

بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم پشت قوی جهت به کارگیری در سازه‌های با ارتفاع زیاد در معرض زلزله حوزه دور

حسین بهزادنسب، احسان درویشان*، رضا اسمعیل آبادی، حسن رضازاده

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن، ایران

* Eh.darvishan@iau.ac.ir

چکیده

از آنجا که تعداد بسیار زیادی سازه مهاربندی فولادی وجود داشته و تعداد این سازه‌ها رو به افزایش است، مطالعه وضعیت خسارت و عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای یک مسأله مهم و حیاتی می‌باشد. امروزه سازه‌هایی نیاز است که پس از زلزله عملکرد خود را حفظ کرده و قادر به سرویس دهی بعد از زلزله باشد. اخیراً سیستمی به نام سیستم سازه‌ای پشت قوی که ترکیبی از دو خرپای الاستیک و پلاستیک می‌باشند مطرح گردیده است سیستم سازه‌ای SBS در واقع شامل ویژگی‌های دو نوع سیستم مقاوم می‌باشد. این سیستم دهانه مهاربندی را به دو قسمت مختلف تقسیم می‌کند که یک بخش آن شامل یک خرپای قائم می‌باشد که به گونه‌ای طراحی شده است که در حالت الاستیک باقی بماند و تغییر شکل یکنواخت در ارتفاع سازه را فراهم کند تا نیروها به‌طور یکنواخت‌تر در ارتفاع ساختمان توزیع شوند و همچنین شکل‌گیری مکانیسم‌های طبقه نرم به تأخیر بیفتد. در محدود مطالعات صورت گرفته در خصوص سازه‌های مجهز به سیستم پشت قوی که در آن‌ها از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده و تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده و همچنین در هیچ یک از مطالعات مذکور، به طور مشخص سازه‌هایی با ارتفاع زیاد مورد توجه قرار نگرفته است. از این رو در این تحقیق سازه‌های با ارتفاع زیاد مورد بررسی قرار می‌گیرند نتایج نشان‌دهنده آن است اگر المان‌های خرپایی به خرپای الاستیک سیستم سازه‌ای پشت قوی افزوده گردد عملکرد لرزه‌ای این سیستم به طور قابل توجهی بهبود پیدا می‌کند.

کلمات کلیدی

عملکرد لرزه‌ای، سیستم پشت قوی، سازه با ارتفاع زیاد، خرپای الاستیک، خرپای پلاستیک

آیین‌نامه‌های ساختمانی با در نظرگیری بارگذاری لرزه‌ای تمام ساختمان‌های جدید ساخته شده را ملزم می‌کنند که در هنگام وقوع زمین لرزه حداقل خطر ریزش را داشته باشند. با این حال، آیین‌نامه‌های ساختمانی، عملکرد ساختمان را از منظر تأثیر اقتصادی تعمیر، تخریب یا بازسازی پس از زلزله در نظر نمی‌گیرند ساختمان‌هایی که طبق الزامات آیین‌نامه احداث می‌گردد می‌توانند ساکنان را ایمن نگه دارند، اما ممکن است سطوح مختلفی از قابلیت استفاده پس از زلزله را داشته باشند که می‌تواند از نظر اقتصادی بر مالکان و ساکنان ساختمان تأثیر بگذارد. به عنوان مثال، پس از وقوع زلزله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی نگرانی‌هایی را ایجاد کرده است زیرا قاب‌های مهاربندی شده تمایل به ایجاد طبقه نرم دارند. تحت بارگذاری لرزه‌ای، مهاربندها در قاب‌های مهاربندی شده به گونه‌ای طراحی شده‌اند که با تسلیم شدن یا کماتش انرژی اتلاف می‌کنند در نتیجه سختی و مقاومت طبقه کاهش می‌یابد. وقتی این اتفاق می‌افتد، ستون‌ها به یک مسیر بار اولیه برای توزیع نیروها به طبقات مجاور تبدیل می‌شوند. با این حال، اگر ستون‌ها مسیر بارگذاری مناسبی را از نظر مقاومت و سختی فراهم نکنند، آسیب‌ها در طبقاتی که پاسخ غیر الاستیک شروع شده متمرکز می‌شوند و آسیب‌های سازه‌ای جبران ناپذیر و کاهش عملکرد سازه را به همراه دارد. میزان آسیب بر زمان عملکرد ساختمان تأثیر می‌گذارد و اگر انحرافات باقیمانده خیلی شدید باشد، حتی می‌تواند منجر به تخریب ساختمان شود. در طول تاریخ همواره، زمین لرزه‌ها به علت فروریزش سازه‌ها، باعث تلفات مالی و جانی گردیده‌اند. در یک رویداد شدید زلزله، عناصر اصلی سازه مانند تیرها و ستون‌ها به شدت تحت تأثیر قرار می‌گیرند. هنگامی که یک ساختمان تحت موج لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مقدار زیادی انرژی در داخل ساختمان توزیع می‌شود و سطح آسیب ناشی از زلزله، بستگی به اتلاف این انرژی دارد. همواره مهندسين سازه به دنبال این بوده‌اند که با طراحی سیستم‌های مقاوم برابر جانبی، موجب اتلاف هر چه بیشتر انرژی زلزله در سازه شوند.

