کمیت‌های احتمالاتی وابسته به هم در نظر گرفته شوند. بدیهی است نتایج تحلیل آسیب‌پذیری بسیار متفاوت است که در مورد پارامتر موردنظر برای ترسیم منحنی‌ها بر اساس آن، بسیار حائز اهمیت بوده است [21].

در سال ۲۰۱۷ حمیدی و همکارانش منحنی شکنندگی مربوط به سازه‌های بتنی بهسازی شده توسط مهاربند را مورد بررسی قرار دادند و بدین منظور یک ساختمان بتن مسلح معمولی که با اولین ویرایش آیین‌نامه ایران طراحی گردیده بود را در نظر گرفته و بر اساس فیما ۳۵۶ در محاسبات نشان دادند که سازه فوق آسیب‌پذیر می‌باشد لذا از ۳ نوع مختلف مهاربندی برای بهسازی آن بهره بردند؛ آن‌ها از ۳۰ رکورد زلزله استفاده کردند و دریافت داخلی طبقه و تغییر شکل پلاستیک مهاربند را به‌عنوان

¹ Wang & ziyang, 2012

پارامترهای اصلی در نظر گرفتند و تغییر شکل پلاستیک را پارامتر مهم‌تری نسبت به پارامترهای مرسوم یافتند. آن‌ها برای افزایش دقت در تحقیقات خود سازه را از نظر ویژگی‌های غیرخطی مصالح کالیبره کردند و سپس تحت آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی قراردادند، سطوح خرابی را نیز برای هر المان بر اساس نوع زوال موردنظر در نظر گرفته و عملکرد سازه را به کمک نرم‌افزار Siesmostructure به دست آوردند. ساختمان مبنا بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی ایران هم آسیب‌پذیر نشان داده و در میان مهاربندهای هم‌محور و برون‌محور و کمانش تاب، مهاربند کمانش تاب عملکرد بهتری از خود به نمایش گذاشته است [22].

۲-۷ ضریب رفتار ساختمان

تجربه تأثیر زلزله بر سازه‌ها نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام زلزله رفتاری غیرخطی دارند و به این دلیل مقدار قابل‌توجهی از انرژی ورودی زلزله را به‌صورت انرژی میرایی و پسماند تلف می‌کنند؛ بنابراین سازه‌ها می‌توانند برای نیروی زلزله بسیار کمتر از نیروی لازم در حالت خطی طراحی گردند. تاکنون برای طراحی سازه‌ای بتنی جدید که مهاربند کمانش تاب باربری جانبی آن را بر عهده دارد روش و ملزومات طراحی خاصی پیشنهاد نگردیده است، بدین منظور برای طراحی این سازه باید ضریب رفتار آن را نیز به دست آورد.

۲-۷-۱ نحوه به دست آوردن ضریب رفتار

در این تحقیق با روش پریستلی و پاولی^۱ منحنی پوش آور دوخطی شده و سپس با روش چوپرا ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری به دست می‌آید. در این روش با کمک روابط هندسی منحنی پوش آور را دوخطی کرده و مساحت سطح زیر نمودار را محاسبه می‌کنیم. سپس قسمت خطی منحنی پوش آور را تا جایی ادامه داده که سطح زیر نمودار آن با سطح زیر نمودار منحنی دوخطی یکی شود.

¹ Priestly & Paulay

بعد از مراحل مذکور ضریب رفتار، نسبت شکل پذیری، سختی اولیه، ظرفیت باربری و اولین مفصل پلاستیک به سادگی به دست می آید [23]. نیروی زلزله برای طراحی خطی سازه ها، از یک طیف خطی زلزله به دست می آید و به منظور اعمال کاهش که در نیروی اعمالی زلزله به دلیل عواملی مانند شکل پذیری، مقاومت افزون، میرایی و... به وجود می آید، نیروی خطی محاسبه شده از طیف خطی با استفاده از ضریبی به نام ضریب کاهش یا ضریب رفتار^۱، کاهش پیدا می کند. طراحی لرزه ای ساختمان ها به این صورت است که طرح باید به گونه ای باشد تا ساختمان ها در هنگام وقوع زلزله های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بمانند. در زلزله های متوسط، خسارت غیر سازه ای بینند و در هنگام وقوع زلزله های شدید و بزرگ خسارت های سازه ای و غیر سازه ای داشته باشند ولی پایداری کلی آن ها حفظ شود. بر اساس مواردی که گفته شد ضریب رفتار پل ارتباطی بین رفتار غیرخطی سازه با رفتار خطی سازه می باشد.

ضرایب تعدیل پاسخ زلزله اولین بار توسط ATC^۲ در گزارش ATC 3-06 در سال ۱۹۷۸ مطرح شد و مقررات NEHRP که بر اساس گزارش ATC می باشد در سال ۱۹۸۵ منتشر شد و ضرایب مشابه، به منظور بهینه کردن پاسخ سازه در روش تنش ها در آیین نامه UBC یک دهه بعد در سال ۱۹۸۸ منتشر شد [24].

۲-۷-۲ تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور^۳

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور یک نوع تحلیل افزایشی است که نیرو به صورت گام به گام زیاد می شود و باعث هُل دادن سازه می شود. این افزایش بارگذاری تا جایی ادامه می یابد که سازه دچار اولین مفصل پلاستیک شود. پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک، سازه همچنان مقاوم است و می توان بارگذاری را افزایش داد این افزایش نیرو تا جایی ادامه پیدا می کند که سازه دچار فروریزش

^۱ Response modification factor

^۲ Applied Technology Council

^۳ Push over

شود. در شکل (۳) نمونه‌ای از نمودار نیرو- تغییر مکان حاصل تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده می‌کنید [25].

برای دوخطی کردن می‌توان از روش پاولی و یا روش انرژی معادل استفاده نمود.

۲-۷-۲ روش پاولی

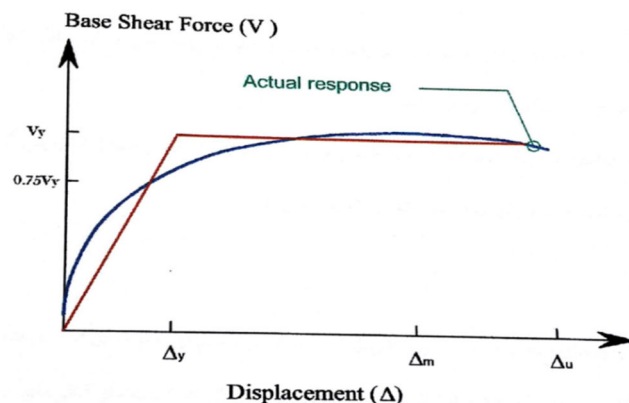
در روش پریستلی و پائولی بیان شد یک مقدار برای Δ_0 (مقاومت تسلیم سازه) فرض شده، سپس از مبدأ به نقطه $0.75\Delta_0$ روی منحنی تغییر مکان- نیروی برش پایه وصل نموده و تا خط Δ_0 ادامه داده می‌شود؛ از محل تقاطع این دو خط منحنی مذکور افقی فرض می‌شود.

در روش پریستلی و پاولی یک نمودار دوخطی برش پایه- جابه‌جایی پارامتر Δ_0 (K) سختی الاستیک نمودار دوخطی است که شیب قسمت خطی منحنی نیرو- تغییر مکان است و Δ_1 سختی سازه بعد از تسلیم می‌باشد که به‌صورت ضریبی از Δ_0 است [26].

$$\Delta_1 = \alpha \Delta_0 = \frac{V_0 - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} (1 - \alpha)$$

در رابطه فوق Δ_0 نیروی برش تسلیم، Δ_1 نیروی برشی ماکزیمم (بر روی منحنی دوخطی)، Δ_m تغییر مکان متناظر با Δ_0 ، Δ_y تغییر مکان متناظر با Δ_1 و Δ_u تغییر مکان در آستانه شکست سازه می‌باشد. قابلیت یک سازه در داشتن تغییر مکان بالاتر از حد خطی و جذب انرژی در تغییرشکل‌های بزرگ به‌وسیله رفتار غیرخطی را شکل‌پذیری می‌گویند. معمولاً نسبت شکل‌پذیری به‌صورت زیر تعریف می‌شود [23] و [26].

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}, \Delta_{max} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} (1 - \alpha)$$



شکل (۳-۲) روش دوطبقی کردن پاولی

۲-۲-۷-۲ روش انرژی معادل

در این روش منحنی دوطبقی به گونه‌ای رسم می‌گردد که سطح محصور بالا و پایین منحنی نیرو-تغییر مکان و منحنی دوطبقی مفروض (بین منحنی و خطوط رسم شده) با یکدیگر برابر باشند.

۲-۸-۲ فرآیند تولید منحنی‌های شکنندگی

۱-۸-۲ ارزیابی ریسک لرزه‌ای

تحلیل ریسک لرزه‌ای پتانسیل تلفات و آسیب در ناحیه‌ای که مستعد رخ دادن زلزله است را بررسی می‌کند. این موضوع برخلاف خطر لرزه‌ای است که نرخ بازگشت فعالیت‌های زمین لرزشی را تعیین می‌کند.

۲-۸-۲ توابع شکنندگی

تابع شکنندگی احتمال شرطی است که فراگذشت سطح آسیب مشخصی به سازه برای شدت زمین لرزشی مشخص را بیان می‌کند.

۳-۸-۲ روش‌های تولید منحنی شکنندگی

چهار روش مختلف برای محاسبه میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی وجود دارد:

الف - منحنی‌های شکنندگی بر اساس نظر متخصصین (Judgmental approach)

در این روش که در سال‌های اولیه مطرح‌شدن بحث منحنی‌های شکنندگی مورد استفاده قرار می‌گرفت، منحنی‌های شکنندگی بر اساس مشاهده افراد متخصص می‌باشد، مانند منحنی‌های FEMA/NIBS و ATC 13 [28]؛ که بعد از زلزله‌های مختلف تهیه می‌شدند. اصلی‌ترین ایراد این روش متکی بودن به نظر و قضاوت بازرس است. درعین‌حال منحنی‌های ارائه‌شده بر اساس این روش معمولاً خاص بوده و مربوط به همان سازه بازدید شده و همان زلزله اتفاق افتاده می‌باشد و قابل بسط به سایر سازه‌ها و زلزله‌های دیگر نیستند.

زمانی که سازمان تکنولوژی کاربردی (ATC)^۱ گزارش ATC-13 را ارائه داد، برای محاسبه ماتریس‌های احتمالاتی آسیب داده‌های کافی وجود نداشت. این کمبود داده‌ها شامل سازه‌های مختلف و همچنین مؤلفه‌های گوناگون خط-زندگی می‌شد. این کمبود داده‌ها، استفاده از نظر متخصصین برای تولید ماتریس‌های آسیب را ضروری می‌کرد [27].

در نتایج به‌دست‌آمده از این روش تردیدهای بسیاری وجود دارد. این نتایج ارتباط کمی با گزارش‌های آسیب‌های واقعی ناشی از زلزله دارند و بیشتر بر اساس تجربه متخصصین می‌باشند. این عدم اطمینان به نتایج حاصل‌شده از این روش به عواقب اتکا به نظر شخصی متخصص مربوط می‌شود.

ب- منحنی‌های شکنندگی تجربی (Empirical method)

پس از زلزله‌های لوما پریتا^۲ در سال ۱۹۸۹ و نورتریج^۳ در سال ۱۹۹۴، منحنی‌های شکنندگی تجربی پل‌ها به علت افزایش داده‌های آسیب‌های رسیده به پل‌ها ناشی از زلزله بیشتر مرسوم گردید. در این روش منحنی‌های شکنندگی مستقیماً از داده‌های واقعی زلزله تولید می‌شدند. این روش توسط محققین بسیاری برای زلزله‌های ذکرشده ارائه و بسط داده‌شده است، ازجمله این محققین می‌توان

¹. Applied Technology Council

². Loma Prieta (1989)

³. Northridge (1994)

باسوزو کایر میدجیان (۱۹۹۷)، در کیورگیان (۲۰۰۲)^۱، شینزوکا و همکاران (۲۰۰۳)، النشای و همکاران (۲۰۰۴)^۲ را نام برد [28].

گرچه در روش‌های استفاده شده توسط محققین ذکر شده تفاوت‌های اندکی وجود دارد ولی در کل همه این روش‌ها در اصل یکسان هستند. این پروسه نیازمند آن است ارزیابی پس از زلزله انجام شود و یک سطح آسیب به تمام سازه‌ها مورد بررسی اختصاص یابد. این روش دارای مزایا و معایبی به شرح ذیل می‌باشد.

مزایا:

- الف- برای ساختمان‌های قدیمی که با اصول مهندسی ساخته نشده‌اند و تخمین آسیب‌پذیری آن‌ها با مدل کردن امکان‌پذیر نیست کاربرد دارد.
- ب- خسارت واقعی وارد شده بر اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در یک منطقه را نشان می‌دهد.
- ج- مودهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.
- د- روش استفاده از آن آسان است و فرضیات کمی دارد.

معایب:

- الف- به دلیل تغییر سازه‌ها در اثر بازسازی نسبت به زمانی که زلزله رخ داده است تخمین شدت- زمین لرزه دشوار است.
- ب- پارامترهای بالقوه خسارت را به خوبی در نظر نمی‌گیرد.
- ج- امکان مدل‌سازی صحیح اندرکنش خاک سازه و جنبش زمین دشوار است.
- د- اعمال این روش به سازه‌های جدید و یا اصلاح شده دشوار می‌باشد.
- ه- محدودیت دیگر منحنی‌های شکنندگی تجربی این است که زمانی که ارزیابی‌های پس از زلزله صورت می‌گیرد و سطح آسیب‌ها تعریف می‌شود، معمولاً تفاوت بین سطح آسیبی که دو بازرس اختصاص می‌دهد وجود دارد (باسوز و کایر میدجیان، ۱۹۹۷) [29].

¹. Der Kiureghian (2002)

². Elnashai et al. (2004)

ج) روش تحلیلی

در غیاب اطلاعات کامل و کافی تجربی، منحنی‌های شکنندگی بر اساس روش‌های تحلیلی می‌توانند به دست آیند. اساس منحنی‌های شکنندگی تحلیلی مبتنی بر مقایسه نیاز لرزه‌ای و ظرفیت سازه است به این مفهوم که منحنی شکنندگی تحلیلی تعیین احتمال تجاوز نیاز لرزه‌ای از ظرفیت سازه می‌باشد که بیان ریاضی آن به شکل زیر است:

$$P_f = P\left[\frac{D}{C} \geq 1\right] \quad (2-2)$$

P_f : احتمال رسیدن و یا تجاوز نیاز لرزه‌ای از ظرفیت سازه است.

D : بیانگر نیاز لرزه‌ای است، مثلاً دررفت جانبی ستون‌ها که از تحلیل به‌دست آمده.

C : بیانگر ظرفیت سازه است، مثلاً ظرفیت دررفت جانبی ستون‌ها در سطح آسیب جزئی که مقدار آن از روی آیین‌نامه Hazus قرائت می‌شود.

مطابق مطالعات گذشته شکست معمولاً با تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال مدل می‌شود درحالی‌که ظرفیت و یا نیاز از توزیع نرمال یا لوگ نرمال پیروی می‌کنند (Hwang and Jaw, 1990)؛ بنابراین فرم بسته منحنی شکنندگی را می‌توان به شکل زیر ارائه نمود (Melchers, 1999):

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln \frac{S_D}{S_C}}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}\right] \quad (2-3)$$

که $\Phi[0]$ تابع توزیع تجمعی احتمالاتی است.

S_C : میانه ظرفیت سازه S_D : میانه نیاز لرزه‌ای

β_C : انحراف استاندارد ظرفیت سازه β_D : انحراف استاندارد نیاز لرزه‌ای

مزایای روش تحلیلی

الف- نتایج وابسته به جنبش شدید زمین (ورودی) می‌باشد.

ب- به سازه‌هایی اعمال می‌گردد که قبلاً آسیب‌ن دیده‌اند.

ج- اندرکنش بین سازه خاک و جنبش شدید زمین را در برمی گیرد.

د- از شدت زمین لرزه استفاده نمی گردد.

معایب

الف- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده ای دارد.

ب- یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در برمی گیرد.

ج- بر اساس داده های واقعی خسارت نیست.

روش های متعددی جهت تعیین و ارزیابی ظرفیت و نیاز به منظور تهیه منحنی های شکست به روش تحلیلی توسط افراد مختلف ارائه شده است. هر کدام از این روش های دامنه متفاوتی از پیچیدگی و حجم محاسبات را شامل می شوند. روش طیف الاستیک توسط جرنیگان ونگ^۱، در سال ۲۰۰۲ جهت ارائه منحنی های شکنندگی در ممفیس ارائه شده است. این افراد نیاز لرزه ای را بر اساس طیف الاستیک و ظرفیت سازه را بر اساس قواعد و ضوابط ارائه شده در FHWA 95 تخمین زده اند. روش دیگر جهت تعیین ظرفیت سازه، روش غیرخطی استاتیکی که اغلب با روش طیف ظرفیت شناخته می شود، می باشد. این روش توسط شینزوکا و همکاران^۲ در سال ۲۰۰۰ و مندر و با سوز^۳ در سال ۹۹ و دیگران مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق این روش تعیین منحنی شکنندگی از طریق تقاطع منحنی های ظرفیت و طیف پاسخ الاستیک کاهش یافته (بر اساس میرایی) انجام می شود.

دشوارترین اما دقیق ترین روش جهت تعیین منحنی شکنندگی استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی^۴ به عنوان نیاز لرزه ای می باشد. این روش در عین وقت گیر بودن دارای قطعیت و دقت بالاتری نسبت به سایر روش ها است. این روش نیز توسط پژوهشگران مختلفی مورد استفاده قرار گرفته که شینزوکا و همکاران^۵ و ماکی^۱ و چوی و همکاران^۲ نمونه ای از این افراد هستند [30].

¹. Jernigan and Hwang, 2002

². Shinozuka et. al. 2000

³. Mander and Basoz, 1999

⁴. Nonlinear Dynamic Analysis

⁵. Shinozuka et. al. 2000

د- روش ترکیبی تهیه منحنی‌های شکنندگی (Hybrid approach)

این روش برای متعادل کردن کمبود اطلاعات مشاهده‌ای (تجربی) و کم کردن خطاهای مدل کردن در روش تحلیلی، از طریق جمع‌آوری اطلاعات از منابع مختلف استفاده می‌شود. روش ترکیبی منحنی‌های شکنندگی قابل‌اعتمادی را با ترکیب ارزیابی‌های ریاضی و داده‌های خسارت مشاهده‌شده از سازه‌ها در زلزله‌های قبل تولید می‌کند. اساس روش، استفاده از مدل‌های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات به‌دست‌آمده از بررسی‌های آماری است. منحنی‌هایی که از روش‌های متفاوت ذکرشده به‌دست می‌آیند در منابع موردنیاز تولید ودقت نتایج با یکدیگر متفاوت‌اند و انتخاب استفاده از هر یک از روش‌ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می‌گیرد.

در ایران نیز در سال ۱۳۸۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی ترسیم گردید. برای این کار با در نظر گرفتن توزیع سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه را با نرم‌افزار OpenSees تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قراردادند و منحنی‌های شکنندگی بر اساس تغییر مکان بین طبقه‌ای و چرخش مفصل‌ها و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA ترسیم نمودند [۳۱]. در همان سال پهلوان و قدرتی سطوح عملکرد ساختمان‌های بتن‌آرمه متعارف را بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران موردبررسی قراردادند [32].

۲-۸-۴ مراحل تولید منحنی شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی

غیرخطی

گام‌های تولید منحنی شکنندگی به‌وسیله تحلیل‌های تاریخچه زمان عبارت‌اند از:

۱- انتخاب سازه‌ها و مدل‌سازی با توجه به میرایی و رفتار غیرخطی اعضا

¹ Mackie 2004

². Choi et al, 2000

۲- انتخاب شتابنگاشت زمین‌لرزه‌های گذشته با توجه به نوع خاک و شکل طیف و مقیاس کردن آن‌ها به سطوح مختلف

۳- مشخص کردن عوامل مؤثر در شکنندگی لرزه‌ای مانند تغییر شکل محوری خمیری و تغییر مکان بیشینه بین طبقه‌ای

۴- مشخص کردن محدوده شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها

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

۶- انتخاب یک توزیع آماری و معادله احتمال مناسب

۷- تولید جداول شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی

۲-۸-۵ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید در نظر گرفت. تعداد زیادی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند. برخی از این توزیع‌ها که در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند.

۲-۸-۶ تولید منحنی شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln \left(\frac{1}{P_i} \right) \quad (2-2)$$

در رابطه بالا IM شدت زلزله است که معمولاً برابرشتاب حداکثر زمین PGA فرض می‌شود، EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است.

یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی EDP در هر شدت حرکت زلزله IM در نظر گرفته شده و برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص AC میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه گردیده، سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع لوگ نرمال، احتمال تجاوز هر یک از EDP ها از حالت حدی داده شده محاسبه شده است.

۷-۸-۲ تولید منحنی شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی

یکی دیگر از روش‌هایی که می‌توان با استفاده از آن منحنی‌های شکنندگی را ترسیم کرد شاخص خرابی می‌باشد.

پارک - انگ ون در سال ۱۹۸۵ با استفاده از رابطه معروف شاخص خسارت پارک - انگ روشی در جهت طراحی سازه‌ها ارائه دادند. در این روش عمده‌ترین پارامترهای اولیه طرح، برش پایه و شاخص شدت زمین لرزه است که بر اساس آن شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید [۳۳].