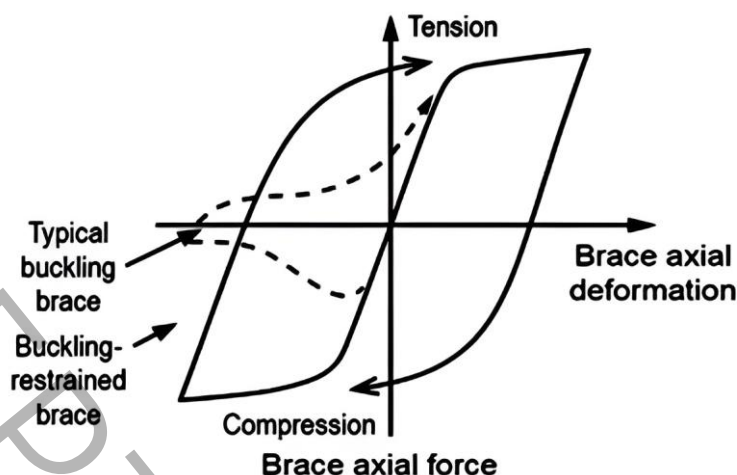
مطالعات عددی، آزمایشات تجربی و مشاهدات پس از زلزله‌ها نشان داده است که قاب‌های مهاربندی متداول در هنگام زلزله‌های شدید به دلیل کماتش عضو فشاری تمایل به تشکیل مکانیسم طبقه نرم دارند [۱،۲،۳]. اکثر مشکلات قاب‌های مهاربندی همگرا ناشی از کماتش مهاربندها می‌باشد مهاربندهای همگرا در بارهای سیکلی ظرفیت‌شان کاهش پیدا می‌کند و تفاوت‌هایی بین ظرفیت فشاری و کششی آن‌ها ایجاد می‌گردد تحقیقات زیادی از سوی محققین برای ساخت مهاربندی که رفتار الاستو پلاستیک ایده‌آلی در فشار و کشش داشته باشد انجام شد [۴].

مهاربندهای کماتش تاب سختی و قابلیت اتلاف انرژی بالایی دارند ابتدا توسط محققین ژاپنی در دهه ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند [۵]. نخستین استفاده از این سیستم توسط کلارک و همکارانش در آمریکا مربوط به سال ۲۰۰۰ می‌باشد که یک ساختمان با این سیستم سازه‌ای که در محوطه دانشگاه کالیفرنیا قرار داشت مورد مطالعه قرار دادند [۶]. سپس سابل و همکاران در سال ۲۰۰۱ جامع‌ترین مطالعه عددی را در حوزه مهاربندهای کماتش تاب انجام دادند [۷] بدین ترتیب ساختمان‌های ساخته شده با مهاربند کماتش تاب تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بود [۸].

در مهاربند کماتش تاب برای جلوگیری از کماتش مهاربند آن را به کمک یک پوسته‌ی فلزی محصور کرده و درون این پوسته را به کمک بتن پر می‌کنند قاب مهاربندی کماتش تاب به نسبت مهاربند CBF^1 انعطاف‌پذیری بیشتری دارد، زیرا ناحیه هسته BRB^2 به جای تسلیم شدن مقاومت کماتشی ایجاد می‌کند. این مهاربندها طوری طراحی می‌شوند که در برابر کماتش مقاوم بوده، بنابراین تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای کششی و فشاری حاصل از نیروهای زلزله دارای منحنی‌های متقارن می‌باشند [۹].

بنابراین سیستم مهاربندی کماتش تاب یک شاخه‌ای از سیستم‌های مهاربندی همگرا می‌باشد که از کماتش مهاربند جلوگیری به عمل می‌آورد. شکل ۱ منحنی رفتاری دو سیستم مهاربند کماتش تاب و مهاربند همگرا را مقایسه کرده است. در این شکل پاسخ هیستریزس یک عضو BRB در مقابل مهاربند مرسوم رسم شده است.

1. Concentrically Braced Frame
2..Buckling Restrained Brace



شکل ۱: مقایسه رفتار چرخه‌ای مهاربند BRB در مقابل مهاربندهای مرسوم [۹]

قاب‌های مهاربندی BRB بسیاری از مشکلات قاب‌های مهاربند همگرا را بهبود بخشیده‌اند، دارای نقاط ضعفی نیز می‌باشند اگرچه کل سیستم از ظرفیت شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای مرسوم برخوردار است، ولی سختی کمی که پس از تسلیم مهاربند کمانش تاب ایجاد می‌کنند و همچنان می‌توانند منجر به تغییر شکل‌های نسبتاً بزرگ دائمی در این سیستم شوند. تغییر شکل دائمی BRBها ممکن است بزرگتر از CBFها باشد [۱۰]. لذا پژوهشگران این حوزه به دنبال راهی بودند که مکانیسم طبقه نرم را در سازه‌های مهاربندی کنترل کنند و آن‌ها سیستم‌های مهاربندی پشت قوی را پیشنهاد دادند.

مرزوق و ترمیلی در سال ۲۰۰۶ [۱۱] ساختمان‌های ۸، ۱۲، ۱۶، ۲۰ و ۲۴ طبقه مورد مطالعه قرار دادند این ساختمان‌ها شامل قاب مهاربندی شده با سیستم خرپایی بود مطالعات آن‌ها نشان داد که سیستم خرپایی الاستیک توزیع یکنواخت‌تری را در امتداد ارتفاع ساختمان فراهم می‌کند و همچنین ظرفیت ترمیم بیشتری در مقایسه با CBF معمولی و BRB ایجاد می‌کند.

ماهین و همکارانش در سال ۲۰۱۰ [۱۲] یک ساختمان منظم دو طبقه با سیستم سازه‌ای پشت قوی را مورد مطالعه قرار دادند و با استفاده از نرم‌افزارهای عددی، تحلیل الاستیکی انجام دادند. در تحقیق آن‌ها از سطح مقطع‌های مختلف برای مهاربند BRB و مهاربند های معمولی استفاده کردند تا اثر این عامل بر سختی جانبی سازه مورد بررسی قرار بگیرد همچنین محل نقاط اتصال مهاربندها به تیر طبقه را متغیر قرار دادند تا عملکرد پیکربندی‌های متفاوت را هم منظور کنند. نتایج این تحقیق نشان داد که پتانسیل سیستم سازه‌ای SBS^۱ در توزیع یکنواخت تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات (دریفت) می‌باشد.