۸-۸-۲ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی

هنگامی که سازه‌ها تحت بار زلزله قرار می‌گیرند حالت‌های خرابی متعددی اتفاق می‌افتد.

۱- خرابی غیر سازه‌ای

۲- خرابی سازه‌ای کم

۳- خرابی سازه‌ای متوسط

۴- خرابی سازه‌ای زیاد

۵- فروپاشی کلی

این حالت‌های خرابی با استفاده از شاخص خرابی پیشنهادشده توسط پارک-انگ تعریف می‌شوند.

شاخص خرابی پارک-انگ برای المان‌های سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DI_{PA} = \frac{\Phi_m - \Phi_y}{\Phi_u - \Phi_y} + \frac{\beta_e}{M_u \Phi_u} \int dE \quad (3-2)$$

۲-۸-۹ دقت منحنی‌های شکنندگی

دقت بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب‌پذیری که بر مبنای منحنی‌های شکنندگی صورت می‌گیرند مبتنی بر میزان دقت این منحنی‌ها می‌باشد، به گونه‌ای که هر قدر در خلال روند تهیه منحنی آسیب‌پذیری بیشتر دقت شود نتایج تحلیل‌های آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردارند، این در حالی است که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی‌های شکنندگی به طور ذاتی خاصیت رندوم دارند. رندوم بودن اطلاعات هم در مورد مشخصات تحریک ورودی و هم در مورد مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای صادق است، چراکه اصولاً زلزله خاصیت غیر تعینی و رندوم دارد و از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه‌ای نیز به دلایل گوناگون نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و ... غیرمطمئن می‌باشد؛ بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق می‌باشد. در مجموع برای تعیین منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها به منظور افزایش دقت محاسبات، بهتر است برای حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساختگاهی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب به دست آید.

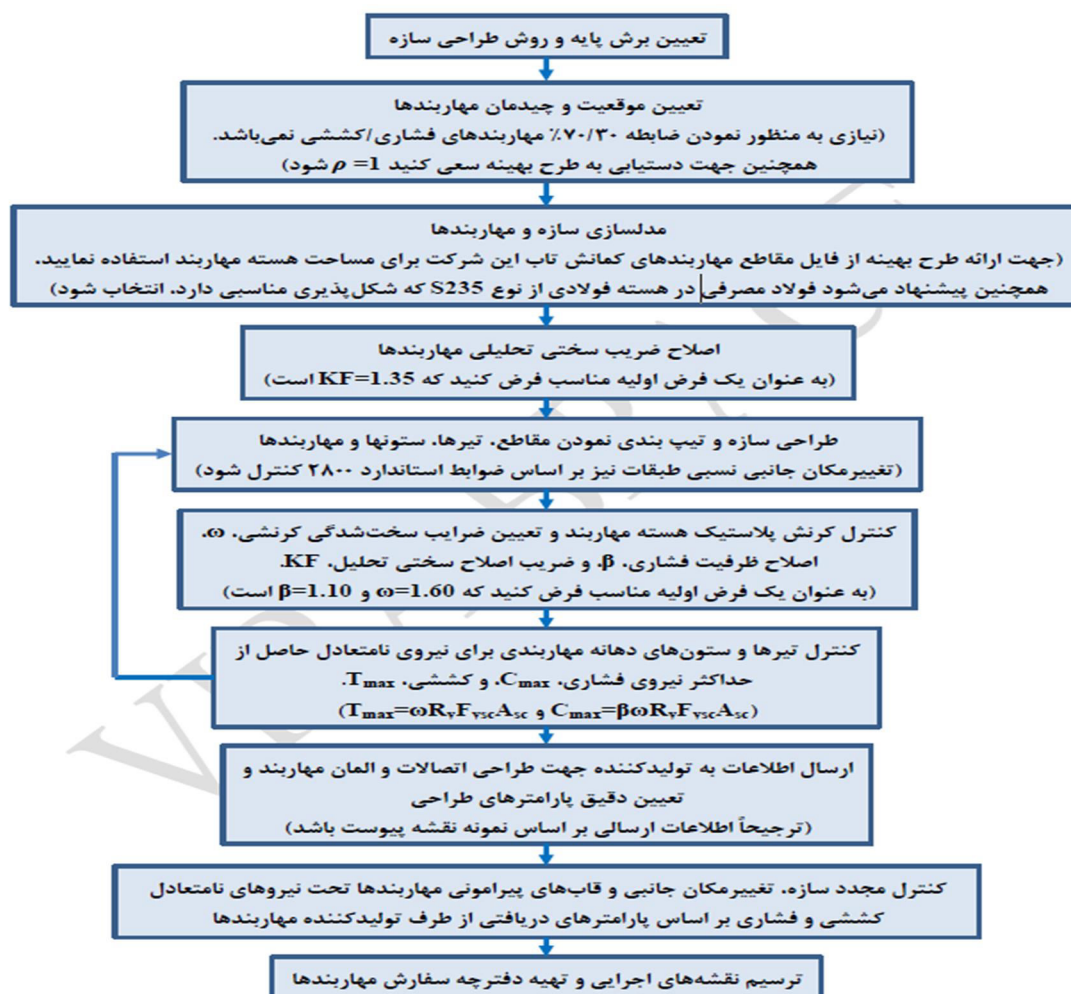
۳. فصل سوم

روش تحقیق

٣-١ مقدمه

در این فصل نحوه مدل سازی طراحی و ارزیابی لرزه ای سازه ۲۵ طبقه موردنظر که در آن از مهاربندهای کمناش تاب به جای دیوارهای بتن آرمه ویژه استفاده شده است را بیان می گردد.

این فرآیند شامل طراحی سازه در نرم افزار ETABS 2016 و سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی و تعیین ضریب رفتار می باشد که پس از آن کدنویسی مدل موردنظر در نرم افزار اپنسیس انجام می گردد تا تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده بر روی آن انجام گیرد؛ در پایان نیز با استفاده از فرمول های ارزیابی احتمالاتی منحنی های شکنندگی لرزه ای سازه موردنظر ترسیم می گردد؛ همچنین مراحل طراحی سازه های موردپژوهش بر اساس نمودار ذیل می باشد:



شکل (۳-۱) روش طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

۲-۳ تعریف مدل

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 [34]، ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع به سه دسته کوتاه، متوسط و بلند مطابق جدول ۱-۳ تقسیم می‌کند. در این پژوهش سازه موردنظر در دسته بلند قرار می‌گیرد لذا از داده‌های مربوط به این دسته در آیین‌نامه هازوس استفاده می‌گردد.

جدول (۱-۳) تیپ بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS [۳۴]

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

ابعاد مدل در طبقات ۱۸،۷۹ متر در جهت Y و ۲۴،۳۱ در جهت X می‌باشد؛ همچنین در طبقه اول و دوم ابعاد در دو جهت به ترتیب برابر ۳۷،۸۵ و ۲۴،۴۶ برحسب متر می‌باشد. سازه فوق در پلان طبقات اول و دوم مطابق تصویر ۲-۳ (الف) و در سایر طبقات مطابق تصویر ۲-۳ (ب) می‌باشد.

ارتفاع طبقات در طبقه سوم برابر ۵ متر و در سایر طبقات برابر با ۳،۵ متر می‌باشد. خاک منطقه تیپ III و سازه در شمال کشور در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی زیاد در شهر بابلسر می‌باشد. سیستم لرزه بر شامل قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه به اضافه مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشد که نسبت به سازه اصلی دارای وزن کمتر و برش پایه کمتری می‌باشد؛ سقف سازه‌ها نیز وافل^۱ می‌باشد. برای ستون‌ها از بتن C35 و در تیرها و سقف‌ها از بتن C30 استفاده شده است و آرماتورهای طولی از نوع AIII و خاموت‌ها از دسته A II بوده؛ همچنین فولاد هسته مهاربندها St37 و سایر مشخصات آن‌ها مطابق جزییات ارائه شده در قسمت می‌باشد.

¹ Waffle Slab

مهارندهای کمانش تاب دارای مشخصات مورد تأیید شرکت پویا تدبیر ویرا نماینده شرکت رایبسنون نیوزلند می باشد که در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران مورد آزمایش قرار گرفته اند.

بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۱۳۹۲) [۳۵]، صورت پذیرفت همچنین محاسبه ضریب برش پایه زلزله و نیز اعمال ضوابط لرزه ای بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده [۳۶].

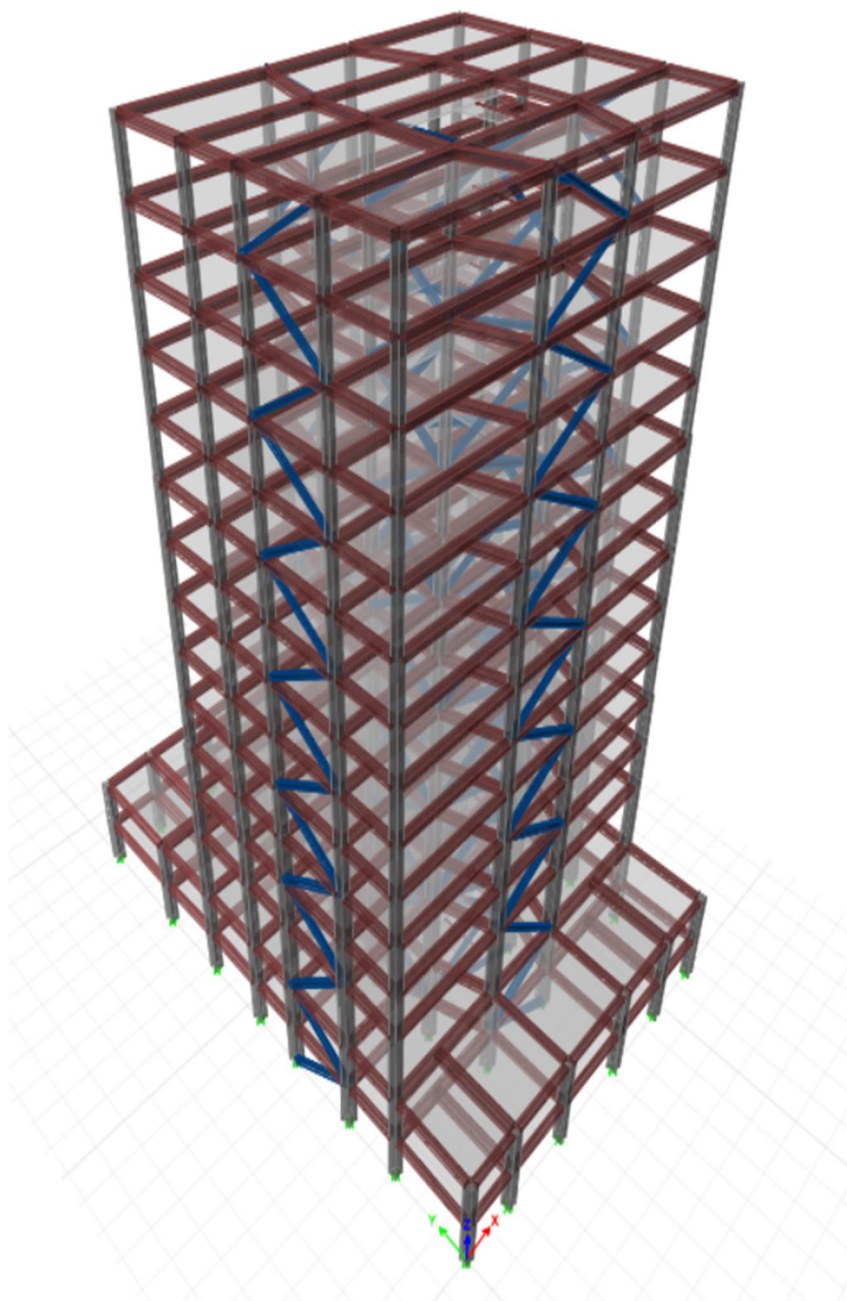
جدول (۲-۳) مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی ساختمان های مورد پژوهش

مقادیر نوع سازه	وزن (Ton) (W)	برش پایه (Ton) (V)	لنگر (Ton-m) واژگونی ()
مهاربند کمانش تاب ۱۵ طبقه	10156/86275	۵۱۸	-18890/95
قاب خمشی بتنی ویژه ۱۵ طبقه	14490/19608	۷۳۹,۸۵	20349/2752
مهاربند کمانش تاب ۲۵ طبقه	14784/31373	754.44	-48529/356
قاب خمشی بتنی ویژه ۲۵ طبقه	18803/92157	۹۵۹,۶۷	-61079/3473
مهاربند کمانش تاب ۳۵ طبقه	20960/78431	۱۰۶۹,۱۶	-8315988/3
قاب خمشی بتنی ویژه ۳۵ طبقه	22274/5098	۱۱۳۶,۰۴	-89844/6706

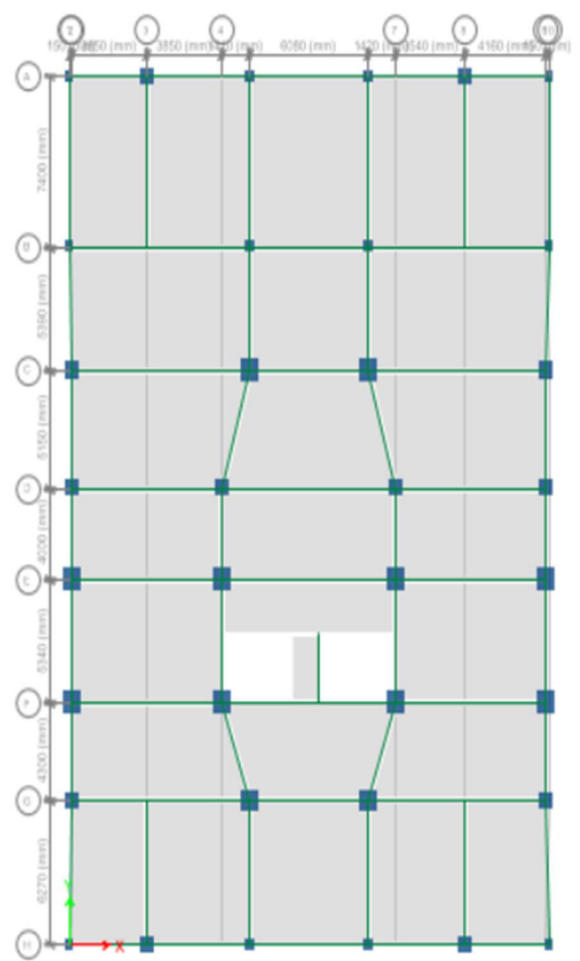
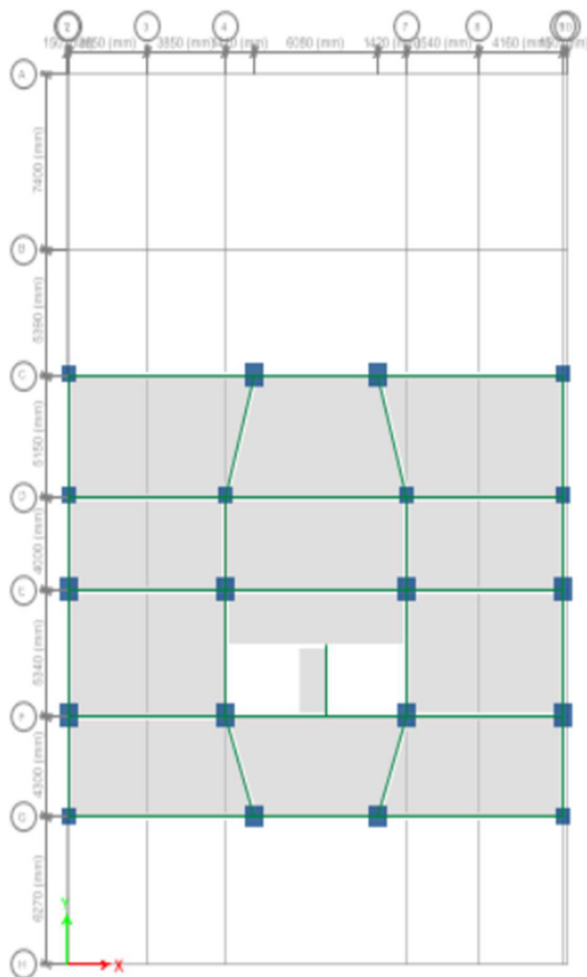
ضریب رفتار سازه به دلیل فقدان اطلاعات لازم در آیین نامه های طرح لرزه ای پس از آنالیز استاتیکی غیرخطی و مطابق روش چوپرا در نظر گرفته شده است [۲۹].

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کماتش تاپ	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
ب- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

شکل (۲-۳) ضریب رفتار سازه‌های متعارف استاندارد ۲۸۰۰ [۳۶]



شکل (۳-۳) مدل سه بعدی سازه موردنظر



(الف) (ب)

شکل (۳-۴) پلان سازه؛ الف: در پارکینگ؛ ب: در طبقات بالاتر

۳-۳ ضریب رفتار

۳-۳-۱ فلسفه ضریب رفتار

نیروی خطی محاسبه شده از طیف خطی با استفاده از ضریبی به نام ضریب کاهش یا ضریب رفتار^۱، کاهش پیدا می کند. طراحی لرزه ای ساختمان ها به این صورت است که طرح باید به گونه ای باشد تا ساختمان ها در هنگام وقوع زلزله های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بمانند. در زلزله های متوسط، خسارت غیر سازه ای ببینند و در هنگام وقوع زلزله های شدید و بزرگ خسارت های سازه ای و

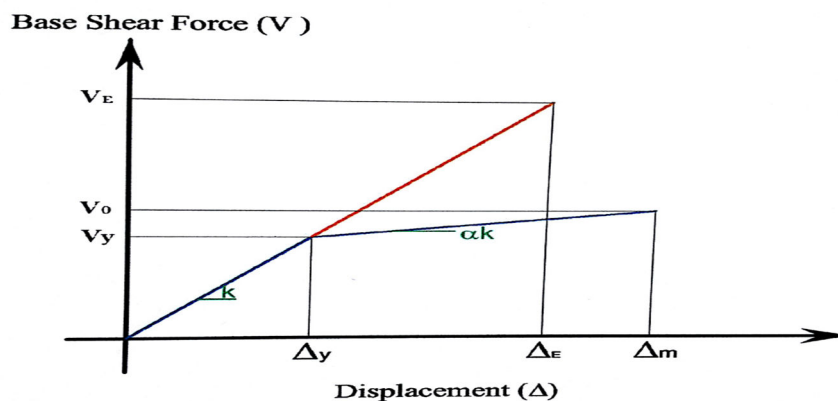
^۱ Response modification factor

غیر سازه‌ای داشته باشند ولی پایداری کلی آن‌ها حفظ شود. بر اساس مواردی که گفته شد ضریب رفتار پل ارتباطی بین رفتار غیرخطی سازه با رفتار خطی سازه می‌باشد.

ضرایب تعدیل پاسخ زلزله اولین بار توسط ATC^۱ در گزارش ATC 3-06 در سال ۱۹۷۸ مطرح شد و مقررات NEHRP که بر اساس گزارش ATC می‌باشد در سال ۱۹۸۵ منتشر شد و ضرایب مشابه، به‌منظور بهینه کردن پاسخ سازه در روش تنش‌های در آیین‌نامه UBC یک دهه بعد در سال ۱۹۸۸ منتشر شد [۳۲].

۳-۳-۲ روش چوپرا و نحوه محاسبه ضریب رفتار

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور نمودار برش پایه- تغییر مکان آن را استخراج کرده سپس با استفاده از روش پریستلی و پاولی نمودار پوش آور را دوخطی کرده و با روش چوپرا ضریب رفتار آن را به دست آوردیم. چوپرا برای دستگاه‌های یک درجه آزادی که نمودار برش پایه- تغییر مکان آن‌ها دوخطی ایده آل سازی شده (شکل ۳-۵) روابط و نمودارهایی برای ارتباط نسبت شکل‌پذیری و ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری ارائه نمود [۲۶].



شکل (۳-۵) نمودار دوخطی برش پایه-تغییر مکان برای سیستم یک درجه آزادی [۲۳]

طبق نمودار فوق با برابر در نظر گرفتن ضرایب سختی دو مرحله‌ای به برابری برش پایه نهایی و برش پایه تسلیم رسیده و با توجه به شکل مقادیر نیرو تغییر مکان در نقاط تسلیم برابر با برش انتهایی است و آخرین نقطه‌ای که سازه در حالت الاستیک باقی می‌ماند محاسبه گردید.