سیمسون و همکارانش در سال ۲۰۱۷ [۱۳] نتایج آزمایشگاهی و عددی را در رابطه با سیستم SBS ارائه دادند. مدل آن‌ها از دو بخش تشکیل شده است بخش اول خرپای غیر الاستیک می‌باشد که از مهاربند کمانش تاب برای اتلاف انرژی استفاده شده است و بخش دوم که خرپای قائم الاستیک، که برای کنترل طبقه نرم استفاده شده است. بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده نتایج آن‌ها نشان داد که سیستم SBS با موفقیت مانع از ایجاد مکانیزم طبقه نرم حتی پس از گسیختگی مهاربند کمانش تاب شده است. همچنین بعد از گسیختگی مهاربند کمانش تاب سیستم SBS با بسیج کردن بخش‌های دیگر سازه به طور قابل ملاحظه‌ای سختی و مقاومت را افزایش داده و اتلاف انرژی به درستی صورت گرفته است.

سیمسون و ماهین در سال ۲۰۱۸ [۱۴] روش طراحی جدیدی را برای سیستم SBS مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه یک رویکرد احتمالاتی برای ارزیابی طراحی یک قاب SBS بر اساس آیین‌نامه [۱۵] FEMA P695 ارائه کردند. می‌توان از نتایج این مطالعه کاهش ابعاد المان‌های سیستم SBS را نام برد و همچنین توزیع یکنواخت تغییر مکان جانبی و کاهش دریفت پسماند در مقایسه با قاب مهاربندی کمانش تاب در مطالعه آن‌ها مشاهده شد.

^۱ . StrongBack System

سیمسون در سال ۲۰۲۰ [۱۶] اثرات مودهای بالاتر بر سیستم سازه‌ای پشت قوی را در یک سازه ۴ طبقه مورد بررسی قرار دادند از آنجایی که سیستم سازه‌ای پشت قوی به گونه‌ای طراحی شده بود که در همه مودها الاستیک باقی بماند، می‌تواند مقاومت و سختی قابل توجهی را در مودهای بالاتر از خود نشان دهد و در مقایسه با سیستمی که اجازه تشکیل طبقه نرم را دارد، در مودهای بالاتر نیروی تقریباً الاستیک در خرپا ایجاد می‌کند. برخلاف پاسخ مود بالاتر در سیستم‌های تسلیم سنتی، که می‌تواند مکانیسم‌های طبقه نرم را تشکیل دهد، نیروهای مود بالاتر در SBSها توسط مکانیزم تسلیم محدود نمی‌شوند، و تا زمانی که پشت قوی به گونه‌ای طراحی شده باشد که تحت سطوح قابل توجهی از لرزش زمین، الاستیک باقی بماند، خرپا الاستیک می‌تواند به جمع‌آوری نیروی‌های مورد نیاز در مود بالاتر ادامه دهد. اثرات مودهای بالاتر هنگام طراحی پشت قوی برای برآورده کردن معیارهای طراحی مقاومت و سختی واقعی باید در نظر گرفته شود. در مودهای بالاتر زمانی که سیستم پشت قوی در حالت الاستیک قرار دارد پشت قوی تقاضاها را به طور یکنواخت توزیع می‌کند و شکل‌گیری مکانیسم طبقه نرم را کاهش می‌دهد. در نتیجه، روش‌های طراحی و تحلیل برای قاب‌های مهاربندی شده پشت قوی باید شامل برآوردی تقریباً الاستیک برای مودهای بالاتر باشد.

تورانی و همکارانش در سال ۲۰۲۰ [۱۷] ساختمان‌های ۳،۶ و ۱۲ طبقه با سه نوع پیکربندی متفاوت در محل تلاقی مهاربندها به تیر مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که سیستم پشت قوی به خوبی توانسته در زلزله‌های منفرد از ایجاد تغییر شکل در سازه‌ها جلوگیری کند و همچنین در سناریوهای مختلف توالی لرزه‌ای در حوزه نزدیک به گسل به خصوص در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه نه تنها به طور کلی از تمرکز تغییر شکل ممانعت کند بلکه دررفت‌های حداکثر و پسماند مناسبی را در سازه ایجاد کرد ولی تحت زلزله های حوزه دور در طبقات بالایی سازه‌ها اثرات موضعی تمرکز تغییر شکل مشاهده شد.

تقی‌زاده و همکارانش در سال ۲۰۲۱ [۱۸] اثرات خاک‌های مختلف را بر روی رفتار سیستم‌های سازه‌ای مهاربند پشت قوی تحت زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار دادند. مدل‌های مورد استفاده آن‌ها شامل سازه‌های ۳،۶، و ۱۲ طبقه با سه نمونه پیکربندی مختلف در محل تقاطع مهاربندها را شامل می‌شد. دو نمونه خاک سخت و نرم مورد استفاده قرار دادند برای تحلیل این سازه‌ها، از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی استفاده کردند تحقیق آن‌ها شامل هفت شتاب نگاشت زلزله حوزه دور و هفت شتاب نگاشت زلزله حوزه نزدیک می‌شد. نتایج نشان داد که اثر زلزله‌های نزدیک به گسل روی سازه‌ها مهاربندی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه بیشتر است.

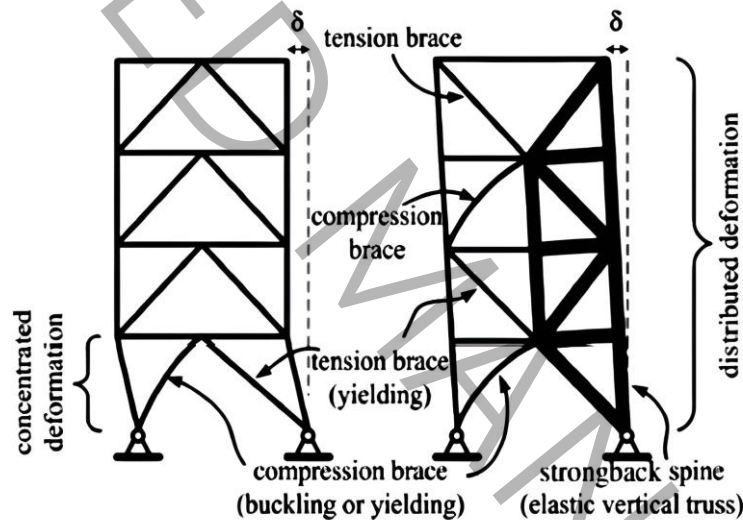
ابوالقاسمی و همکارانش در سال ۲۰۲۴ [۱۹] یک مطالعه آزمایشگاهی با به کارگیری دمپر در سیستم سازه‌ای پشت قوی انجام دادند مطالعه آن‌ها شامل یک مدل واقعی در مقیاس آزمایشگاهی می‌شد نتایج نشان داد که ستون واسط تغییر مکان‌های یکنواخت‌تری در ارتفاع سازه توزیع می‌کند که این امر از تشکیل مکانیزم طبقه نرم جلوگیری و آن را به تأخیر می‌اندازد. مکانیزم طبقه نرم می‌تواند منجر به آسیب‌های موضعی در هنگام رخداد زلزله شوند. ستون واسط در سیستم سازه‌ای پشت قوی به عنوان یک عنصر پایدارکننده عمل می‌کند مقاومت کلی سازه را افزایش می‌دهد.