^۱ Applied Technology Council

$$K_0 = V_y/\Delta_y, (V_0=V_y) \quad (K_0 = V_0/\Delta_y \quad (1))$$

$$K_0 = (0.75V_y)/\Delta_1, (V_0=V_y) \quad (K_0 = (0.75V_0)/\Delta_1 \quad (2))$$

$$K_0=V_0/\Delta_y=(0.75V_0)/\Delta_1 \rightarrow \Delta_y=4/3\Delta_1$$

$$R_\mu=(V_E/V_y)=(\Delta_E/\Delta)$$

$$\mu=\Delta_m/\Delta_y \quad (3)$$

در مراحل ۵ و ۶ ضریب شکل پذیری و شکل پذیری، به دست آمده و در گام بعدی پس از محاسبه سختی الاستیک سازه و برش پایه نقطه‌ای که سازه هنوز به حالت الاستیک می‌باشد، به دست آمده و از برابر قراردادن مساحت‌های A_1 و A_2 و در نتیجه تغییر مکان متناظر با نقطه‌ای که سازه در حالت الاستیک باشد به دست آمده و در نهایت با به دست آمدن ضریب اضافه مقاومت و ضرب این دو ضریب به ضریب رفتار خواهیم رسید.

$$K_e=V_s/\Delta_s \quad (4)$$

$$V_E=K_e.\Delta_E \quad (5)$$

$$A_1=(V_E \times \Delta_E)/2 \quad (6)$$

$$A_2=(V_E \times \Delta_E)/2 + [(V_y+V_0) \times (\Delta_m-\Delta_y)]/2 \quad (7)$$

$$V_0=V_y \quad (A_2=(V_0 \times \Delta_y)/2 + (V_0 \times (\Delta_m-\Delta_y))) \quad (8)$$

$$A_1=A_2 \quad (A_1=0.5V_E\Delta_E \quad (A_2=0.5K_e\Delta_E \quad (9))$$

$$\rightarrow \Delta_E=\sqrt{(2A_2/K_e)} \quad (10)$$

$$R_s=V_0/V_s \quad (11)$$

$$R=R_\mu R_s \quad (12)$$

۳-۴ مدل سازی در اپنسیس^۱

۳-۴-۱ کلیات

در عصر حاضر با توجه به حجم بالای مطالعات روی رفتار انواع مختلف سازه‌ها، نیاز به بهره‌گیری از یک نرم‌افزار قدرتمند برای بررسی پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی سیستم سازه‌ای و یا ژئوتکنیکی موردنظر، بسیار قابل توجه است. استفاده از این گونه نرم‌افزارها موجب درک عمیقی از مدل موردنظر شده و بستر مناسبی برای ایده پردازی‌های مختلف در راستای بهبود عملکرد سیستم موردنظر را

^۱ OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

مهمی می‌کند. در دهه اخیر، حضور این نرم‌افزارها بخصوص در زمینه سازه و ژئوتکنیک کمک شایانی به محققین و دانشجویان این حوزه کرده است.

نرم‌افزار OpenSees از زمان ایجاد تاکنون، در حل مسائل اجزا محدود به شکل‌های ماکرو میکرو نقش مهمی ایفا کرده است. قصد داریم به معرفی بیشتر این نرم‌افزار پرداخته و زبان برنامه‌نویسی Tcl/Tk که مربوط به این نرم‌افزار هست را به همراه رابط TclEditor معرفی کنیم.

نرم‌افزار Open System For Earthquake Engineering Simulation به تخفیف OpenSees یک نرم‌افزار اجزا محدود است که بر پایه زبان برنامه‌نویسی C^{++} که زبانی شیء‌گرا می‌باشد، نوشته شده است. شیء‌گرایی به این مفهوم که برنامه داده‌ها و توابع را تا حد امکان به واحدهای کوچکی به نام شیء تقسیم‌بندی کرده و درواقع به شیء‌گرایی دارد. به این معنا که این برنامه‌ها و توابع در قالب شیء کنار یکدیگر قرار گرفته و یک مجموعه واحد بزرگ‌تر را ایجاد می‌کنند. اشیاء ویژگی خاص خود را داشته و به صورت موازی تحلیل می‌شوند. سپس با استفاده از روابط و توابع تعریف‌شده بین این اشیاء، پاسخ نهایی سیستم به دست می‌آید. از مهم‌ترین ویژگی‌های زبان شیء‌گرا پیچیدگی کم، سرعت بالا در انجام محاسبات، امکان گسترش سریع برنامه با خطای کمتر و اشغال حجم کمتر از حافظه موقت دستگاه است.

از مهم‌ترین زبان‌های شیء‌گرا می‌توان C^{++} ، Java، Delphi، Csharp و PHP را نام برد. نرم‌افزار در ابتدا C_3 بوده که برگرفته از رساله دکتری فرانک مک‌کنا با عنوان (تحلیل موازی سازه‌ها به شیوه شیء‌گرا) در دانشگاه برکلی است.

پس از آن با همکاری موسسه پاسیفیک، نام نرم‌افزار به OpenSees تغییر یافت. علی‌رغم نام نرم‌افزار که محدود به مهندسی زلزله بیان شده، این نرم‌افزار قابل استفاده برای طیف وسیعی از مهندسی عمران در مقاطع کارشناسی ارشد و دکتری در گرایش‌های زلزله، سازه، ژئوتکنیک، سازه هیدرولیکی و سازه دریایی است. این نرم‌افزار برای تحقیقات مهندسی زلزله بر اساس عملکرد دستگاه‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی از سال ۱۹۹۷، در مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک توسعه یافته است. همچنین از

سال ۲۰۰۴ برنامه OpenSees به عنوان یکی از مؤلفه‌های شبیه‌سازی و محاسباتی در سایت NEES معرفی شده است. این نرم‌افزار از ابتدا تاکنون توسط مک‌کنا و همکاران در حال تغییر و توسعه است. OpenSees به مدد برخورداری از طیف وسیعی از مصالح، مقاطع، المان‌ها و الگوریتم‌های حل، قابلیت مدل‌سازی و تحلیل خطی و غیرخطی پیشرفته انواع مختلف دستگاه‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی را دارد.

۳-۴-۲ اقسام دستورات اپنسیس

دستورات مدل‌سازی: دستوراتی هستند که مدل اجزا محدود را ایجاد می‌کنند.

دستورات تحلیل: دستوراتی هستند که تحلیل مدل مربوطه را بر عهده دارند.

دستورات خروجی: که نتایج تحلیل مدل را ثبت می‌کنند.

دستورات اصلاح مدل و خروجی جاری: دستوراتی است که حالت مدل را تغییر داده و یک پارامتر خاص را در حین آنالیز نمایش می‌دهند.

دستورات پایگاه داده: دستورات ذخیره و بازیابی مدل است.

۳-۴-۳ مزایای OpenSees

نرم‌افزار OpenSees به عنوان یک نرم‌افزار قدرتمند در زمینه اجزا محدود دارای قابلیت‌های متعدد در زمینه تحلیل مدل‌ها به صورت ماکرو میکرو شناخته شده است. این نرم‌افزار مزایای زیادی دارد که در زیر به صورت موردی به آن اشاره شده است؛

سرعت پردازش بالا و اشغال حجم کمی از حافظه موقت دستگاه

نرم‌افزار کدباز بوده و دستورات آن قابل تغییر توسط کاربران می‌باشد.

حجم بسیار پایین نرم‌افزار و خروجی‌های آن که به صورت فایل متنی می‌باشند.

نرم‌افزار رایگان بوده و برای مقاله مناسب می‌باشد.

قابلیت مدل سازی به صورت پارامتری که این قابلیت در تحلیل های خاص نظیر تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بسیار اهمیت دارد.

قابلیت انجام انواع مختلف آنالیز، استاتیکی و دینامیکی به صورت خطی و غیرخطی توانایی مدل سازی مقاطع مختلف بتنی، فولادی و ترکیبی با جزئیات قابلیت اتصال به نرم افزار MATLAB

نتایج بسیار قابل قبول در حوزه های خطی و غیرخطی پشتیبانی از نرم افزار در تالار گفتمان اصلی وابسته به سایت دانشگاه برکلی.

۳-۵ کد نویسی در اپنسیس

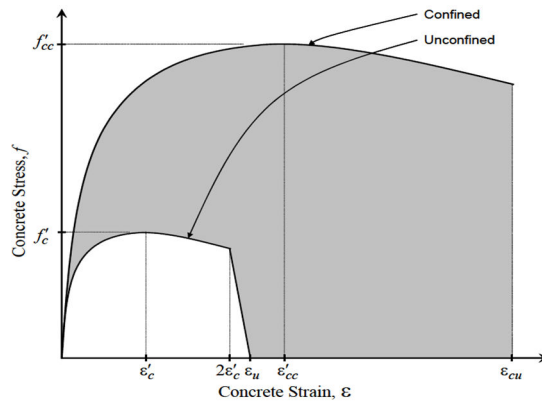
پس از تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار ETABS 2016 سازه موردنظر را توسط دستورات ذیل به صورت سه بعدی مدل و سپس تحت آنالیز قرار قرار داده می شود.

۳-۵-۱ تعریف مصالح

چنانچه گفته شد از مصالح بتنی و فولادی در طراحی ساختمان ها استفاده می شود؛ بنابراین باید فولادی با مشخصات فولاد ST37 و همچنین مصالحی برای فولاد میلگردهای S400 معرفی گردد. از آنجاکه خاموت ها در اپنسیس مدل نمی شوند، پس فولاد S300 معرفی نمی گردد [۳۷].

۳-۵-۲ ماده بتن محصور نشده

پوشش بتنی که بر روی خاموت ها و آرماتورهای طولی وجود دارد به دلیل عدم محصورشدگی دارای مقاومت کمی می باشد و زودتر ترک می خورد. برای در نظر گرفتن این موضوع با استفاده از روابط ارائه شده توسط J.Mander و همکارانش ماده بتن محصور نشده را تعریف کردیم [۳۸].

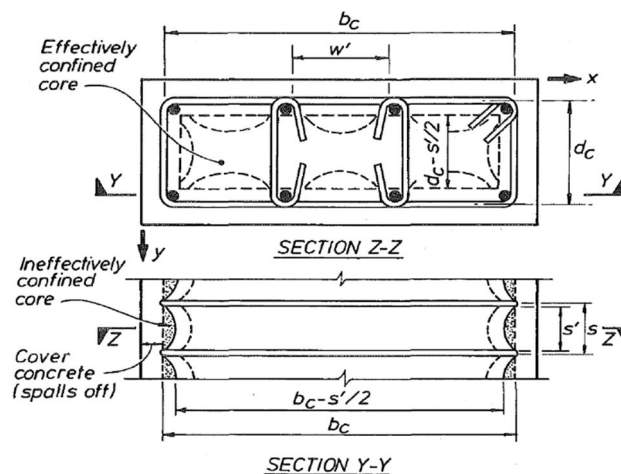


شکل (۳-۶) منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده

با استفاده از رابطه ۱-۳ می‌توان مقاومت بتن محصورشده، f'_{cc} ، را محاسبه نمود. در این روابط f'_c مقاومت بتن محصورنشده، f'_L فشار جانبی مؤثر ناشی از خاموت‌ها که طبق رابطه ۲-۳ به دست می‌آید و ϵ'_c و ϵ'_c به ترتیب فاصله مرکز به مرکز ساق‌های خاموت در راستای X و Y هستند. همچنین ϵ'_c فاصله بین دو میلگرد طولی، ϵ'_c فاصله طولی دو خاموت متوالی، ρ نسبت مساحت ساق‌های خاموت به مساحت بین دو خاموت متوالی است. در شکل ۳-۷ می‌توان این پارامترها را دید. این روابط مربوط به مقاطع مربعی بوده و برای سایر اشکال مقطع متفاوت است.

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

$$\epsilon'_L = \frac{1}{b_c d_c} (\epsilon_c \epsilon'_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \epsilon_{yh} \quad (۲-۳)$$



شکل (۳-۷) هسته محصورشده مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۳۶]

۳-۵-۳ تعریف مقاطع

در این مدل سازی از دستور فایبر^۱ برای ساخت مقاطع استفاده می شود. این گونه مقاطع دارای یک شکل هندسی عمومی است که از نواحی ساده تر و منظم تر تشکیل می شود. این نواحی نیز با دستور پچ^۲ تعریف می گردد [۳۹].

۳-۵-۴ تعریف هندسه سازه

برای تعریف مدل هندسی سازه باید مختصات گره ها به برنامه معرفی شده تا با ارتباط گره ها به یکدیگر، موقعیت اعضای سازه مشخص گردد.

۳-۵-۵ بارگذاری

در برنامه اپنسیس سه الگوی بارگذاری وجود دارد که شامل الگوی بارگذاری ساده^۳، الگوی بارگذاری تحریک یکنواخت^۴ و الگوی بارگذاری چند تکیه گاهی^۵ می شود.

۳-۵-۶ دستورهای مربوط به تحلیل

مجموعه دستوراتی که برای تحلیل مدل های مورد بحث برای اختصاص میرایی رایلی به تمام المان ها و گره های از پیش تعریف شده، معادلات قید، ارتباط بین تعداد معادلات و درجات آزادی و نحوه شماره گذاری درجات آزادی، ساخت گزینه هم گرایی، ساخت گزینه الگوریتم استفاده شده اند.

۳-۶ مشخصات شتاب نگاشت ها

بنابر توصیه آیین نامه FEMA P695 شتاب نگاشت های انتخاب شده برای تحلیل باید به گونه ای باشند که برای ارزیابی احتمال آسیب پذیری و فرو ریزش سازه تحت بزرگ ترین زلزله محتمل مناسب باشد؛ بنابراین شتاب نگاشت ها باید الزامات آیین نامه ASCE 7-10 را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه

^۱ Fiber Section

^۲ Patch

^۳ Plain Pattern

^۴ UniformExcitation Pattern

^۵ MultipleSupport Pattern

جهته برآورده کرده و نیز به اندازه کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را بتوان منظور کرد و متناظر با سطح خطر MCE باشند. همچنین شتاب‌نگاشت‌ها نباید مختص به ویژگی‌های دینامیکی و عملکردی سازه باشند و باید برای تحلیل انواع سازه‌ها مناسب باشند.

تعداد شتاب‌نگاشت‌ها نیز در دقت نتایج حاصل از تحلیل بسیار حائز اهمیت بوده و با افزایش تعداد شتاب‌نگاشت‌ها این نتایج دقیق‌تر خواهند شد. از طرفی زمان تحلیل باید به گونه‌ای بهینه و منطقی باشد. بنا به توصیه شوم و کورنل [۴۰]؛ تعداد ۱۰ الی ۲۰ شتاب‌نگاشت دقت قابل قبولی را برای برآورد تقاضای آسیب‌پذیری سازه‌ها به دست می‌دهد.

از این رو آیین‌نامه FEMA P695 تعداد ۲۲ شتاب‌نگاشت را پیشنهاد می‌دهد. در این پژوهش ۱۶ مورد از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهاد شده توسط FEMA P695 و همچنین ۴ شتاب‌نگاشت دیگر متناسب با نوع خاک و مکانیسم گسل‌های منطقه و فاصله ساخت گاه از گسل‌ها انتخاب شدند تا در مجموع سازه تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت مورد تحلیل قرار بگیرد. در جدول ۳-۳ این ۲۰ شتاب‌نگاشت معرفی شده‌اند که ۴ شتاب‌نگاشت جایگزین در ردیف‌های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ مشخص گردیده‌اند.

جدول (۳-۳) شتاب‌نگاشت‌های اصلاح شده آیین‌نامه FEMA P695 با توجه به شرایط ساخت گاه [۴۱]

شماره شتاب‌نگاشت	زلزله			PGA max (g)	NEHRP Class	نام ایستگاه
	نام شتاب‌نگاشت	سال	بزرگای			
۱	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲	D	Beverly Hills - Mulhol
۲	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸	D	Canyon Country – WLC
۳	Duze e (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲	D	Bolu
۴	Chi-Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۳۳۴	D	WGK

	(Taiwan)					
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵	D	Delta
۶	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸	D	El Centro Array #11
۷	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۵۰۶	D	SAHOP Casa Flores
۸	Kobe (Japan)	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴	D	Shin-Osaka
۹	Kocaeli (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶	D	Duzce
۱۰	Tabas (Iran)	۱۹۷۸	۷/۴	۰/۱۰۸	D	71 Ferdows
۱۱	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴	D	Yermo Fire Station
۱۲	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲	D	Coolwater
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۳	D	Capitola
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶	D	Gilroy Array #3
۱۵	Manjil (Iran)	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۱۱	D	BHRC Tonekabon
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۳۶	D	El Centro Imp. Co.
۱۷	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۴۵	D	Poe Road (temp)
۱۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰	۰/۵۵	D	Rio Dell Overpass
۱۹	Chi-Chi (Taiwan)	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۴۴	D	CHY 101
۲۰	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱	D	LA – Hollywood Stor

۳-۷ سطوح خرابی

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای ساختمان‌ها معرفی کرده‌است. میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی برای هریک از این سطوح خرابی در جدول ۳-۴ آمده است. مطابق این دستورالعمل بهترین نقطه برای معرفی تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش، نقطه‌ای است که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل کرده‌است.

جدول (۳-۴) میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی بر اساس نوع خرابی [۳۴]

نوع سازه	دریافت در آستانه حالت خرابی			
	خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل
بلند	0.0025	0.0043	0.0117	0.03

در عصر حاضر با توجه به حجم بالای مطالعات روی رفتار انواع مختلف سازه‌ها، نیاز به بهره‌گیری از یک نرم‌افزار قدرتمند برای بررسی پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی سیستم سازه‌ای و یا ژئوتکنیکی موردنظر، بسیار قابل توجه است. استفاده از این گونه نرم‌افزارها موجب درک عمیقی از مدل موردنظر را شده و بستر مناسبی برای ایده پردازی‌های مختلف در راستای بهبود عملکرد سیستم موردنظر را مهیا می‌کند. در دهه اخیر، حضور این نرم‌افزارها بخصوص در زمینه سازه و ژئوتکنیک کمک شایانی به محققین و دانشجویان این حوزه کرده است.

همچنین این نرم‌افزار باهدف مدل‌سازی انعطاف‌پذیر و تحلیل موازی پارامتری در رایانه‌های قدرتمند ایجاد شده‌است. نرم‌افزار OpenSees شامل آرشیو کاملی از المان‌های تیر-ستون، غشایی و فنرها، برای مقاصد سازه‌ای و ژئوتکنیکی بوده که در کنار مصالح و مقاطع گوناگون و با استفاده از الگوریتم‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی، دست کاربران را برای انواع مختلف مدل‌سازی باز گذاشته است.

دستورات مدل سازی: دستوراتی هستند که مدل اجزا محدود را ایجاد می کنند.

دستورات تحلیل: دستوراتی هستند که تحلیل مدل مربوطه را بر عهده دارند.

دستورات خروجی: که نتایج تحلیل مدل را ثبت می کنند.

دستورات اصلاح مدل و خروجی جاری: دستوراتی است که حالت مدل را تغییر داده و یک پارامتر

خاص را در حین آنالیز نمایش می دهند.

دستورات پایگاه داده: دستورات ذخیره و بازیابی مدل است.

برای مدل سازی در نرم افزار OpenSees باید دستورات مدل سازی، تحلیل و خروجی های موردنظر در

کنار یکدیگر قرار گیرند تا یک مدل واحد را ایجاد کنند. برای ایجاد مدل تعریف شده، سه روش وجود

دارد که روش اول، روشی مردود است. روش دوم و سوم روش هایی مناسب است که مؤلف، روش سوم

را پیشنهاد می کند.

برای معرفی این مقاطع، از ابتدا به صورت پارامتری اقدام شده است. پارامترهای در نظر گرفته شده در

این مقطع، عرض مقطع، ضخامت مقطع و شماره تگ مصالح موردنظر هستند. در این مثال برای

معرفی این مقطع از دستور proc استفاده شده است. این دستور درواقع یک تابع با متغیرهای متفاوت

ایجاد کرده که می توان عملیات خاصی را روی مقادیر وارد شده اعمال کرد. در اینجا با استفاده از

دستور proc یک تابع معرفی می شود.

این تابع مانند دستورات اصلی برنامه رفتار کرده و با دریافت پارامترهای هندسی مقطع، مقطع قوطی

مربعی موردنظر را ایجاد می کند. استفاده از توابع proc برای برنامه نویسان بسیار مطلوب بوده و

بی دقتی و حجم کد مربوطه را به نحو چشمگیری کاهش می دهد؛ بنابراین یک رویه برای معرفی

قوطی مربعی در فایل دیگری به طور جداگانه معرفی می شود. سپس این فایل که با فرمت tcl در کنار

فایل اصلی مدل، جای گرفته، در مدل اصلی فراخوانی شده و نام و پارامترهای موردنیاز آن معرفی

شده و با هر بار استفاده از این تابع، مقطع جدیدی با نام جدید ایجاد می شود.

ساختار دستور proc به صورتی است که ابتدا نام رویه، سپس پارامترهای مورد نیاز رویه و پس از آن بدنه اصلی رویه در آن نگاشته خواهند شد. برای این رویه نام Box-Section انتخاب شده است. پس از آن درون علامت {} پارامترهای مورد نیاز این رویه معرفی شده اند.

این پارامترها عبارت اند از:

شماره تگ مقطع (Sec Tag) شماره تگ مصالح مورد نیاز مقطع (Mat T) بعد خارجی مقطع مربعی (B) ضخامت جداره مقطع (T) و پارامتر GJ که در مدل های سه بعدی مورد نیاز است. این پنج پارامتر ورودی های این تابع اند. سپس برای معرفی مقطع فایبر دو پارامتر دیگر معرفی شده اند. پارامتر اول dB1 معرف نصف عرض باکس منهای ضخامت و پارامتر dB2 معرف نصف عرض باکس است.

در این مقطع نیز محل مبدأ مختصات محلی در مرکز سطح مقطع معرفی شده است. برای معرفی این مقطع باید مقطع را به چهار بخش چهار ضلعی که قابل معرفی توسط دستور patch quad می باشند، تقسیم کرد. روند نام گذاری گوشه های هر بخش دقیقاً مانند مقاطع قبل، وابسته به گزینش جهت محورهای محلی و با توجه به قانون دست راست به صورت ساعت گرد در نظر گرفته شده است. روند معرفی هر بخش همانند مقاطع قبلی است. پس از اتمام معرفی این مقطع پیش از بستن رویه با علامت } با استفاده از دستور puts جمله ای را نوشته که در هر بار ساختن مقطعی جدید اعلام دارد که مقطع با شماره مورد نظر، بدون ایراد معرفی شده است. اکنون رویه Box- Section.tcl به طور کامل ایجاد شده است. حال به برنامه اصلی مدل بازگشته و با استفاده از دستور source، رویه ساخته شده که در کنار مدل موجود است را فراخوانی کردیم. اکنون در این مدل عبارت Box-Section که به عنوان نام رویه در نظر گرفته شده است همانند یک دستور عمل کرده و می توان مقاطع مختلف قوطی مربعی را با ابعاد مختلف، معرفی کرد.

۸-۳ نتایج حاصل از تحلیل پوش اور

همان طور که گفته شد، به منظور بررسی نحوه تشکیل مفصل‌های پلاستیک و نیز محاسبه ضریب رفتار (R) سازه از تحلیل پوش اور استفاده شد. در جدول ۵-۳ مقادیر ضریب رفتار برای قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب آورده شده است.

جدول (۵-۳) مقادیر ضریب رفتار

ضریب رفتار (R) محاسبه شده برای سازه‌های RCS توسط تحلیل پوش اور		ضریب رفتار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ (R)
۲۵ طبقه	۳۵ طبقه	
10	9.6	۷

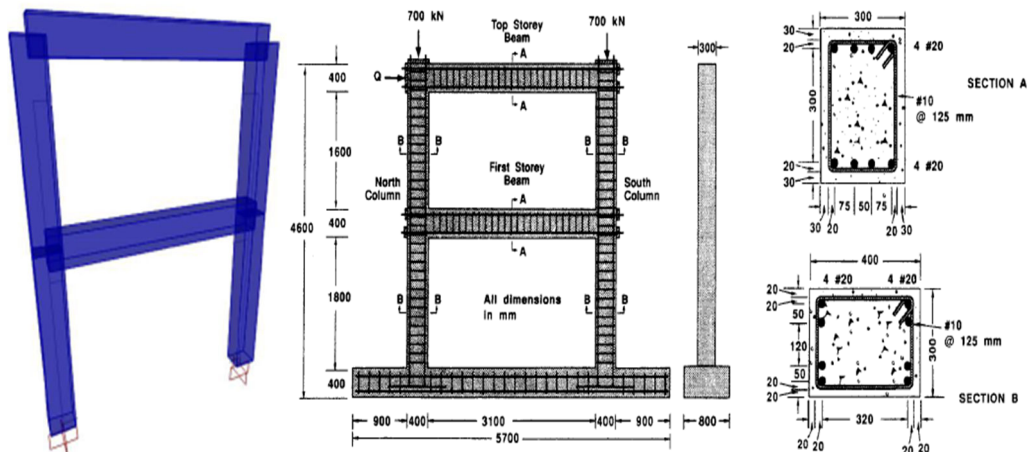
۹-۳ صحت سنجی مدل نرم افزار اپنسیس با نتایج آزمایشگاهی

نخستین گام در مدل سازی هر نرم افزار اعتبارسنجی نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه می باشد. در این پژوهش صحت سنجی برای مصالح فولادی و بتنی صورت گرفته است.

صحت سنجی مصالح بتنی به شرح زیر می باشد:

در شکل ۸-۳ مدل آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری یک قاب یک دهانه دوطبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته، نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی استفاده شده دارای یک دهانه که طول اکس به اکس ستون‌ها ۳۵۰۰ میلی متر و دوطبقه با ارتفاع ۲۰۰۰ میلی متر برای هر طبقه می باشد و ارتفاع کل نمونه از زیر پی تا به طبقه دوم برابر با ۴۶۰۰ میلی متر بوده است و مقاطع استفاده شده برای تمام المان‌ها با عرض ۳۰۰ و عمق ۴۰۰ میلی متر بوده است، در تمامی مقاطع تیر و ستون‌ها از دولایه آرماتور به تعداد چهار میلگرد با نمره ۲۰ برای میلگردهای طولی و از میلگردهای نمره ۱۰ به فاصله ۱۲۵ میلی متر به عنوان میلگردهای برشی و خاموت استفاده شده است. بتن مورد استفاده در این مدل آزمایشگاهی دارای مقاومت فشاری ۳۰ MPa و میلگردهای دارای تنش تسلیم ۴۱۸ MPa و تنش نهایی ۵۹۶ MPa و مدول الاستیسیته بتن برابر با ۱۹۲۵۰۰ MPa بوده

است، آزمایش مقاومت فشاری بتن به نمونه استاندارد استوانه‌ای 150×300 میلی‌متر و با نرخ بارگذاری 10^{-3} mm/sec برای نمونه بتنی مسلح نشده و برای نمونه بتن‌آرمه از نرخ بارگذاری 10^{-3} mm/sec استفاده شده است. مدت عمل‌آوری بتن ۱۴ روز بوده است این مدل آزمایشگاهی تحت بار ثقیلی 700 kN در هر ستون و تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی که در طبقه دوم مقدار 1000 به صورت جانبی به مدل اعمال شده، واقع شده است [۳۸]. سپس با رسم نمودار نیرو-جابجایی برای دو حالت آزمایشگاهی و نرم‌افزاری در شکل (۳-۱۱) به مقایسه نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است.



شکل (۳-۸) جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوبعدی به منظور صحت سنجی [۳۸]

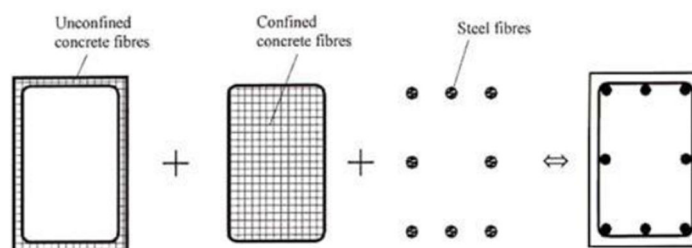
۳-۹-۱ مدل رفتاری مصالح

در این پژوهش از مصالح تک‌محوری با دستور uniaxialMaterial برای تعریف مصالح فولاد میلگردهای S400، بتن هسته مرکزی و بتن کاور شده است [۴۲]. از مصالح فولادی با دستور Steel02 که دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می‌گیرد استفاده شده است. از دستور Concrete02 برای ساخت مصالح بتنی تک‌محوری با مقاومت کششی و نرم‌شوندگی کششی خطی استفاده شده است؛ و برای نشان دادن اثر محصورشدگی بتن مرکزی به وسیله خاموت‌ها از رابطه ارائه‌شده توسط مندر استفاده شده است.

اثر محصورشدگی در روابط مندر به صورت افزایش مقاومت فشاری بتن نشان داده شده است که از رابطه ۳-۳ به دست آمده است [۳۹].

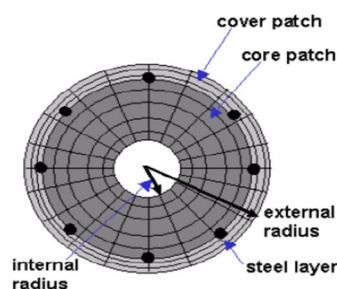
$$F'_{cc} = K F'_{c0} \quad (3-3)$$

در این رابطه F'_{cc} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن محصور شده و F'_{c0} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن است.



شکل (۳-۹) تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه [۴۳]

برای تعریف مقاطع تیر و ستون در اپنسیس از مقاطع فایبری^۱ استفاده شده است. از مشخصات مقاطع الیافی می توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان، به آن اعمال نمود.

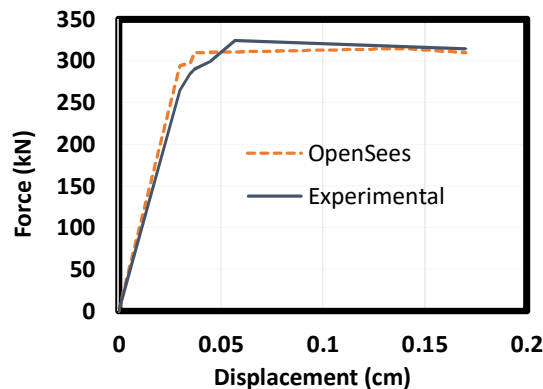


شکل (۳-۱۰) مدل مقطع الیاف [۳۹]

با توجه به اینکه تحلیل صورت گرفته در این پژوهش به صورت غیرخطی می باشد، از این رو برای تعریف المان های آن از دستور element nonlinear BeamColumn استفاده گردیده است، به کمک این دستور المان ها به صورت غیرخطی مدل سازی شده است. این دستور اثرات غیر الاستیک را در سراسر المان توزیع می کند.

¹ Fiber Section

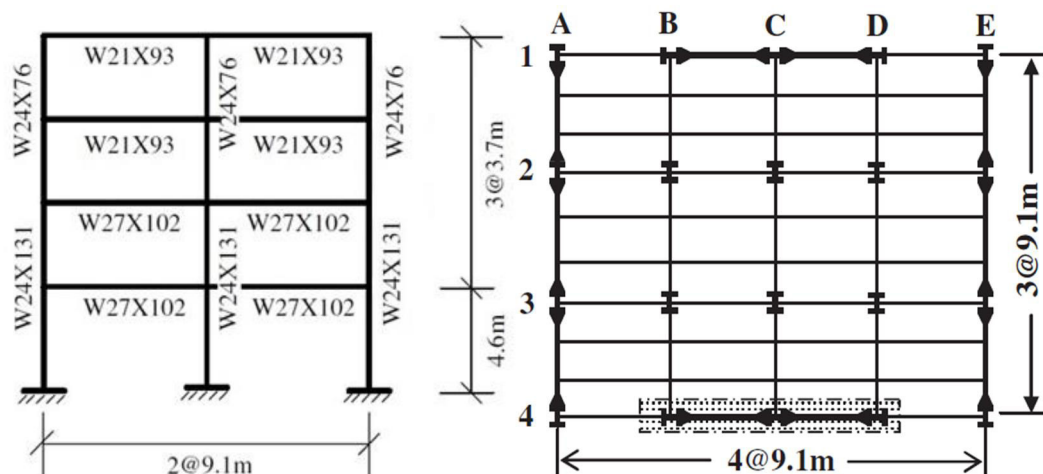
بعد از بررسی و انتخاب مدل رفتاری مصالح در نرم افزار اپنسیس به مدل سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار اپنسیس پرداخته شد و نمونه مدل سازی شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفته و جابه جایی نمونه مدل سازی شده ناشی از بارگذاری جانبی استخراج گردید. سپس جابه جایی مدل آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۳-۱۱ نمایش داده شد.



شکل (۳-۱۱) مقایسه نتایج پش اور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده در نرم افزاری OpenSees

در ادامه به صحت سنجی مصالح فولادی پرداخته شده است. در شکل ذیل مدل آزمایشگاهی یک قاب دو دهانه چهار طبقه، دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی ویژه (SMRF) شامل تیر با مقاطع کاهش یافته ((RBS با کاربری اداری در شهر لس آنجلس واقع در ایالات کالیفرنیا نشان داده شده است. خاک محل احداث این سازه تیپ D می باشد، مدل آزمایشگاهی استفاده شده دارای دو دهانه که طول اکس به اکس ستون ها ۹۱۰۰ میلی متر که ارتفاع طبقه اول ۴۶۰۰ میلی متر و سایر طبقات ۳۷۰۰ میلی متر می باشد. طراحی سازه بر اساس آیین نامه ۲۰۰۳ IBC [۴۴] بوده است که بارهای ثقلی و نیروی جانبی به ترتیب بر اساس آیین نامه های ۲۰۰۲ ASCE-7 [۴۵] و ۲۰۰۵ AISC [۴۶] محاسبه و به سازه اعمال گردیده است. مقاطع استفاده شده برای المان تیر در دو طبقه اول و دوم W27X102، دو طبقه سوم و چهارم W21X93 و برای المان ستون دو طبقه اول و دوم W24X131 و ستون طبقه سوم و چهارم W24X76 می باشد. فولاد مورد استفاده در این مدل آزمایشگاهی A992 با گرید ۵۰ برای تمام المان ها بوده است. این مدل آزمایشگاهی تحت نیروی جانبی 4600N برای طبقه اول، دوم و سوم و 5300 N معادل 1200 Kips برای طبقه آخر قرار گرفته است [۴۷]. سپس با رسم نمودار نیرو-جابه جایی برای دو حالت

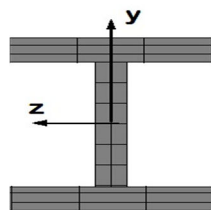
آزمایشگاهی و نرم‌افزاری در شکل ۳-۱۴ به مقایسه نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است.



شکل (۳-۱۲) جزئیات مقاطع قاب فولادی دوبعدی به منظور صحت سنجی

در این پژوهش از مصالح تک‌محوری با دستور `uniaxialMaterial` برای تعریف مصالح فولادی استفاده شده است [۳۷]. از مصالح فولادی با دستور `Steel02` که دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می‌گیرد استفاده شده است [۳۸].

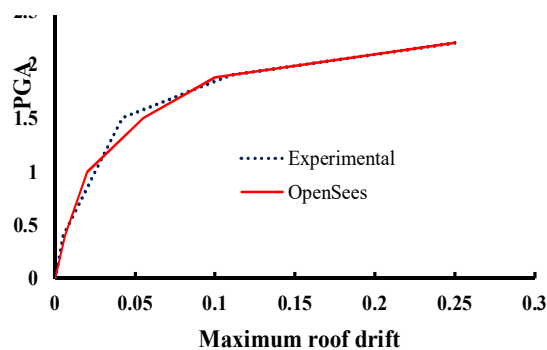
برای تعریف مقاطع تیر و ستون در اپنسیس از مقاطع فایبری^۱ استفاده شده است. از مشخصات مقاطع الیافی می‌توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می‌توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان، به آن اعمال نمود. مدل فایبری برای یک مقطع فولادی ا شکل در شکل (۳-۱۳) نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۳) مدل فایبری برای یک مقطع فولادی I شکل [۴۸]

^۱ Fiber Section

با توجه به اینکه تحلیل صورت گرفته در این پژوهش به صورت غیرخطی می باشد، از این رو برای تعریف المان های آن از دستور `element nonlinearBeamColumn` استفاده گردیده است، به کمک این دستور المان ها به صورت غیرخطی مدل سازی شده است. این دستور اثرات غیر الاستیک را در سراسر المان توزیع می کند. بعد از بررسی و انتخاب مدل رفتاری مصالح در نرم افزار اپنسیس به مدل سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار اپنسیس پرداخته شد و نمونه مدل سازی شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفته و دریفت بام نمونه مدل سازی شده ناشی از PGA استخراج گردید. سپس جابه جایی مدل آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۳-۱۴ نمایش داده شد.



شکل (۳-۱۴) مقایسه منحنی IDA مدل آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده در نرم افزار OpenSees

نتایج حاصل از شکل ۳-۱۴ حاکی از آن است که نتایج نرم افزاری و آزمایشگاهی نزدیک به هم بوده و از دقت بالایی برخوردار می باشد.

۴. فصل چهارم

تجزیه و تحلیل نتایج

۴-۱ مقدمه

در این فصل به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از پژوهش در قالب نمودارها و جدول‌ها پرداخته شده است، بدین صورت ابتدا به ترسیم و نحوه ترسیم منحنی‌های IDA پرداخته شده و سپس به ترسیم و نحوه ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های مورد استفاده برای تحقیق تحت اثر زلزله پرداخته شده و سپس نتایج به دست آمده به صورت نموداری مقایسه شده است، بدین صورت که نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی به صورت جداگانه یک بار و سازه ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر به صورت جداگانه باهم به مقایسه پرداخته شده‌اند و سپس منحنی‌های شکنندگی سازه ۱۵ طبقه با دستگاه‌های باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر باهم مقایسه شده‌اند، این نمودارها برای سازه‌های ۲۵ و ۳۵ طبقه نیز رسم شده‌اند؛ و به کمک این منحنی‌ها میزان افزایش آسیب سازه‌های مختلف را مورد نقد و بررسی قرار داده شده است.

۴-۲ تحلیل دینامیکی فزاینده

۴-۲-۱ معرفی سطوح خرابی

مطابق با دستورالعمل HAZUS-MH MR-۵ چهار سطح خرابی برای سازه معرفی شده است، این خرابی‌ها به ترتیب کم، متوسط، زیاد و فروپاشی کامل می‌باشند. با توجه به این دستورالعمل بهترین نقطه‌ای که معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش است، نقطه‌ای است که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل می‌کند؛ این نقطه دارای کمترین میزان خسارت در میان نقاط می‌باشد. یکی از معیارهای خرابی حداکثر دریفت می‌باشد. حداکثر دریفت برای سازه‌های قاب خمشی بتن آرمه، مطابق با آیین‌نامه HAZUS-MH MR-5 در جدول ۴-۱ ذکر شده است.

ساختمان سه طبقه، پنج طبقه و هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم طبق آیین نامه ذکر شده به ترتیب در دسته سازه های کوتاه، متوسط و بلند جای می گیرد.

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

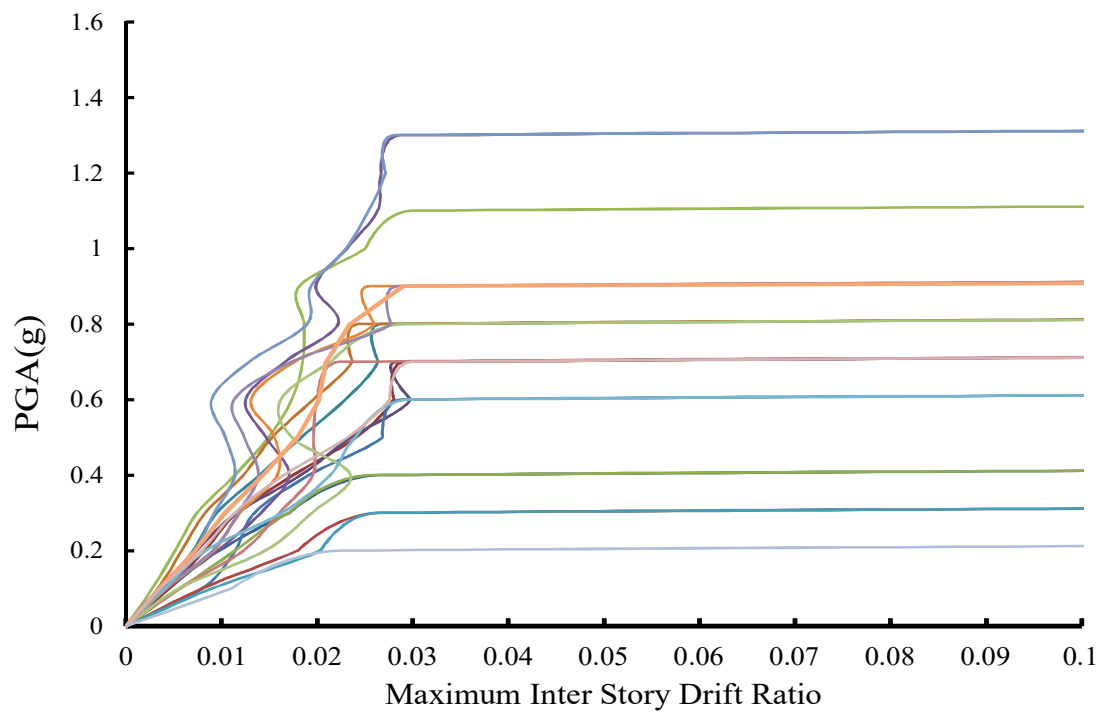
نوع سازه	دریافت در آستانه حالت خرابی			
	خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل
بلند	0.0025	0.0043	0.0117	0.03

۴-۲-۲ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

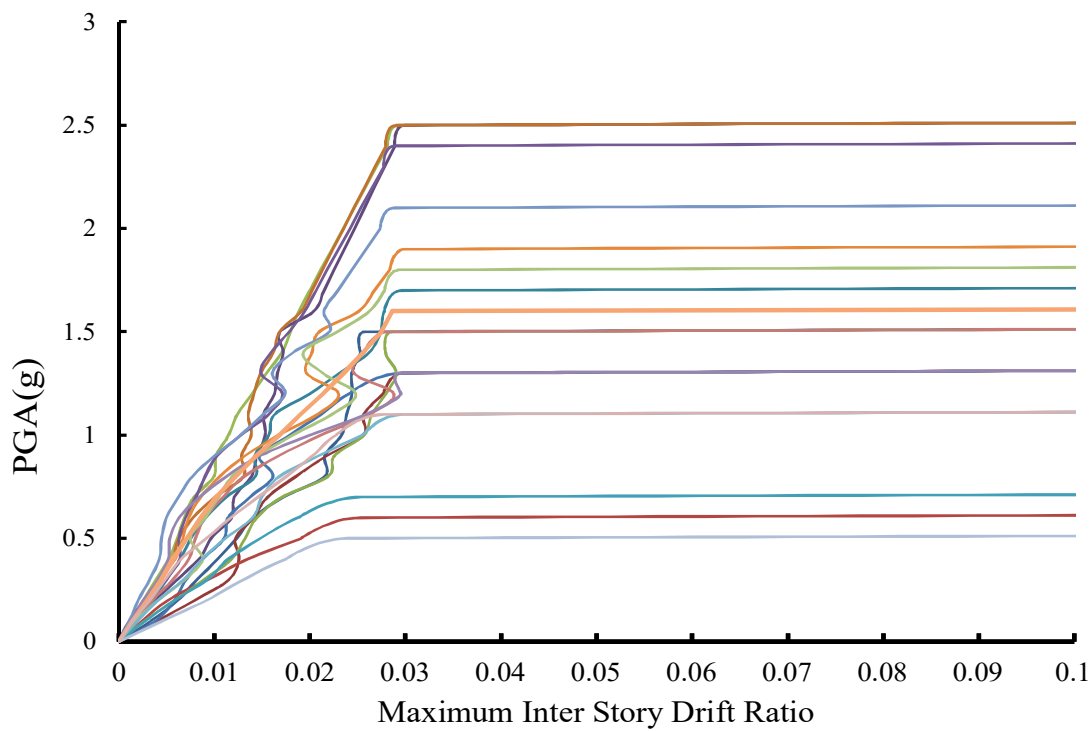
همان گونه که در فصل دوم بیان شد جهت تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده بدین صورت استفاده گردیده است که حداکثر شتاب زلزله (PGA) اعمالی به سازه از $g/1$ تا خرابی کامل با گام های $g/1$ مقیاس شده و سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی های IDA ترسیم گردیده است. منحنی رفتاری سازه های مورد مطالعه تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل های بخش بعد می باشد.