عمدتاً مطالعات معطوف به تحلیل‌های دینامیکی و دینامیکی فزاینده شده‌اند [۲۰-۲۲] و از تحلیل دینامیکی فزاینده برای استخراج منحنی‌های شکنندگی، شبیه‌سازی تأثیرات لرزه‌ای و شناسایی مکان‌های مستعد خرابی سازه‌ها استفاده شده است.

بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم پشت قوی جهت به کارگیری در سازه‌های با ارتفاع زیاد از جمله مواردی است که کمتر به آن پرداخته شده است. در این تحقیق، به بررسی راهکارهایی برای بهبود رفتار سیستم‌های سازه‌ای پشت قوی جهت استفاده در سازه‌های با ارتفاع زیاد پرداخته می‌شود. بدین منظور المان‌های خرپایی به خرپای الاستیک سازه پشت قوی افزوده می‌شود و پاسخ مدل‌های طراحی شده با المان اضافه خرپایی در خرپای الاستیک با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل بار افزون مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۲- معرفی سیستم مهاربندی پشت قوی

به نوعی می‌توان گفت اولین مفاهیم سیستم سازه‌ای پشت قوی (SB^1) توسط ترمبلی در سال ۲۰۰۳ پیشنهاد شد [۲۳]. مهاربند های SBF^2 از مهاربندهای ZBF^3 مشتق شده است، جایی که یک خرپا الاستیک عمودی جایگزین یکی از نیمه‌های مهاربند ZBF می‌شود. در سیستم خرپا الاستیک، نیروها به طور یکنواخت در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شوند و مکانیسم طبقه نرم کاهش می‌یابد. در سال ۲۰۱۵ [۲۴] لی و ماهین مفاهیم خرپای الاستیک را گسترش دادند، آن‌ها سه نمونه مختلف از قاب دو بعدی ۶ طبقه با سیستم SBS را مورد تحلیل و آنالیز قرار دادند و پاسخ‌های به دست آمده را با پاسخ‌های حاصل از سه نمونه قاب دو بعدی با سیستم قاب مهاربندی معمولی مقایسه کردند و به تشریح این سیستم نوین سازه‌ای پرداختند. قاب SBS از دو خرپای قائم فولادی غیر الاستیک و غیر الاستیک تشکیل می‌شود که خرپای غیر الاستیک که شامل اعضای مهاربندی متداول یا کمانش تاب می‌باشند، خرپای الاستیک با کنترل توزیع دررفت بین طبقات از رفتار طبقه نرم جلوگیری می‌کند و یا آن را به تأخیر می‌اندازد. خرپای الاستیک قاب SBS به گونه‌ای طراحی می‌شود که در حین زلزله حالت الاستیک باقی بماند تا تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات (دررفت) در طول ارتفاع سازه تقریباً یکنواخت توزیع شوند. یک قاب SBS از دو دهانه تشکیل می‌شود که در یک دهانه خرپا الاستیک در سمت راست و در دهانه دیگر خرپای پلاستیک در سمت چپ قرار گیرد (شکل ۲).



شکل ۲: توزیع تغییر شکل قاب مهاربندی معمولی و مهاربند پشت قوی [۲۴]

1. Strongback
2. StrongBack Frame
3. Zipper Brace Frame

۳- مطالعه موردی

در این تحقیق، برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم پشت قوی جهت به کارگیری در سازه‌های با ارتفاع زیاد، از پلان مربع شکل با ۴ دهانه ۵ متری استفاده شده است (شکل ۳). مدل‌های مورد مطالعه شامل سازه‌های ۱۲،۸ و ۱۶ طبقه است که محل تقاطع مهار بند ها با تیر در نصف دهانه طول تیر می‌باشد. ارتفاع تمامی طبقات ۲،۹ لحاظ گردیده است. بار مرده طبقات، بار زنده طبقات و بار زنده بام به ترتیب ۲، ۶ و ۱،۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار سازه‌ها ۸ فرض شده است برای مدل‌سازی و تحلیل از فولاد ST۳۷ با مشخصات مصالح فولادی مورد استفاده در جدول ۱ لیست شده است. برای طراحی سازه‌های فولادی و طراحی لرزه ای به ترتیب از [۲۵] ANSI/AISC 341-16 و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۶] استفاده شده است.

جدول ۱: مشخصات مصالح فولادی مورد استفاده برای تحلیل

پارامتر	مقدار
مدول الاستیسته (گیگاپاسکال)	۲۱۰
ضریب پواسون	۰،۳
تنش تسلیم هسته مهاربند کمانش تاب (مگا پاسکال)	۲۳۵
ضریب اصلاح سختی مهاربند کمانش تاب	۱،۵
تنش تسلیم (مگا پاسکال)	۲۳۵
تنش نهایی (مگا پاسکال)	۳۷۰
مقدار نقص اولیه برای کمانش مهاربندها	۰،۰۰۱
میرایی (درصد)	۵