۴-۲-۳ منحنی IDA سازه ها تحت زلزله

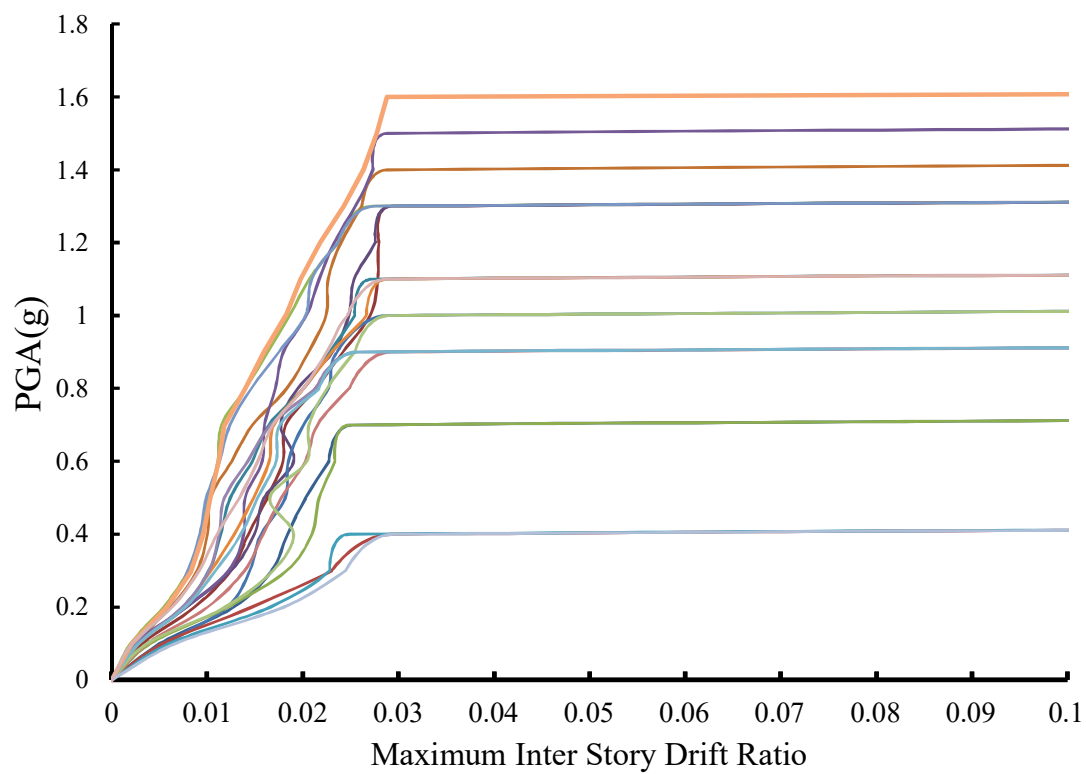
منحنی های IDA سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر به صورت تصاویر زیر می باشد. مطابق تصویر بیشترین جابه جایی نسبی برای این که یک سازه های بلندمرتبه به فروپاشی کامل برسد بر اساس دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برابر با $0.3/$ می باشد. از این نمودار قابل تشخیص است که هر شتاب نگاشت تحت چه شتابی بیشینه ای مدل مورد پژوهش را دچار فروپاشی کامل کرده است. در ادامه منحنی های IDA برای سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر رسم شده است.



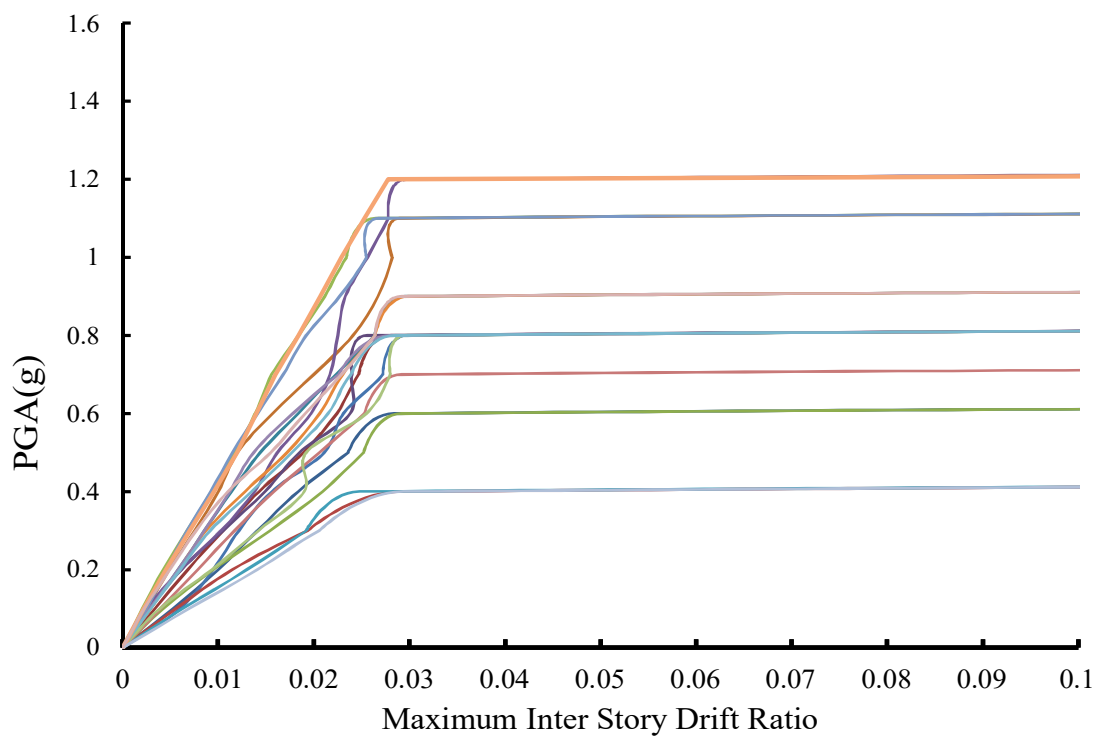
شکل (۱-۴) نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی



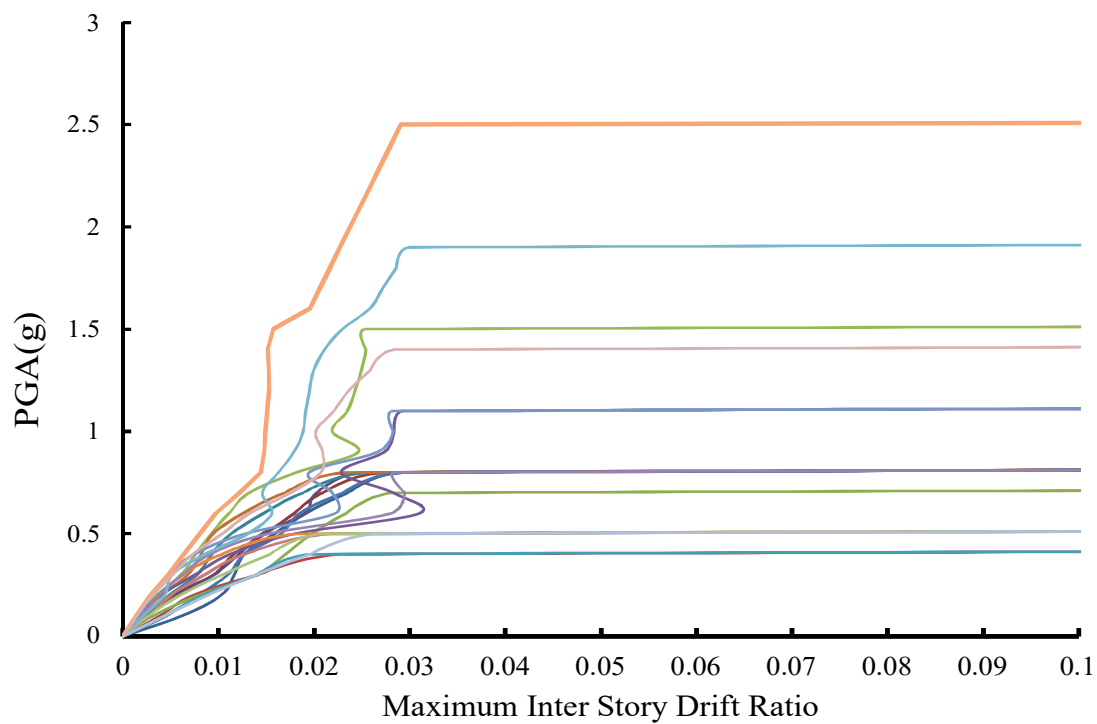
شکل (۲-۴) نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر



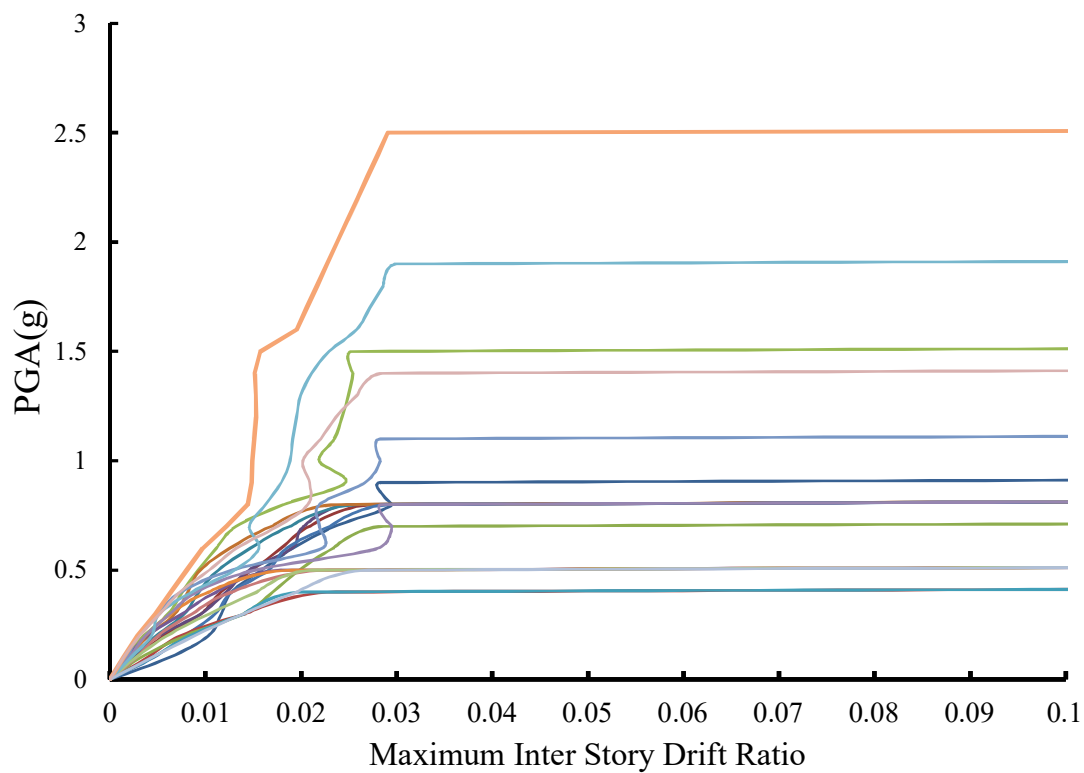
شکل (۳-۴) نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم برابر جانبی قاب خمشی



شکل (۴-۴) نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر



شکل (۵-۴) نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم برابر جانبی قاب خمشی



شکل (۶-۴) نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

۳-۴ ترسیم منحنی‌های شکنندگی

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

در این رابطه:

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

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

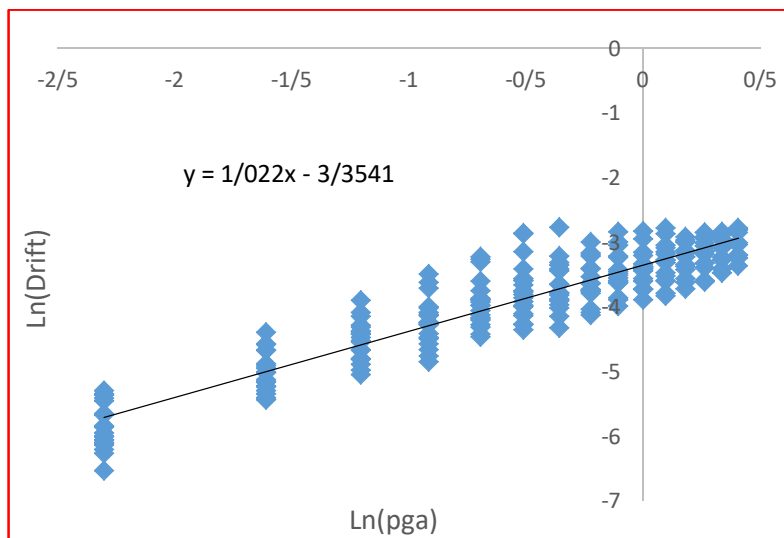
β_{sd} : انحراف معیار لگاریتم نرمال

S_d : متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای که از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

S_c : مقدار متوسط حالت حدی مجاز

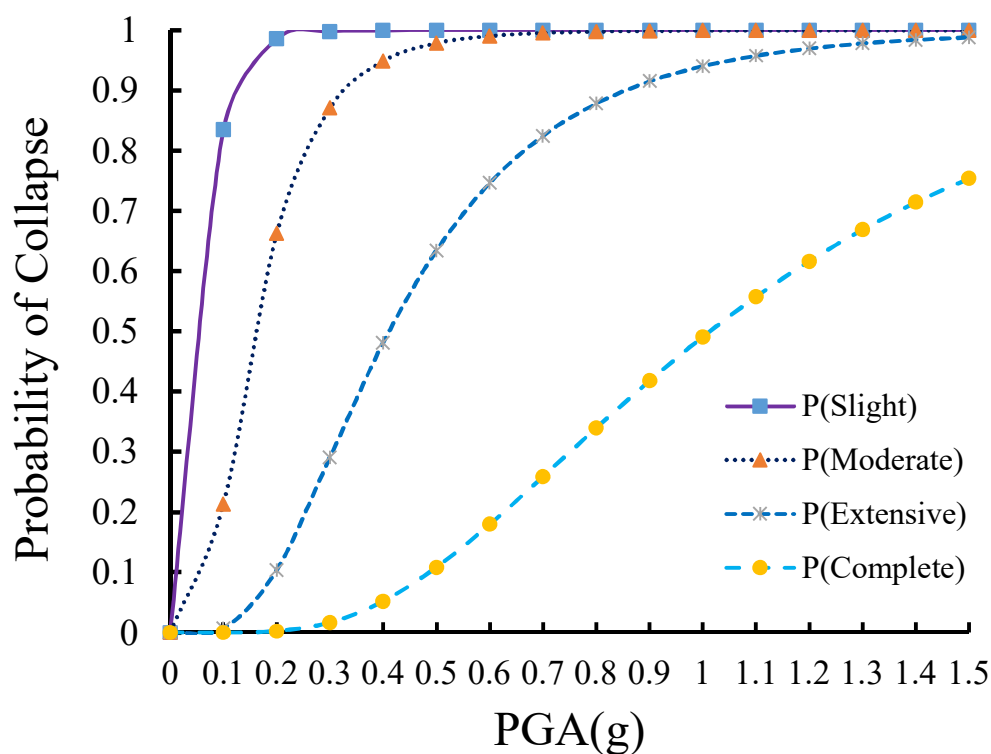
در این رابطه x پارامتر شدت جنبش زمین (PGA) و مقادیر a , b ضرایب رگرسیونی از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای، در برابر PGA های مختلف به دست آمده و منحنی‌های شکنندگی در واقع بیان گر احتمالاتی میزان خطرپذیری و یا ریسک سازه می‌باشند که در ادامه مطالب با استفاده از مفاهیم بیان شده به ترسیم این منحنی‌ها پرداخته شده است. نمونه‌ای از نمودار رگرسیون لگاریتمی که مقادیر a و b از آن به دست می‌آید به صورت شکل ۴-۷ است.



شکل (۷-۴) نمودار رگرسیون لگاریتمی

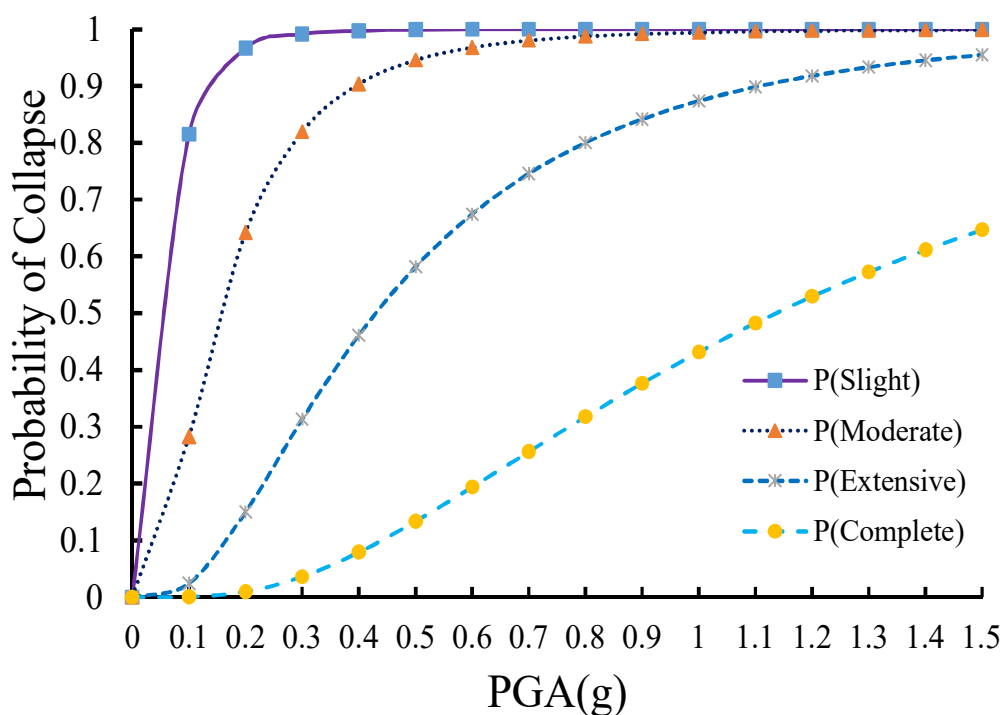
۴-۴ منحنی شکنندگی سازه تحت زلزله

منحنی شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



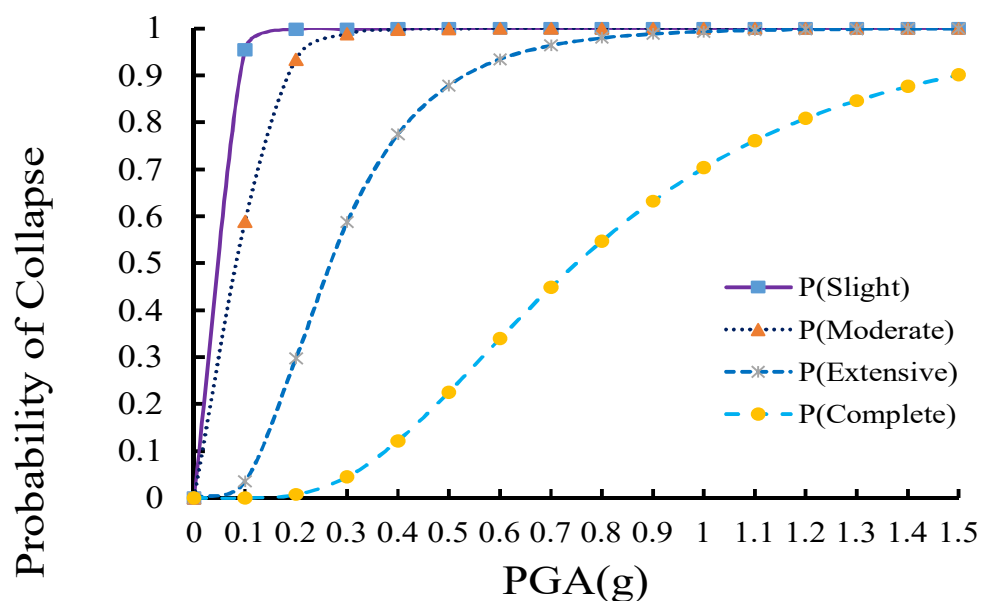
شکل (۸-۴) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی

منحنی شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر پس از تحلیل تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



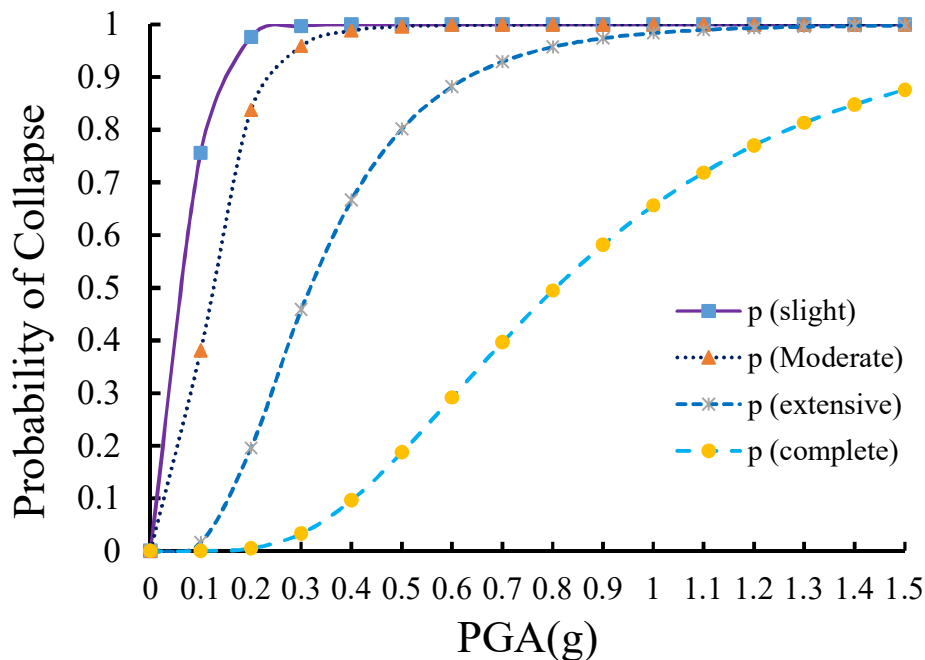
شکل (۴-۹) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

منحنی شکنندگی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی پس از تحلیل تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



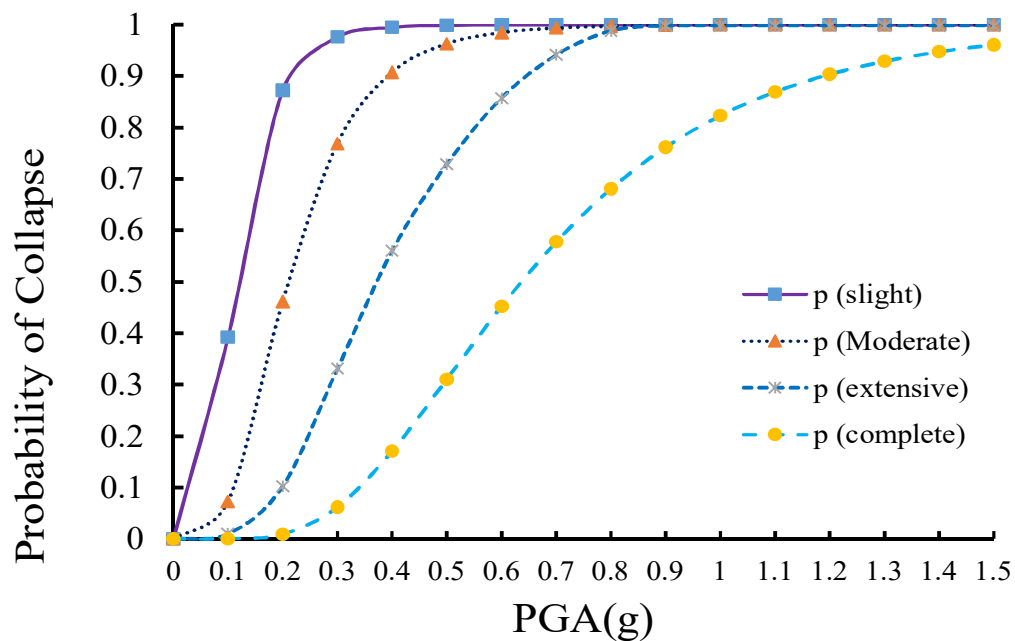
شکل (۴-۱۰) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی

منحنی شکنندگی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر پس از تحلیل تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



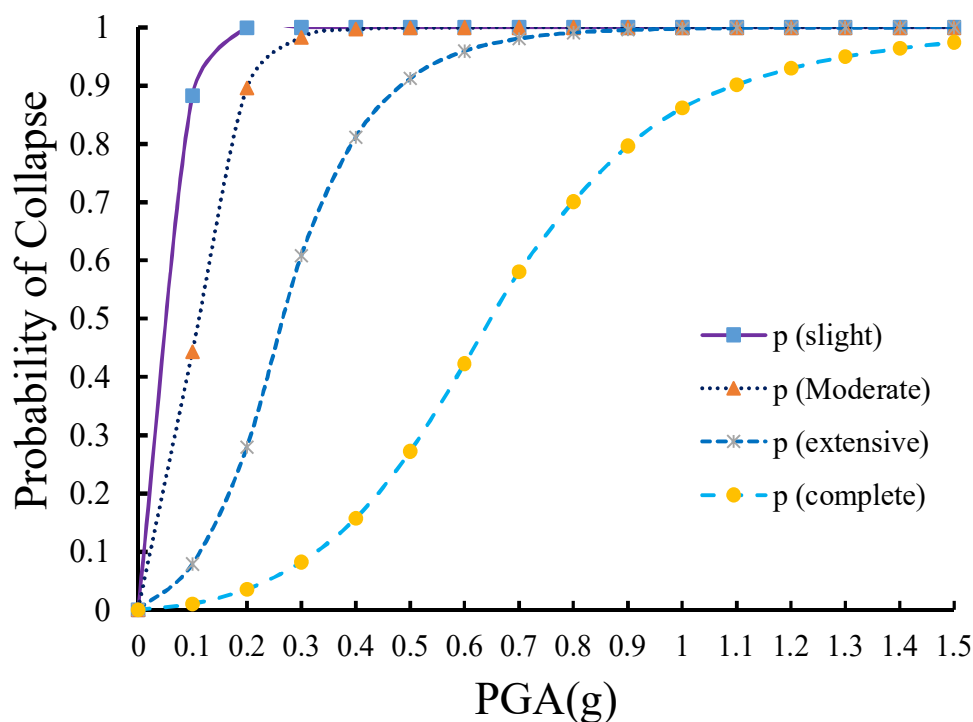
شکل (۴-۱۱) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

منحنی شکنندگی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی پس از تحلیل تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.



شکل (۴-۱۲) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی

منحنی شکنندگی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر پس از تحلیل تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله بررسی احتمال شکست به کمک توزیع لوگ نرمال مطابق شکل زیر می‌باشد.

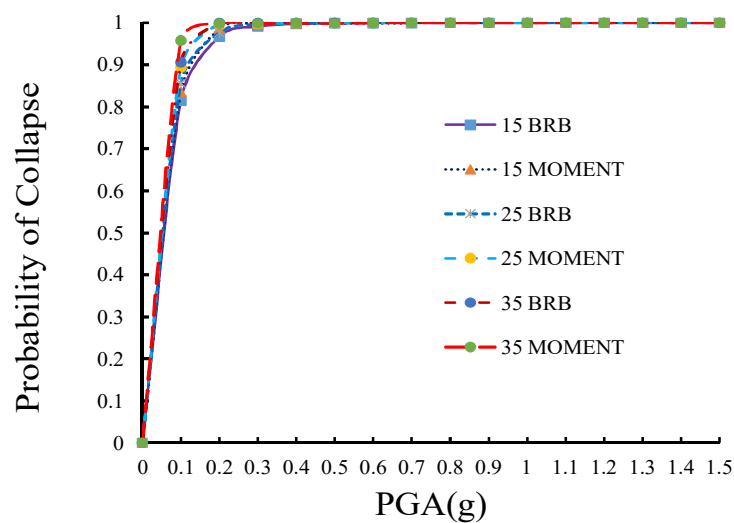


شکل (۴-۱۳) نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

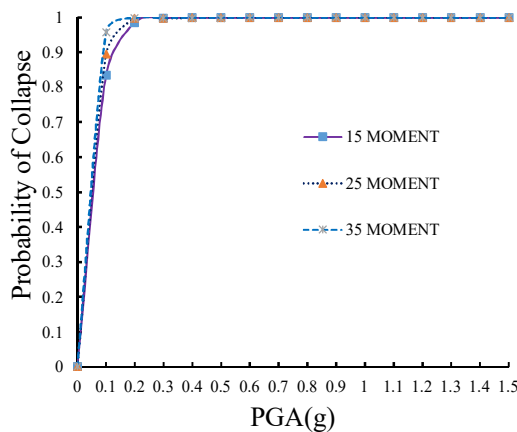
۴-۵ مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب مختلف

۴-۵-۱ مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب کم

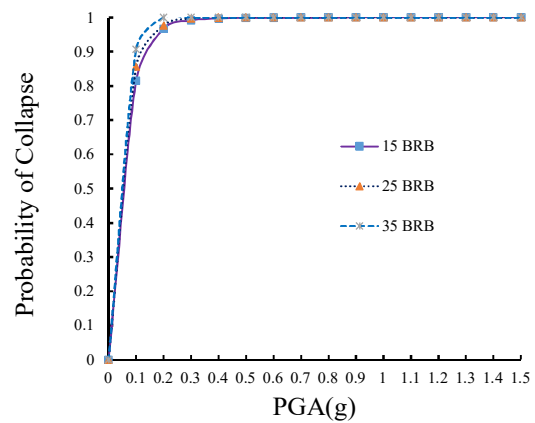
در ادامه به مقایسه سطح آسیب کم برای سازه‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شده است و آن مقایسه مطابق شکل ۴-۱۴ می‌باشد.



شکل (۴-۱۴) نمودار سطح آسیب کم برای سازه‌های موردپژوهش



(b)



(a)

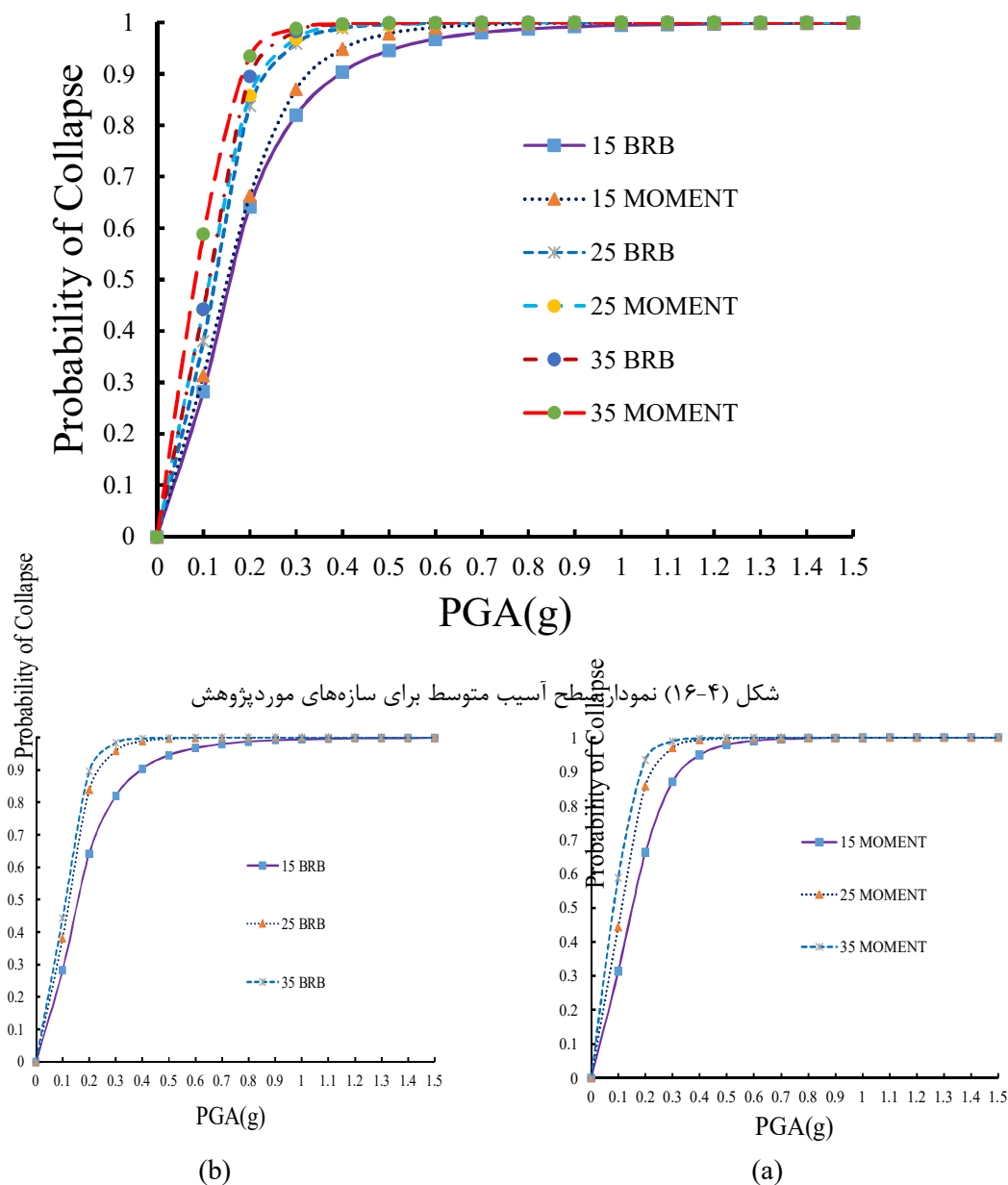
شکل (۴-۱۵) نمودار سطح آسیب کم برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم باربر قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب کم حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.06g$ و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.055g$ و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.05g$ رخ می‌دهد.

بنابراین مطابق نمودار فوق نوع سیستم باربر جانبی بر میزان افزایش یا کاهش سطح آسیب کم بدون تأثیر می‌باشد.

۴-۵-۲ مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب متوسط

مقایسه سطح آسیب متوسط برای سازه‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر به شرح زیر می‌باشد:

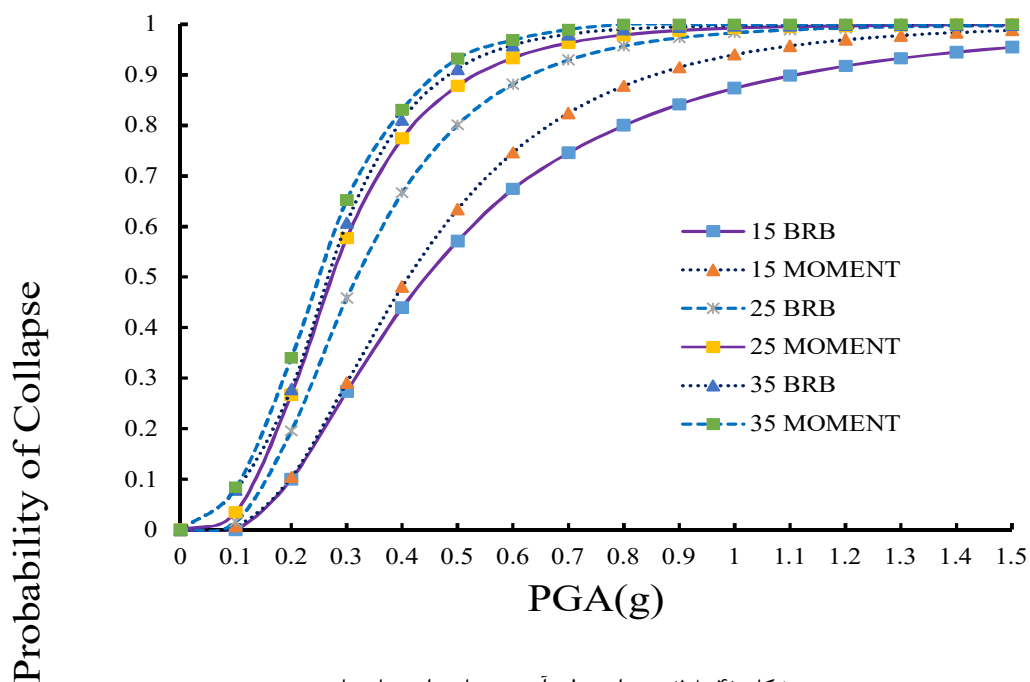


شکل (۴-۱۷) نمودار سطح آسیب متوسط برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

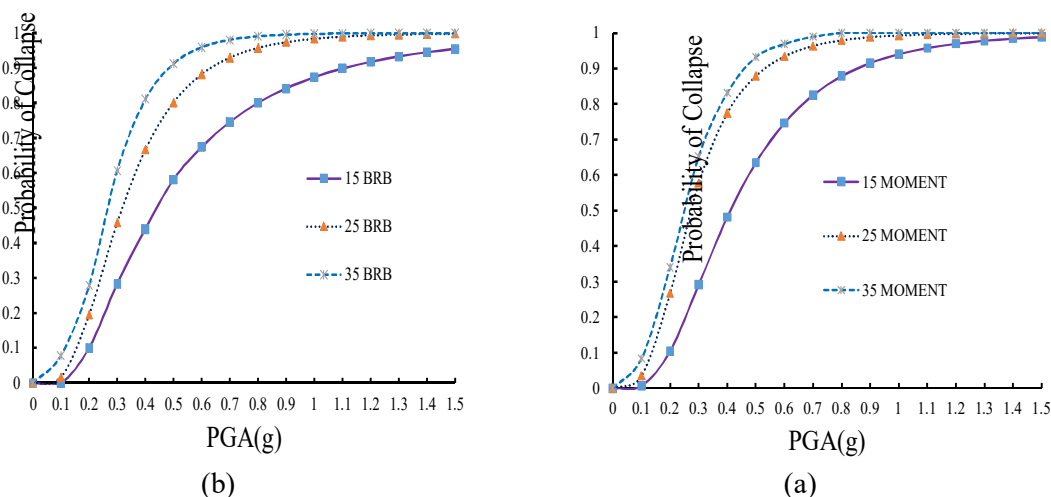
نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب متوسط حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در 0/16g، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/15g، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در 0/125g، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در 0/11g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در 0/11g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/09g اتفاق افتاده است. بنابراین مطابق نمودار فوق در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش ۶٪ شتاب گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به ۵۰٪ سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با ۸.۷٪ و ۲۲.۲۲٪ برای ۵۰ درصد سطح آسیب متوسط می باشد.

۳-۵-۴ مقایسه منحنی های شکنندگی برای سطح آسیب زیاد

مقایسه سطح آسیب زیاد برای سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر به شرح زیر می باشد:



شکل (۴-۱۸) نمودار سطح آسیب زیاد برای سازه های مورد پژوهش



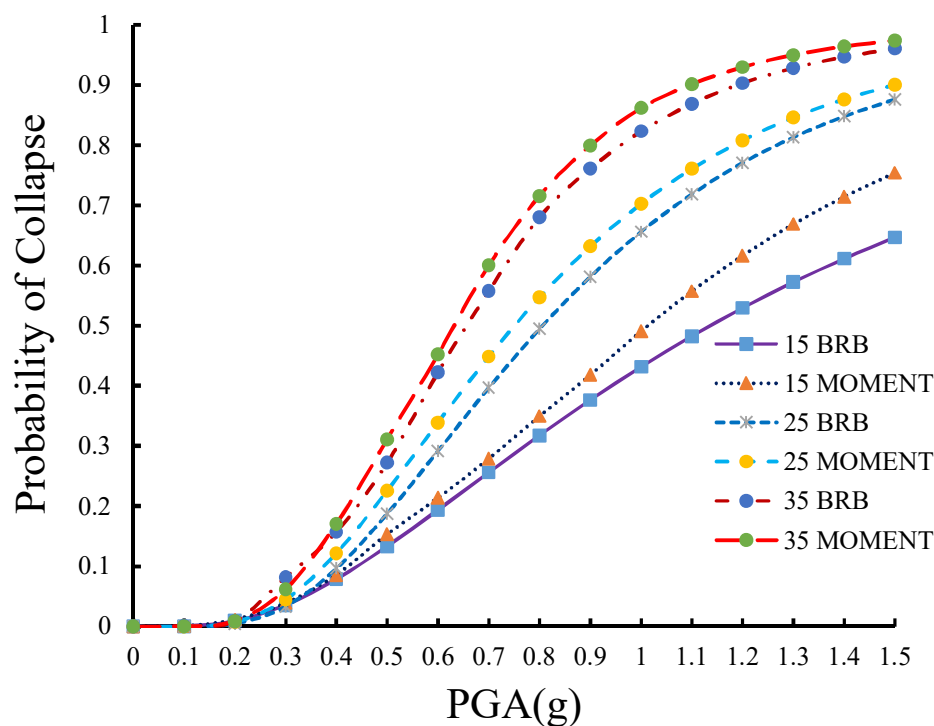
شکل (۴-۱۹) نمودار سطح آسیب زیاد برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب زیاد حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/44g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/41g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/32g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/28g$ و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/265g$ و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/25g$ اتفاق افتاده است.