در این پژوهش مدل‌سازی، تحلیل‌های بار افزون و تحلیل دینامیکی افزایشی مدل‌ها با زبان Tcl در نرم‌افزار OpenSees [۲۷] انجام شده است. نرم‌افزار OpenSees یک نرم‌افزار کد باز و رایگان است که با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه‌ها می‌پردازد. این نرم‌افزار دارای یک آرشیو کامل از انواع رفتارهای خطی و غیر خطی می‌باشد. مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از مقطع الیافی با دستور Section Fiber ایجاد شده است و اجزای سازه‌ای به منظور غیر خطی شدن به مانند شکل ۴ مش‌بندی شده‌اند، از مصالح فولادی Steel02 برای مدل‌سازی المان‌ها استفاده شده است زیرا در این نوع مصالح هنگام ورود از ناحیه خطی به ناحیه غیر خطی یک شیب ملایم وجود دارد که از خطای همگرایی می‌تواند جلوگیری نماید. اتصالات تیرها و ستون‌ها مفصلی تعریف شده است و همچنین اتصالات پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشند. به منظور اعمال کمانش در مهاربندها در عضو مهاربندی باید یک نقص اولیه وجود داشته باشد. بدین منظور برای در نظرگیری کمانش، برای هر یک از این المان‌های مهاری به مقدار ۰،۰۰۱ طول عضو خروج از مرکزیت اعمال شده است. برای مدل‌سازی تیرها، ستون‌ها و مهار بندها از دستور ForceBeamColumn استفاده شده است. برای کاهش زمان تحلیل قسمتی از پلان به صورت دو بعدی استخراج گردید و مدل‌سازی آن انجام گردید به جهت منظور کردن آثار حذف شده ستون های ثقلی که در مدل‌سازی پلان در هنگام تبدیل مدل سه بعدی طراحی شده به مدل دو بعدی منظور نگردیده است از ستون متکی استفاده شده است. برای در نظر گرفتن اثرات پی دلتا ($P-\Delta$)، ستون مجازی (Column Leaning) با اتصال مفصلی در تکیه گاه مدل شده است. این ستون‌ها به وسیله تیرهای مجازی صلب (Link Rigid) به ستون‌های قاب مهاربندی شده به صورت مفصلی متصل شده اند.

مدل رفتاری غیر خطی [۲۸] Menegotto and Pinto، [۲۹] Lignos and Karamanci و [۳۰] Hsiao, D. Lehman استفاده شده است که در شکل ۴ شرح داده شده است.

به منظور مقایسه عملکرد دو سیستم سازه‌ای BRB و SBS، از مقاطع یکسان تیر و ستون در هر دو سیستم سازه‌ای استفاده شده است. همچنین، در طراحی دهانه مهاربندی در سیستم SBS، با در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت $\Omega = 2.5$ ، از الاستیک ماندن خرابی قائم اطمینان حاصل شده است.

از آنجا که مهاربند BRB تحت نیروی کششی و فشاری تسلیم می‌شود و کمانشی در آن رخ نمی‌دهد پس ظرفیت فشاری و کششی یکسانی دارد در نتیجه می‌توان از روابط طراحی اعضای کششی برای طراحی مهاربند BRB استفاده کرد. بر اساس روش طراحی حالت حدی^۱ آیین‌نامه [۲۵] AISC 341-16 بدست می‌آید. مقاومت محوری طراحی مهاربند در کشش و فشار مطابق روش LRFD برابر با ΦP_{ysc} می‌باشد که در آن $\phi = 0.9$ در نظر گرفته می‌شود.

همچنین P_{ysc} بدین صورت تعریف می‌شود:

(۱)

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc}$$

P_{ysc} = مقاومت محوری طراحی مهاربند کمانش تاب

F_{ysc} = تنش تسلیم مشخصه هسته فولادی

A_{sc} = سطح مقطع خالص هسته فولادی

سیستم مقیدکننده کمانش باید شامل پوششی برای هسته فولادی باشد. این سیستم باید از کمانش موضعی یا کلی هسته فولادی، تا تغییرشکل‌های متناظر با دو برابر تغییرمکان نسبی طراحی طبقه جلوگیری کند. از طرفی خود سیستم مقاوم در برابر کمانش نیز در تغییرشکل‌های متناظر با دو برابر تغییرمکان نسبی طراحی طبقه، مجاز به کمانش نیست.

برای بدست آوردن تغییر مکان نسبی طراحی مورد اشاره در بالا به صورت زیر عمل می‌شود:

(۲)

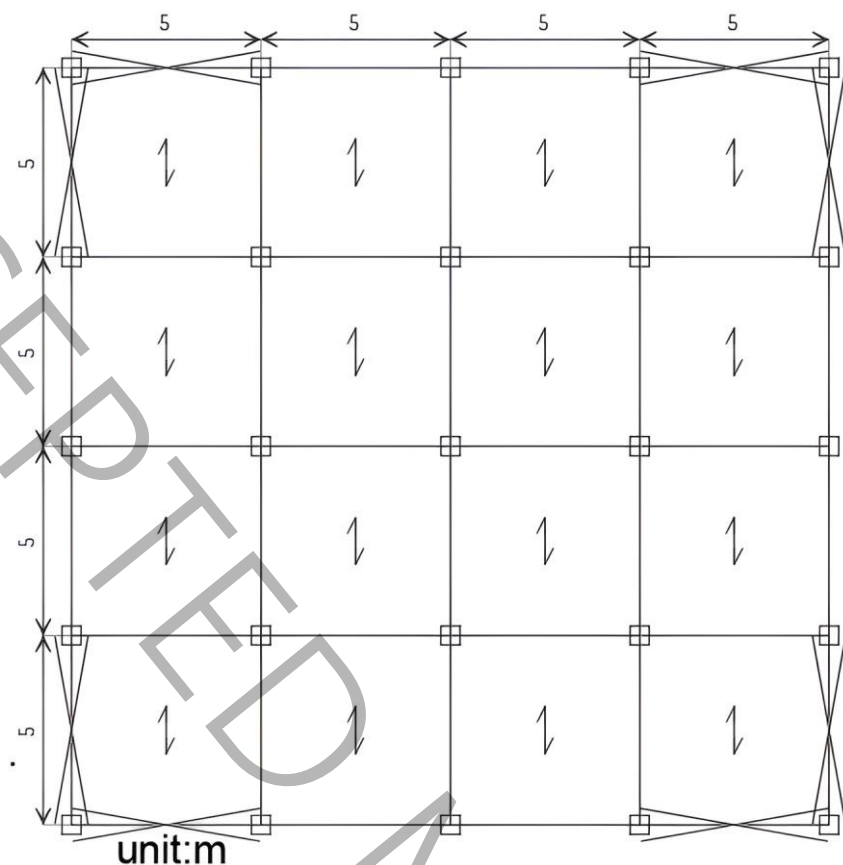
$$C_d \Delta_E = \Delta$$

Δ = تغییرمکان نسبی طراحی طبقه

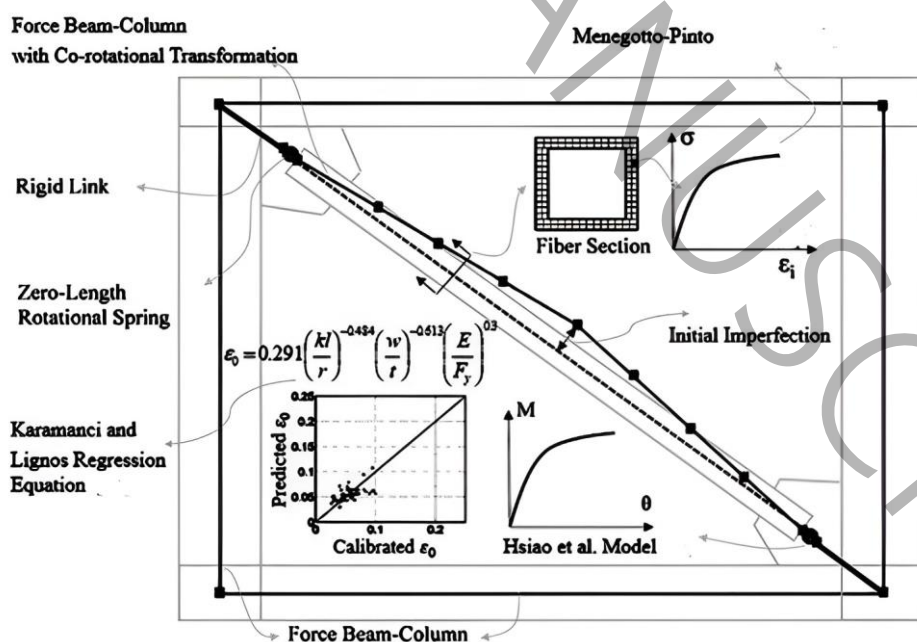
Δ_E = تغییرمکان نسبی طبقه تحت نیروهای زلزله مشخص شده توسط آیین‌نامه

C_d = ضریب بزرگنمایی

در طراحی مهاربند کمانش تاب باید از کمانش عضو مهاربند جلوگیری به عمل آید که در نتیجه ظرفیت فشاری و کششی عضو مهاربند یکسان در نظر گرفته می‌شود. در مدلسازی سازه در نرم‌افزارهای طراحی فقط هسته فولادی مهاربند مدل می‌گردد و وظیفه طراح، محاسبه سطح مقطع هسته فولادی مهاربند می‌باشد در انتها طراح نتایج مربوط به سطح مقطع مهاربندها را در اختیار کارخانه سازنده قرار می‌دهد و کارخانه سازنده طبق ضوابط و آزمایش‌های ارزیابی موجود، طراحی سیستم مقیدکننده کمانش و ساخت آن را انجام می‌دهد.



شکل ۳: پلان سازه‌های طراحی شده در این تحقیق

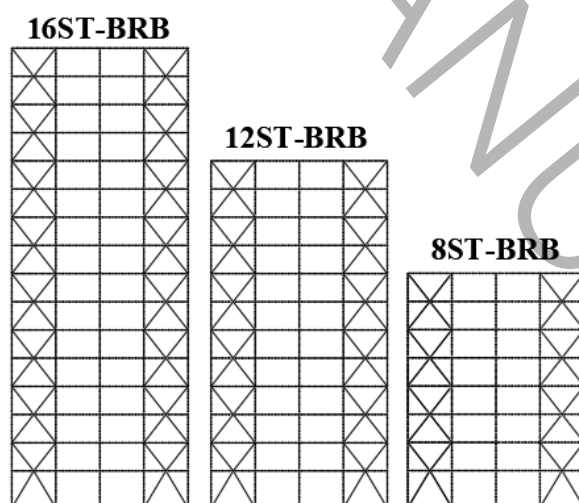


شکل ۴: مشخصات مصالح غیر خطی استفاده شده در این تحقیق [۳۱]

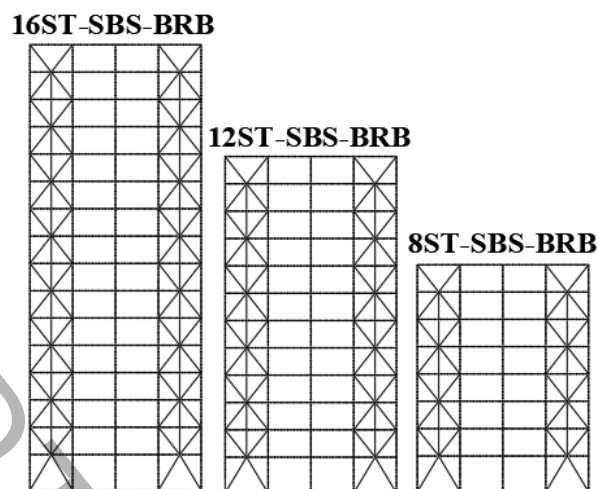
برای هر سازه از سه حالت تحلیلی و در مجموع ۹ مدل سازه‌ای مورد تحلیل قرار می‌گیرد این سه حالت شامل سیستم مهاربند کمانش تاب (BRB)، سیستم ترکیبی مهاربند پشت قوی که سمت راست آن شامل خرپای الاستیک و سمت چپ آن شامل مهاربند کمانش تاب (BRB-SBS) و سیستم مهاربند پشت قوی که سمت راست آن شامل خرپای الاستیک با المان‌های اضافه و سمت چپ آن شامل مهاربند کمانش تاب می‌باشد (EM-SBS-BRB) مدل‌ها مطابق شکل ۵ می‌باشد مشخصات مقاطع تیر و ستون بر حسب در جدول ۲ نام‌گذاری شده است، سطح مقطع BRB بر حسب متر مربع و مقاطع استفاده شده در شکل ۶ نشان داده شده است. مقاطع تیر و ستون برای سازه‌های ۸، ۱۲، ۱۶ که به دو قسمت تقسیم شده که طرف سمت چپ از مقاطع BRB و سمت راست از مقاطع فولادی استفاده شده است در این تحقیق تیرها مقاطع I شکل، ستون‌ها مقاطع باکس شکل، مهاربندهای BRB مقاطع صفحه‌ای و به خرپای الاستیک مقطع باکس شکل اختصاص داده شده است.