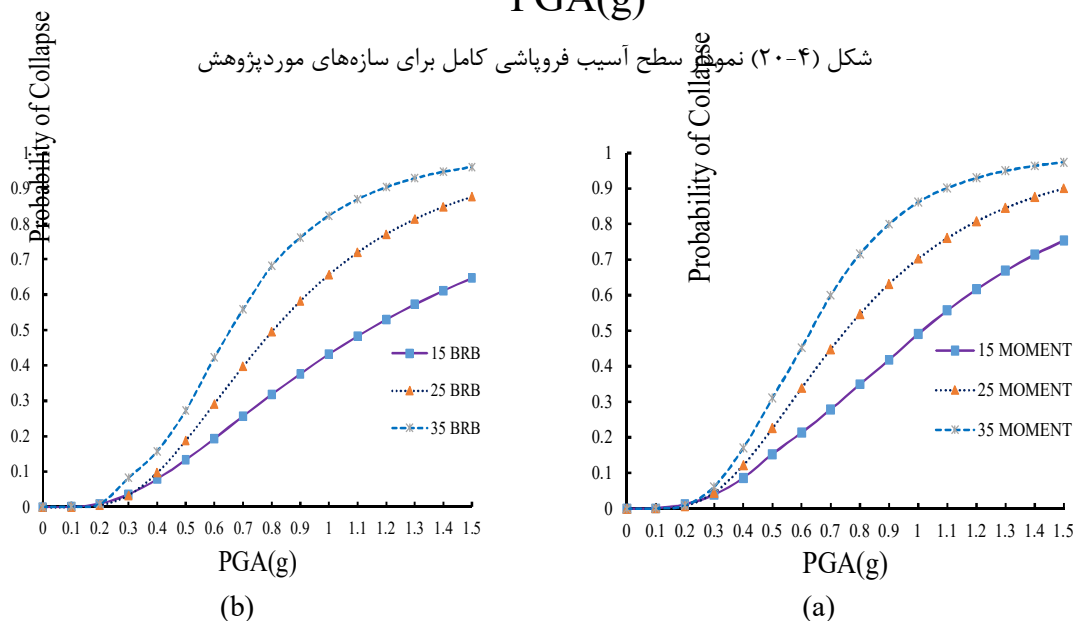
بنابراین مطابق نمودار فوق در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش $7/3\%$ شتاب گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به 50% سطح آسیب زیاد شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب زیاد به ترتیب برابر با $14/28\%$ و 8% برای 50% درصد سطح آسیب زیاد می‌باشد.

۴-۵-۴ مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل

مقایسه سطح آسیب زیاد برای سازه‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر به شرح زیر می‌باشد:



شکل (۴-۲۰) نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های مورد پژوهش



شکل (۴-۲۱) نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های (a) با سیستم باربر جانبی قاب خمشی (b) با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر در $1/14g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $1/01g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر در $0/81g$ در

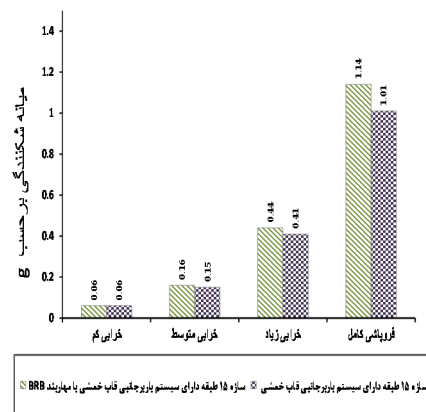
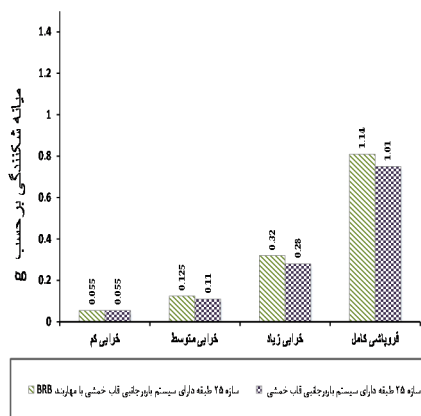
سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/75g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در 0/66g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/63g اتفاق افتاده است.

بنابراین مطابق نمودار فوق در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش 12/8% شتاب گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به ۵۰٪ سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با 8% و 4/7% برای ۵۰ درصد سطح آسیب متوسط می باشد.

۴-۶ تفسیر منحنی های شکنندگی

جهت تفسیر عملکرد ساختمان های مورد پژوهش تحت رکوردهای زلزله اصلی از مقادیر میانه شکنندگی در سطوح مختلف خرابی استفاده شد. میانه شکنندگی، میزان شدت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ برای هریک از سطوح خرابی نمایش می دهد.

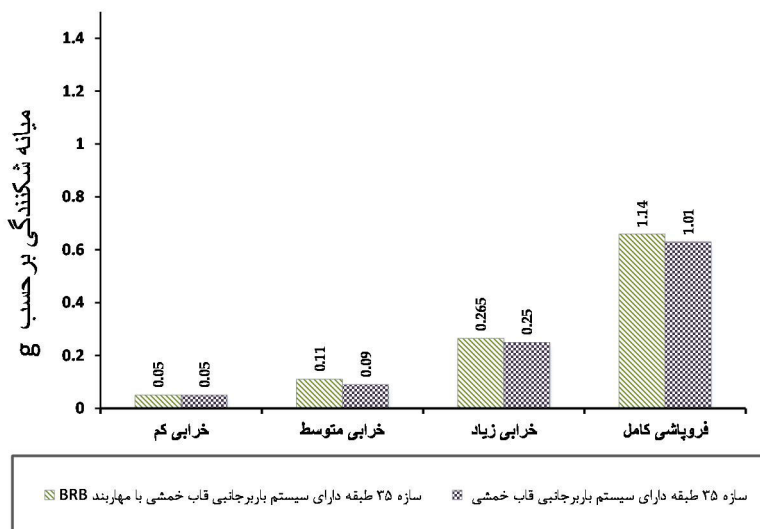
برای مشاهده مقادیر میانه شکنندگی خطی افقی از نقطه احتمال فرا گذشت ۵۰٪ روی محور قائم نمودار منحنی های شکنندگی رسم شده تا هریک از منحنی ها را قطع نماید، سپس از محور افقی عدد متناظر با محل تقاطع خط رسم شده با منحنی شکنندگی قرائت می گردد که این عدد، شدت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال ۵۰٪ برای سطح خرابی مورد نظر را نشان می دهد. در ادامه میانه شکنندگی ۶ مورد تحقیق را به صورت نموداری نمایش داده شده است.



(ب)

(الف)

شکل (۴-۲۲) الف: نمودار میانگین شکنندگی برای مدل‌های ۱۵ طبقه ب: نمودار میانگین شکنندگی برای مدل‌های ۲۵ طبقه



شکل (۴-۲۳) الف: نمودار میانگین شکنندگی برای مدل‌های ۳۵ طبقه

جدول (۴-۲) میانه شکنندگی چهار سطح خرابی سازه‌های مورد تحقیق

خرابی کم	خرابی متوسط	خرابی زیاد	فروپاشی کامل	
0.06g	0.15g	0.41g	1.01g	۱۵ طبقه-قاب خمشی
0.06g	0.16g	0.44g	1.14g	۱۵ طبقه- سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر قاب خمشی به همراه مهاربند BRB
0.055g	0.11g	0.26g	0.76g	۲۵ طبقه-قاب خمشی
0.055g	0.125g	0.32g	0.82g	۲۵ طبقه- سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر قاب خمشی به همراه مهاربند BRB
0.05g	0.09g	0.25g	0.61g	۳۵ طبقه-قاب خمشی
0.05g	0.11g	0.265g	0.65g	۳۵ طبقه- سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر قاب خمشی به همراه مهاربند BRB

۴-۷ جمع‌بندی

در این فصل به ترسیم و مقایسه نمودارهای IDA برای مدل‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شد و سپس به ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های ذکر شده، پرداخته شده است و در انتها به احتمال آسیب‌های کم، متوسط، زیاد و فروپاشی کامل در مدل‌های مورد تحقیق بررسی شده است.

۵. فصل پنجم

نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات تحقیقات آینده

۵-۱ مقدمه

همان‌طور که در فصل‌های قبل بیان شد هدف از این پژوهش بررسی تأثیر مهارندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های بتن‌آرمه دارای سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشد که به کمک آن بتوان سازه‌ای مقاوم با وزن کمتر طراحی کرد.

با بررسی خرابی‌های سازه‌ای آشکار شد که مهارندهای کمانش تاب با توجه به سختی و مقاومت بالایی که دارند در ساختمان‌های بلند پاسخ معقولی داشته و ضمن کاهش وزن سازه بتنی و کوچک شدن عدد جابجایی نسبی طبقات، آسیب‌پذیری احتمالی ساختمان را نیز کمتر از سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با همین تعداد طبقات و پلان مشابه نشان می‌دهد.

با توجه به نیاز دنیا به ساختمان‌های بلند مقاوم این تغییرات را در ساختمان‌های با تعداد طبقات مختلف در رسته سازه بلند اعمال کرده و مورد ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای قرار داده شد. در مرحله طراحی اولیه به دلیل فقدان ضریب رفتار سیستم سازه‌ای موردنظر در آیین‌نامه‌های سازه‌ای مورد استفاده در دنیا ابتدا اقدام به محاسبه ضریب رفتار بر اساس روش چوپرا اقدام گردید. در ادامه پس از طراحی سازه‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و مباحث ۶ و ۹ مقررات ملی ساختمان ایران اقدام به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موردنظر با ساختمان‌های قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه مشابه در تعداد طبقات و پلان به کمک نرم‌افزار اپنسیس کرده، که در ادامه نتایج حاصل شده از این تحقیق را شرح داده شده است.

۵-۲ جمع‌بندی

بعد از تحلیل و بررسی بر روی انواع سازه‌های بتن‌آرمه ویژه مشاهده گردید افزایش ارتفاع و تعداد طبقات برای سطوح خرابی کم و متوسط تأثیر آن‌چنانی ندارد ولی در سطوح خرابی زیاد و فروپاشی کامل اثر خود را نشان می‌دهد. ضمن آن که با افزایش تعداد طبقات کما اینکه در سازه‌های قاب خمشی نیز چنین بوده است می‌توان آسیب‌پذیری بیشتری را مشاهده کرد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب کم حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.06g$ و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.055g$ و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.05g$ رخ می‌دهد؛ بنابراین نوع سیستم باربر جانبی بر میزان افزایش یا کاهش سطح آسیب کم بدون تأثیر می‌باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب متوسط حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0.16g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.15g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0.125g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.11g$ ، برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0.11g$ و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.09g$ اتفاق افتاده است. بنابراین در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش 6.66% شتاب-گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به 50% سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با 8.7% و 2.22% برای 50% درصد سطح آسیب متوسط می‌باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب زیاد حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0.44g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0.41g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0.32g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب

خمشی در $0/28g$ ، برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/265g$ و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/25g$ اتفاق افتاد.

از این رو در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش $7/3\%$ شتاب-گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به 50% سطح آسیب زیاد شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب زیاد به ترتیب برابر با $14,28\%$ و 8% برای 50% درصد سطح آسیب زیاد می باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $1/14g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $1/01g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/81g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/75g$ و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر در $0/66g$ و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در $0/63g$ اتفاق افتاد؛ بنابراین مطابق نمودار فوق در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش 12% شتاب گرانش زمین نسبت به سازه قاب خمشی برای رسیدن به 50% سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با 8% و 4.7% برای 50% درصد سطح آسیب متوسط می باشد.

۵-۳ پیشنهادهایی برای تحقیقات آینده

در این پژوهش تنها ساختمان‌های بتن‌آرمه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه و سقف وافل مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است که با توجه به طیف زیاد انواع دستگاه‌های باربر جانبی بتن‌آرمه نظیر قاب‌های مجهز به دیوارهای برشی بتن مسلح و انواع سقف‌های مختلف در آینده می‌توان بر روی منحنی‌های شکنندگی این سازه‌ها در تعداد طبقات مشابه با پلان مورد استفاده تحقیقات انجام داد تا نتایج جامع‌تری در دست قرار گیرد.

ضمن آنکه انواع مهاربندی را در سازه‌های مورد مطالعه می‌توان به کار گرفت و بهترین رفتار و عملکرد لرزه‌ای را تعیین نمود.

در زمینه ضریب رفتار نیز می‌توان مقایسه اعداد به دست آمده از روش چوپرا با سایر روش‌ها را مورد مطالعه قرارداد که برای کارهای آینده بتوان فقدان ضریب رفتار سیستم مورد مطالعه در آیین‌نامه‌های سازه‌ای دنیا را از میان برد.

۶. پیوست

۱-۶ دستورات مدل سازی اپنسیس

دستورات مربوط به تعریف مصالح فولادی و بتنی به صورت زیر است:

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

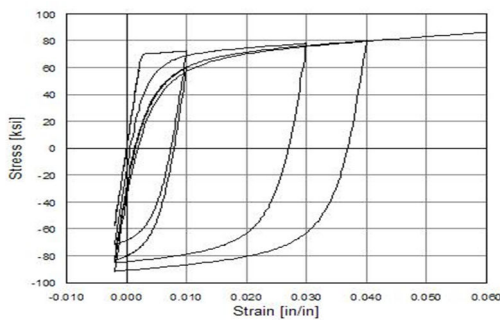
فولاد با دستور Steel02 دارای سخت شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز

در نظر می گیرد. شکل ۳-۵ مدل رفتار چرخه ای این مصالح را نشان می دهند.

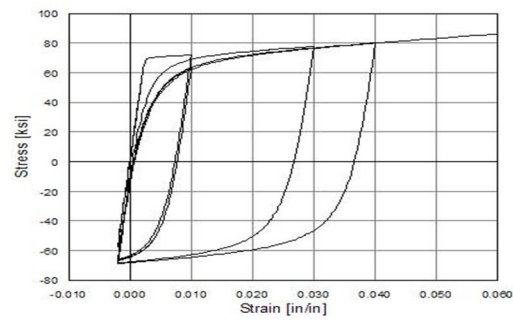
`uniaxialMaterial Concrete02 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $sepsU $lambda $ft $Ets`

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

کار می رود. شکل های ۳-۴ و ۳-۵ و ۳-۶ مدل رفتار این مصالح را نشان می دهند.

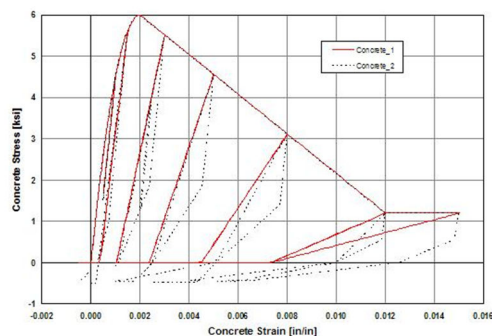


b



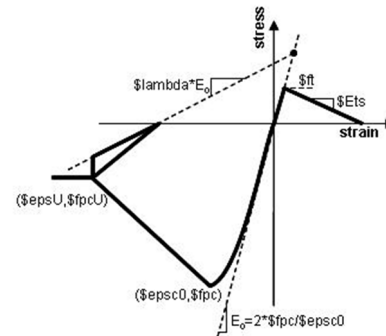
a

شکل (۱-۶) رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ (a) بدون سخت شدگی هیسترتیک، (b) با سخت شدگی هیسترتیک [۴۸]



شکل (۳-۶) مدل رفتار چرخه ای تنش-کرنش بتن

۰۲ [۴۸]



شکل (۲-۶) بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی

خطی [۴۸]

برای مدل سازی مهاربندهای کماتش تاب علاوه بر استفاده از دستور فولاد ۰۲ باید رفتار چرخه ای

لرزه ای را توسط دستور Section Aggregator به مصالح اولیه اضافه کرد، همچنین توسط دستور

Section Aggregator خصوصیات پیچشی مدل را نیز به مقاطع نسبت داده می شود.

section Aggregator \$secTag \$matTag1 \$dof1 \$matTag2 \$dof2 <-section

uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p <\$s3p \$e3p> \$s1n \$e1n
\$s2n \$e2n <\$s3n \$e3n> \$pinchX \$pinchY \$damage1 \$damage2 <\$beta>

Section Fiber \$secTag {

fiber<fiber arguments>

patch<patch arguments>

layer<layer arguments>

}

این دستور شامل سه بخش fiber، patch و layer می‌باشد که بنا به شکل مقطع از آن‌ها استفاده می‌شود. در ادامه هریک از این دستورات مورد بررسی قرار می‌گیرند.

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

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

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

\$A مساحت مقطع فایبر

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

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

\$numSubdivIJ تعداد تقسیم‌ها (فایبرها) در جهت IJ

\$numSubdivJK تعداد تقسیم‌ها (فایبرها) در جهت JK

\$yI \$zI \$yJ \$zJ \$yK \$zK \$yL \$zL مختصات رأس‌ها

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

این دستور برای ساخت لایه مستقیم از میلگردهای مسلح کننده به کار می‌رود.

\$numBars تعداد میلگردها در طول لایه

مساحت مقطع یک میلگرد SareaBar

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

برای این منظور از دستورات زیر استفاده می‌شود:

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

این دستور برای تعریف تعداد ابعاد مسئله (\$ndm) و تعداد درجات آزادی هر گره (\$ndf) می‌باشد.

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

با این دستور مختصات گره‌ها تعریف می‌گردد.

```
mass $nodeTag (ndf $MassVahues)
```

این دستور برای تخصیص جرم به گره‌های مدل در مواردی که تحلیل دینامیکی یا مودال مدنظر باشد به کار می‌رود.

```
fixX $xCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>
```

```
fixY $yCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>
```

```
fixZ $zCoordinate (ndf $ConstrValues) <-tol $tol>
```

دستورات فوق برای اعمال قید مرزی یک نقطه‌ای برای تمام نقاطی که به ترتیب مختصات X، Y و Z آن‌ها برابر است به کار می‌رود. به عبارت دیگر این دستور برای زمانی است که بخواهیم چندین گره را در یک تراز مقید کنیم. برای درجات آزادی مقید از (1) و رأی درجات آزادی نامقید از (0) استفاده می‌شود.

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

این دستور برای ساخت تعدادی قید چندنقطه‌ای به کار می‌رود و سبب می‌شود که درجات آزادی خاصی از گره‌های وابسته طوری مقید شوند که گویی این گره‌ها با گره مرجع در یک صفحه صلب قرار گرفته‌اند.

\$prepDirn جهت عمود بر صفحه صلب را نشان می‌دهد.

\$masterNodeTag نشان‌دهنده شماره گره مرجع است.

\$slaveNodeTag1 شماره گره‌هایی که باید به گره مرجع بسته شوند.

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

دستور ساخت المان تیرستون غیرخطی است و توزیع گسترده پلاستیسیته را در نظر می‌گیرد.

\$eleTag شماره المان

\$eleTag \$iNode شماره گره‌های ابتدا (i) و انتها (j)

\$numIntgrPts تعداد نقاط انتگرال‌گیری در طول المان

\$secTag شناسه مقطع که قبلاً تعریف شده است.

\$transfTag شناسه نوع تبدیل هندسی که قبلاً تعریف شده است.

برای تبدیل مختصات محلی به مختصات عمومی باید از دستور تبدیل هندسی استفاده شود.

دستورات متنوعی با کاربردهای متفاوت برای این منظور وجود دارد که در این مدل‌سازی از دستور

تبدیل هندسی خطی زیر استفاده می‌شود.

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

دستور فوق برای تبدیل هندسی در کارهای معمولی با جابه‌جایی‌های کم در مسائل سه‌بعدی کاربرد

دارد.

\$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ مؤلفه‌های X و Y و Z در سیستم عمومی بردار vecxz، برداری که

برای تعریف صفحه X-Z در سیستم مختصات عمومی به کار می‌رود.

در این مدل‌سازی از الگوی ساده استفاده شده و به معرفی آن می‌پردازیم.

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

دستور فوق شامل بخش‌هایی است که در زیر معرفی می‌شوند:

TimeSeriesType arguments سری زمانی اعمال بار (نحوه اعمال بار: ثابت، خطی، مستطیلی و ...)

load لیست دستوراتی که برای اعمال بار به یک گره به کار می‌رود.

sp لیست دستوراتی که برای اعمال یک تغییر مکان اجباری به یک گره به کار می‌رود.

eleLoad لیست دستوراتی که برای اعمال بار ه یک المان به صورت گسترده یا نقطه‌ای به کار می‌رود.

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

این دستور برای تعریف بارگذاری گسترده روی المان به کار می‌رود.

در تحلیل به شرح زیر است:

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

این دستور برای اختصاص میرایی رایلی به تمام المان‌ها و گره‌های از پیش تعریف شده استفاده می‌شود.

constraints Lagrange

این دستور تعیین می‌کند که چگونه معادلات قید در تحلیل اعمال شود. معادلات قید یک مقدار مشخص را در یک درجه آزادی اعمال کرده و یا رابط‌هایی بین درجات آزادی سیستم برقرار می‌کنند.

numberer RCM

این دستور ارتباط بین تعداد معادلات و درجات آزادی و نحوه شماره گذاری درجات آزادی را برقرار می‌کند.

system BandGeneral

این دستور سیستم حل معادلات را مشخص می‌کند.

test EnergyIncr 1.0e-8 10

این دستور برای ساخت گزینه هم‌گرایی به کار می‌روند. الگوریتم‌های حل مختلف نیازمند یک آزمون هم‌گرایی می‌باشند تا تعیین کنند درانتهای یک گام تکرار، هم‌گرایی حاصل شده است یا خیر. اعداد 1 و 8۰- میزان دقت هم‌گرایی و 10 تعداد تکرار را معین می‌کنند.

algorithm Newton

این دستور برای ساخت گزینه الگوریتم حل به کار می‌رود که گام‌های برداشته‌شده در جهت حل معادلات غیرخطی را مشخص می‌کند. الگوریتم نیوتن تنها یک تکرار برای حل دستگاه معادلات نیاز داشته و سختی سازه را در هر تکرار به‌روزرسانی می‌کند.

integrator LoadControl 0.1

دستور ساخت انتگرال‌گیر به دلایل زیر به کار می‌رود:

الف) تعیین و پیش‌بینی $t+dt$

ب) ماتریس مماسی و بردارهای پسماند را در هر مرحله تکرار مشخص می‌کند.

پ) تعیین گام اصلاحی بر اساس تغییر مکان افزایشی du

analysis Static

دستور آنالیز تعیین می‌کند چه نوع آنالیزی باید انجام شود. آنالیز استاتیکی مسئله $KU=R$ را حل می‌کند و نیازی به ماتریس جرم و ماتریس میرایی ندارد.

analyze 10

این دستور با توجه به دستور قبل که نوع آنالیز را مشخص می‌کرد، نوشته می‌شود. اگر آنالیز موفقیت‌آمیز بوده باشد، خروجی دستور عدد صفر و در غیر این صورت عددی کوچک‌تر از صفر می‌شود. عدد ۱۰ تعداد انجام آنالیز را مشخص می‌کند.

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

توسط این دستور می‌توان جابه‌جایی نسبی بین گره‌های i و j را در یک فایل متنی با نام موردنظر ثبت کرد.

۲-۶ جداول و مقاطع مدل‌ها

جدول (۱-۶) مقاطع قاب خمشی ۱۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۱۵ طبقه مجهز به مهاربند

طبقه	ابعاد تیر	آرماتور تیرها	ابعاد ستون	آرماتور ستون	* BRB
1	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۴۰Ø۲۵	۵۲۲۰
2	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۴۰Ø۲۵	۵۲۲۰
3	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۴۰Ø۲۵	۱۰۳۲۰
4	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۴۰Ø۲۵	۷۹۲۰
5	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۴۰Ø۲۵	۶۷۲۰
6	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۷۰×۷۰	۳۲Ø۲۵	۵۲۲۰
7	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۷۰×۷۰	۳۲Ø۲۵	۳۸۷۰
8	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۷۰×۷۰	۳۲Ø۲۵	۵۲۲۰
9	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۷۰×۷۰	۳۲Ø۲۵	۳۸۷۰
10	۷۰×۵۰	۷Ø۲۵	۷۰×۷۰	۳۲Ø۲۵	۳۸۷۰
11	۶۰×۶۰	۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۲۴Ø۲۵	۲۲۰۰
12	۶۰×۶۰	۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۲۴Ø۲۵	۲۲۰۰
13	۶۰×۶۰	۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۲۴Ø۲۵	۲۲۰۰
14	۶۰×۶۰	۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۲۴Ø۲۵	۱۰۰۰
15	۶۰×۶۰	۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۲۴Ø۲۵	۱۰۰۰

*مقاطع BRB با سطح مقطع معرفی شده از سایت شرکت ویرابریس (ViraBrace) قابل استفاده می باشد.

جدول (۶-۲) مقاطع قاب خمشی ۲۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۲۵ طبقه مجهز به مهاربند

طبقه	ابعاد تیر	آرماتور تیرها	ابعاد ستون	آرماتور ستون	BRB
1	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۴۸Ø۲۸	۶۷۲۰
2	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۴۸Ø۲۸	۶۷۲۰
3	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۴۸Ø۲۸	۱۰۳۲۰

۵۲۲.	۳۲۰۲۵	۷۰×۷۰	۶۰۲۵	۷۰×۴.	4	۴۸۰۲۸	۱۲۰×۱۲.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	4
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۷۹۲.	۳۲۰۲۵	۷۰×۷۰	۶۰۲۵	۷۰×۴.	5	۴۸۰۲۸	۱۲۰×۱۲.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	5
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۶۷۲.	۲۸۰۲۵	۶۵×۶۵	۶۰۲۵	۶۵×۴.	6	۴۴۰۲۵	۱۱۰×۱۱.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	6
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۶۷۲.	۲۸۰۲۵	۶۵×۶۵	۶۰۲۵	۶۵×۴.	7	۴۴۰۲۵	۱۱۰×۱۱.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	7
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۵۲۲.	۲۸۰۲۵	۶۵×۶۵	۶۰۲۵	۶۵×۴.	8	۴۴۰۲۵	۱۱۰×۱۱.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	8
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۶۷۲.	۲۸۰۲۵	۶۵×۶۵	۶۰۲۵	۶۵×۴.	9	۴۴۰۲۵	۱۱۰×۱۱.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	9
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۵۲۲.	۲۴۰۲۰	۶۰×۶۰	۶۰۲۵	۶۰×۴.	10	۴۴۰۲۵	۱۱۰×۱۱.	۶۰۲۵	۸۰×۶۰	10
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۶۷۲.	۲۴۰۲۰	۶۰×۶۰	۶۰۲۵	۶۰×۴.	11	۴۴۰۲۵	۱۰۰×۱۰.	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	11
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۵۲۲.	۲۴۰۲۰	۶۰×۶۰	۶۰۲۵	۶۰×۴.	12	۴۴۰۲۵	۱۰۰×۱۰.	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	12
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۵۲۲.	۲۴۰۲۰	۶۰×۶۰	۶۰۲۵	۶۰×۴.	13	۲۴۰۲۵	۱۰۰×۱۰.	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	13
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۲۴۰۲۰	۵۵×۵۵	۶۰۲۵	۵۵×۴.	14	۲۴۰۲۵	۱۰۰×۱۰.	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	14
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۲۴۰۲۰	۵۵×۵۵	۶۰۲۵	۵۵×۴.	15	۴۴۰۲۵	۱۰۰×۱۰.	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	15
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۲۴۰۲۰	۵۵×۵۵	۶۰۲۵	۵۵×۴.	16	۴۰۰۲۵	۸۰×۸۰	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	16
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۲۴۰۲۰	۵۵×۵۵	۶۰۲۵	۵۵×۴.	17	۴۰۰۲۵	۸۰×۸۰	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	17
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۱۶۰۲۰	۵۰×۵۰	۶۰۲۵	۵۵×۴.	18	۴۰۰۲۵	۸۰×۸۰	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	18
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۱۶۰۲۰	۵۰×۵۰	۶۰۲۵	۵۰×۴.	19	۴۰۰۲۵	۸۰×۸۰	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	19
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۳۸۷.	۱۶۰۲۰	۵۰×۵۰	۶۰۲۵	۵۰×۴.	20	۴۰۰۲۵	۸۰×۸۰	۶۰۲۵	۷۰×۵۰	20
			۶۰۲۵	۴.				۶۰۲۵		
۱۰۰۰	۱۶۰۲۰	۵۰×۵۰	۶۰۲۵	۵۰×۴.	21	۲۴۰۲۵	۶۰×۶۰	۵۰۲۵	۶۰×۴۰	21
			۶۰۲۵	۴.				۵۰۲۵		
۱۰۰۰	۱۶۰۲۰	۴۵×۴۵	۵۰۲۵	۴۵×۴۵	22	۲۴۰۲۵	۶۰×۶۰	۵۰۲۵	۶۰×۴۰	22
			۵۰۲۵	۴۵				۵۰۲۵		
۱۰۰۰	۱۶۰۲۰	۴۵×۴۵	۵۰۲۵	۴۵×۴۵	23	۲۴۰۲۵	۶۰×۶۰	۵۰۲۵	۶۰×۴۰	23
			۵۰۲۵	۴۵				۵۰۲۵		
۱۰۰۰	۱۶۰۲۰	۴۵×۴۵	۵۰۲۵	۴۵×۴۵	24	۲۴۰۲۵	۶۰×۶۰	۵۰۲۵	۶۰×۴۰	24
			۵۰۲۵	۴۵				۵۰۲۵		
۱۰۰۰	۱۶۰۲۰	۴۵×۴۵	۵۰۲۵	۴۵×۴۵	25	۲۴۰۲۵	۶۰×۶۰	۵۰۲۵	۶۰×۴۰	25
			۵۰۲۵	۴۵				۵۰۲۵		

جدول (۳-۶) مقاطع قاب خمشی ۳۵ طبقه جدول مقاطع قاب خمشی ۳۵ طبقه مجهز به مهاربند

طبقه	ابعاد تیر	آرماتور تیرها	ابعاد ستون	آرماتور ستون ها	BRB
1	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۹۵×۹۵	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
2	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۹۵×۹۵	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
3	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۹۵×۹۵	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
4	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۹۰×۹۰	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
5	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۹۰×۹۰	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
6	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۹۰×۹۰	۷Ø۲۵	۴۸Ø۲۸
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
7	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۷Ø۲۵	۴۰Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
8	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۷Ø۲۵	۴۰Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
9	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۷Ø۲۵	۴۰Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
10	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۸۰×۸۰	۷Ø۲۵	۴۰Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵	
11	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
12	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
13	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
14	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
15	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
16	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
17	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
18	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	
19	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۷۰×۷۰	۶Ø۲۵	۳۲Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵	

طبقه	ابعاد تیر	آرماتور تیرها	ابعاد ستون	آرماتور ستون ها
1	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
2	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
3	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
4	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
5	۱۰۰×۷۰	۷Ø۲۵	۱۲۰×۱۲۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
6	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۱۱۰×۱۱۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
7	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۱۱۰×۱۱۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
8	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۱۱۰×۱۱۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
9	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۱۱۰×۱۱۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
10	۹۰×۶۰	۷Ø۲۵	۱۱۰×۱۱۰	۷Ø۲۵
		۷Ø۲۵		۷Ø۲۵
11	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۰۰×۱۰۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
12	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۰۰×۱۰۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
13	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۰۰×۱۰۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
14	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۰۰×۱۰۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
15	۸۰×۶۰	۶Ø۲۵	۱۰۰×۱۰۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
16	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۸۰×۸۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
17	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۸۰×۸۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
18	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۸۰×۸۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵
19	۷۰×۶۰	۶Ø۲۵	۸۰×۸۰	۶Ø۲۵
		۶Ø۲۵		۶Ø۲۵

٢٢٠٠	٢٢Ø٢٥	٧.×٧.	٩Ø٢٥	٧.×٩.	20	٤.Ø٢٥	٨.×٨.	٩Ø٢٥	٧.×٩.	20
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
٣٨٧.	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٧.×٩.	21	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	21
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
٣٨٧.	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	22	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	22
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
٢٢٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	23	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	23
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
٢٢٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	24	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	24
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
٢٢٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	25	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٩Ø٢٥	٩.×٩.	25
			٩Ø٢٥					٩Ø٢٥		
١٠٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	26	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	26
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	27	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	27
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	28	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	28
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	29	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	29
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢٤Ø٢٥	٩.×٩.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	30	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	30
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢.Ø٢.	٥.×٥.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	31	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	31
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢.Ø٢.	٥.×٥.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	32	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	32
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢.Ø٢.	٥.×٥.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	33	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	33
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢.Ø٢.	٥.×٥.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	34	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	34
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		
١٠٠٠	٢.Ø٢.	٥.×٥.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	35	١٩Ø٢٥	٩.×٤.	٥Ø٢٥	٩.×٤.	35
			٥Ø٢٥					٥Ø٢٥		

مراجع

- [١] Wakabayashi, M -N -T. Kashibara, A. Morizono, T and Yakoyama, H. (1973). Experimental of Elsto-plastic Properties of Precast Concrete wall panels with built-in Insulating Braces. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan. p: 1041-1044.
- [٢] Uang, C.M. and Nakashima, M, (2003). Steel Buckling-Restrained Frames. Earthquake. 16th Recent Advances and Applications.

- [ʀ] André Almeida, R.F. Jorge M. Proença, António S. Gago. (2019). Seismic retrofit of RC building structures with Buckling Restrained Braces. *Engineering Structures*. 134: p. 14 -22.
- [ʁ] Zsarnóczy, A. Balogh, T. Gergely Vigh, A, (2015). On the European Norms of Design of Buckling Restrained Braced Frames. *The Open Civil Engineering Journal*, 11: p. 513 -534.
- [Δ] Jing Gong, Z.Z. Cong Zeng, (2017). Review of Research and Application of Reinforced Concrete Structures Strengthened by Braces *Materials Science and Engineering* 216.
- [ʕ] Uriz, P. (2005). Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures. Ph.D. thesis, Civil Engineering Dept, University of California, Berkeley, California.
- [Υ] Swaminathan Krishnan, Chen Ji, Dimitri Komatitsch, and Jeroen Tromp (2006) Performance of Two 18-Story Steel Moment-Frame Buildings in Southern California During Two Large Simulated San Andreas Earthquakes. *Earthquake Spectra*: November 2006, Vol. 22, No. 4, pp. 1035-1061.
- [Λ] Lin, K. C. Chen. J, Chang. H. (2009). Seismic reliability of steel framed buildings. *Structural Safety*. 32(3). p: 174-182.
- [ϰ] FREDDI, F. PADGETT, J.E, DALL'ASTA. (2012) A Life Cycle Cost Analysis of Low Ductility RC Frame Buildings Retrofitted by Modern Retrofit Techniques, in EACS 2012 – 5th European Conference on Structural Control: Genoa, Italy.
- [Ϭ] Khampanit, A. Leelataviwat, S, Kochanin, J, Warnitchai, P. (2014). Energy-based seismic strengthening of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces. *Engineering Structures*. 71: p. 114 -122.
- [ϭ] Della Corte, G. D'Aniello, M and Landolfo, R. (2015). Field-Testing of All Buckling-restrained Braces Applied to a Damage Reinforced Concrete Building. *Journal of Structural Engineering*. 141(1.)
- [Ϯ] Kuan-Yu, P. An-Chien, W, Keh-Chyuan, T, Chao-Hsien, L and Hsen-Han, K. (2016). Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism. *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct.*
- [ϯ] Kaplan, S. (1981) On The Method of Discrete Probability Distributions in Risk and Reliability Calculations—Application to Seismic Risk Assessment. *Risk Analysis*. 1(3): p. 177 -176.
- [ϰ] Kennedy, R.P.C. A.C. Campbell, R.D. Kaplan, S. and Perla, H.F, (1981). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Eng & Design*. 572.
- [Ϭ] R.P. Kennedy M.K. Ravindra, (1984). Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies. *Nuclear Engineering and Design*. 97(1): p. 49 -67.
- [ϴ] Hwang, J.W.J. a.H.H.M. (1988). SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF SHEAR WALL STRUCTURES.
- [ϵ] Eunsoo Choi, R.D. (2004). Bryant Nielson, Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*. 26: p. 179– 177.
- [ϭ] Bryant G. Nielson, R.D. (2006). Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 36: p. 723– 737. Department of Structural Mechanics: California.

- [۱۹] a component level approach. (2006). Earthquake Engng Struct. Dyn. 36: p. 723–737. Department of Structural Mechanics: California.
- [۲۰] Jing Gong et al. (2017). IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 216, 012025.
- [۲۱] Wang Qi'ang, W.Z.a.L.S. (2012). Seismic fragility analysis of highway bridges considering multi-dimensional performance limit state. Earthq Eng & Eng Vib. 11(2): p. 175-173.
- [۲۲] Hamidi Jamnani H, A.G. (2017). Faghimaleki H, Siesmic fragility analysis of improved RC frames using different type of bracing. Journal of engineering sience and technology. 12,4: p. 713-734.
- [۲۳] حسینی بای سید میرزاد، غلام زاده میثم، (۱۳۹۶). سومین کنفرانس سالانه پژوهش‌های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری، شیراز: ایران.
- [۲۴] م، رضایی. (۱۳۸۶). سهم ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری برای پوسته‌های کروی. دانشگاه علوم و فنون مازندران: بابل، ایران.
- [۲۵] Uang, C.M. (1991). Establishing R (or RW) and Cd factor for building seismic provisions. Journal of Structural Engineering. 119, 1.
- [۲۶]. Chopra, Anil K; Chintanapakdee, Chatpan; (2003). Inelastic deformation ratios for design and evaluation of strctures (single degree freedom bilinear systems); Report no. EERC 2003-09 AT Earthquake Engineering Research; University of Berkeley.
- [۲۷] ATC (1985). "Earthquake Damage Evaluation Data for California" Report No. ATC-13, Applied Technology Council.
- [۲۸] Shinozuka, M. Feng, Maria, Q. Kim, H.K. and Kim, S.H. (2000). "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development." Journal of Engineering Mechanics, 126(12), 1287–1296.
- [۲۹] Basoz, N. Kiremidjian, A. King, S. A. and Law, K. H. (1999). "Statistical Analysis offBridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake." Earthquake Spectra, 15(1).
- [۳۰] Choi, E. DesRoches, R. and Nielson, B. (2004). "Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones." Engineering Structures, 26(2), 187–199
- [۳۱] Aziminejad, A.S. and A. Moghadam, Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building. Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada, 2007.
- [۳۲] پهلوان، ح. (۱۳۸۶). کنترل سطح عملکردی ساختمان‌های بتن‌آرمه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی. پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- [۳۳] Park YJ and Ang AHS (1985) Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering ASCE.
- [۳۴] HAZUS-MH MR5, (2003). M.H.I.E.M.E.M.D.o.H.s. FEMA, Washington, D.C.
- [۳۵] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان "مقررات ملی ساختمان مبحث ششم: بارهای وارده بر ساختمان"، ۱۳۹۲.
- [۳۶] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰. (۱۳۹۳). ویرایش چهارم: ویرایش چهارم.

- [۳۷] H. Pahlavan, M. Shaianfar, G.G. Amiri, M. Pahlavan. (2015). Probabilistic seismic vulnerability assessment of the structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures, *Journal of Vibroengineering*, 17(5).
- [۳۸] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8). 1804-1826.
- [۳۹] S.M. Foroughi Moghadam. (2017). The Most Complete Applied References of OpenSEES, Negarand Danesh, Tehran.
- [۴۰] Shome N, Cornell CA. (1999). Probability seismic demand analysis of nonlinear structures Ph.D, dissertation. Stanford University.
- [۴۱] FEMA. Quantification of building seismic performance factor. (june 2009). FEMA p695. Federal Emergency Management Agency. Washington. DC.
- [۴۲] H. Pahlavan, G.G. Amiri, (2016). Probabilistic Seismic Assessment and Retrofitting of RC Bridges Using OpenSees: Azadeh, Tehran.
- [۴۳] A. Elnashai, R. Pinho, S. Antoniou. (2000). INDYAS-A Program for INelastic DYnamic Analysis of Structures, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Report No. ESEE 00-2, Imperial College, London.
- [۴۴] IBC. International building code, (2003). I.C.C.I. Falls Church, VA.
- [۴۵] ASCE-7. Minimum design loads for buildings and other structures, (2002). Structural Engineering Institute (SEI), Reston, VA.
- [۴۶] American Institute of Steel Construction (AISC). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." (2005). Including Supplement No. 1, AISC, Chicago, IL.
- [۴۷] Lignos, D. H. Krawinkler, and A. Whittaker, Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4 story steel moment frame. (2011). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 40(7): p. 807-825.
- [۴۸] حسینی، س.م.و. ه. کنارنگی، کاربرد نرم افزار OpenSees در مدل سازی و تحلیل سازه ها. ۱۳۹۲ انتشارات آزاده، تهران.

Probabilistic Seismic Performance Assessment of Tall Buildings Having Special RC Moment Frames Equipped with Buckling Restrained Braces (BRBs)

ABSTRACT

Concrete shear walls would improve the stiffness and ductility of moment frame systems in tall buildings, but the weight of the aforementioned structural system would

cause foundation engineering problems especially in loose sandy soils. An appropriate choice for solving this problem is substituting shear walls with buckling restrained braces (BRB), having less weight and provide appropriate ductility and stiffness, In seismic design of structures. In this study, 3 models of 15, 25 and 35 floor buildings with two systems of special reinforced concrete moment frame and also special reinforced concrete moment frame equipped with buckling restrained brace, designed in accordance with the Iranian design codes. After the structural element sections are finalized, 3d models are modeled in OpenSees. And by choosing a number of appropriate earthquake records compatible with the target spectrum, Incremental Nonlinear Dynamic Analysis (IDA) are performed. The maximum story drift are considered as demand parameter. By selecting the HAZUS relative displacement capacity for seismic performance damage levels (Slight, Moderate, Extensive and Complete) seismic fragility curves are produced. In taller building models more seismic Fragility is observed. For example in complete damage state for 15, 25, 35 floor models having special RC frames the median fragility are 1/01g, 0/76g and 0/61g respectively. Moreover, the median seismic fragility for Complete damage state for 15, 25, 35 models equipped with BRBs are 1/14g, 0/82g and 0/65g, respectively.

KEYWORDS

Probabilistic seismic assessment; Special RC moment frame; Buckling Restrained Braces; Fragility curves; Incremental dynamic analysis



Faculty of Civil Engineering
M.Sc Thesis in Structural Engineering

**Probabilistic Seismic Performance Assessment of Tall
Buildings Having Special RC Moment Frames Equipped with
Buckling Restrained Braces (BRBs)**

By: Ali Zarif Moghadam Basefat

Supervisor
Dr Hossein Pahlavan
Dr Mohamad Shamekhi Amiri

Advisor
Dr Pejman Namiranian

September 2019