جدول ۲: مقاطع استفاده شده در این تحقیق بر حسب متر مربع

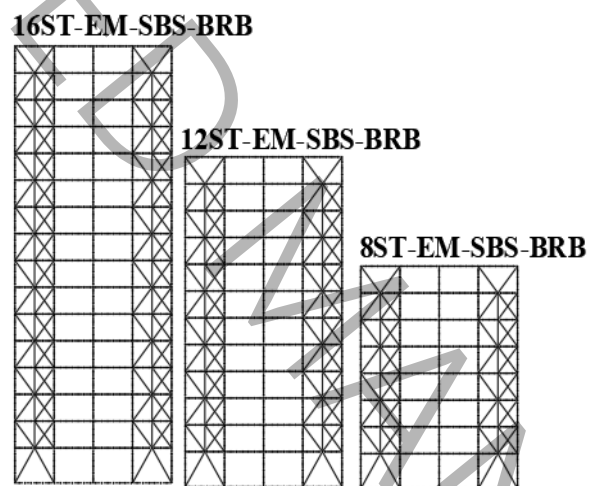
MEMBER SECTION	
1	IPE400
2	BOX0.15X0.015
3	BOX0.5X0.025
4	BOX0.15X0.01
5	BOX0.15X0.008
6	BOX0.8X0.035
7	BOX0.2X0.02
8	0.00402
9	0.007
10	0.001



(الف)



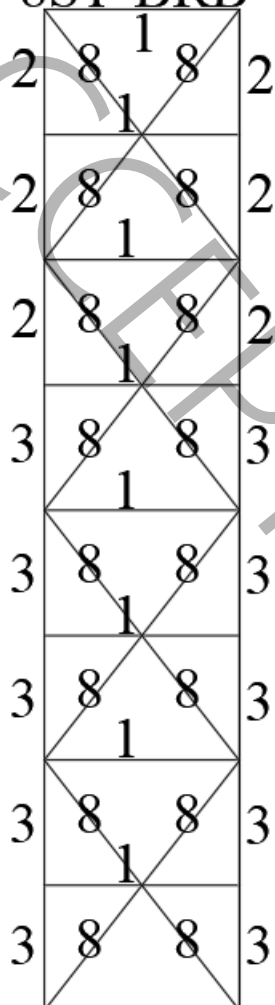
(ب)



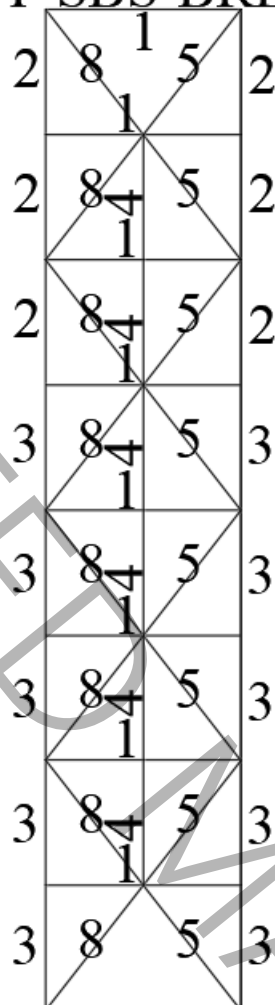
(ج)

شکل ۵: نمایی از سازه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار Opensees مدل‌های الف) BRB (ب) SBS-BRB (ج) EM-SBS-BRB

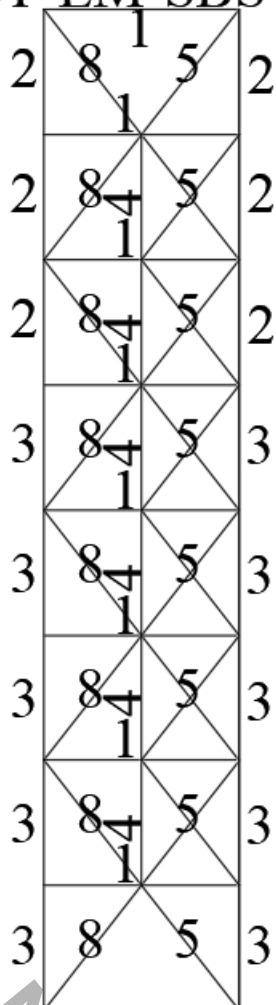
8ST-BRB



8ST-SBS-BRB

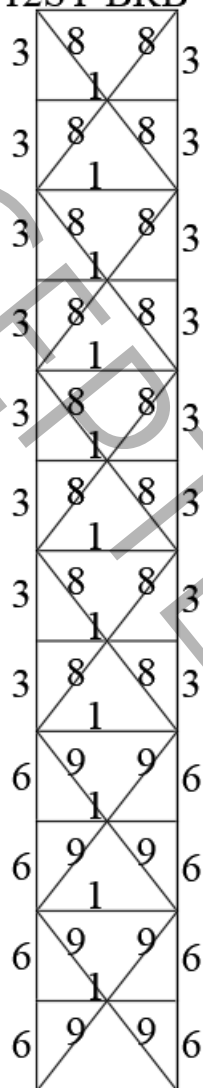


8ST-EM-SBS-BRB

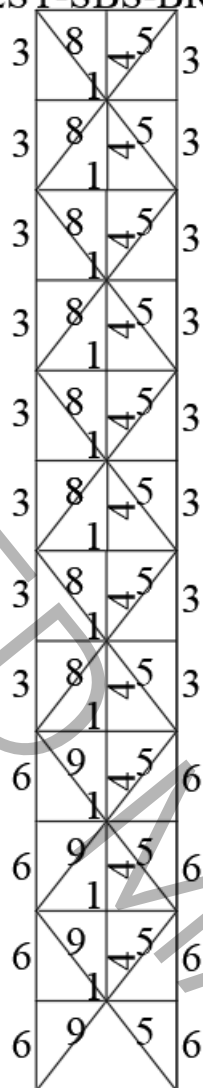


(الف)

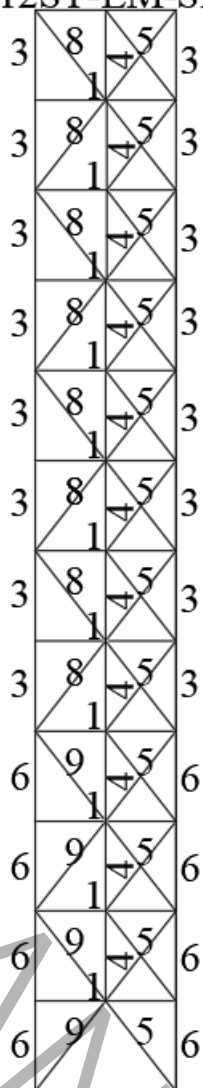
12ST-BRB



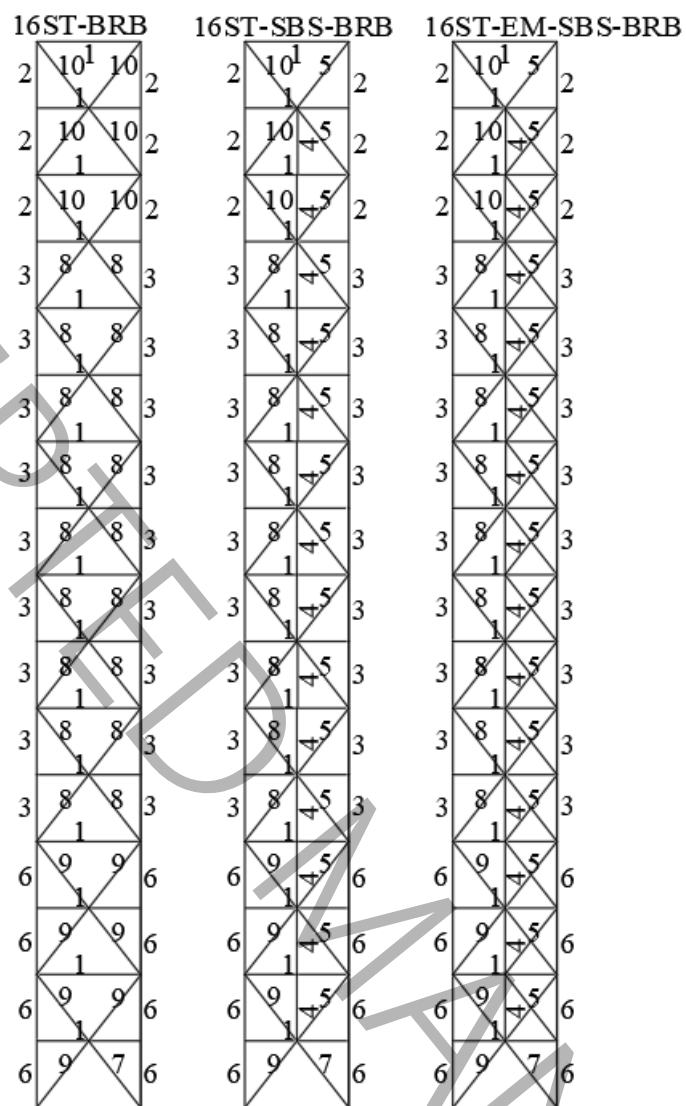
12ST-SBS-BRB



12ST-EM-SBS-BRB



(c)

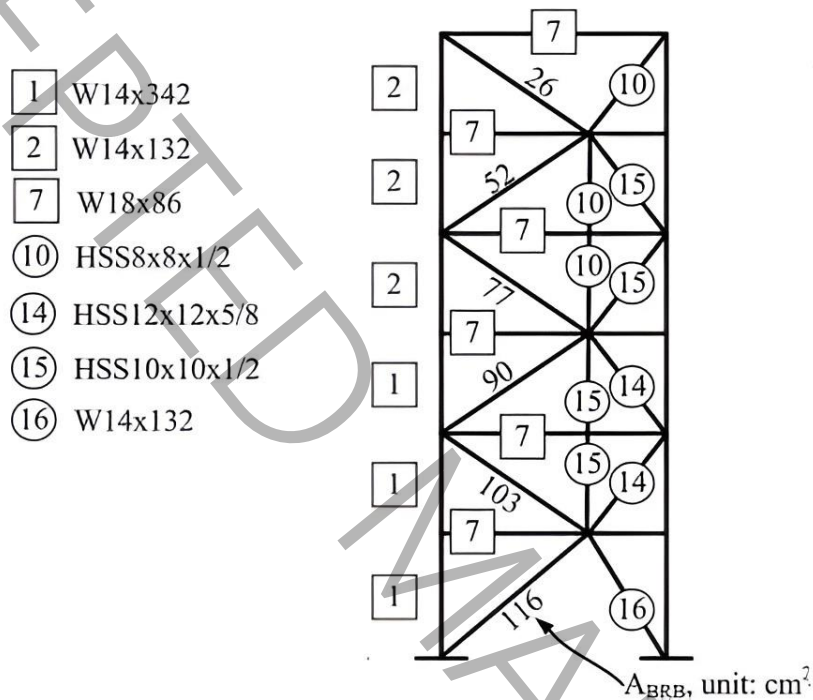


(ج)

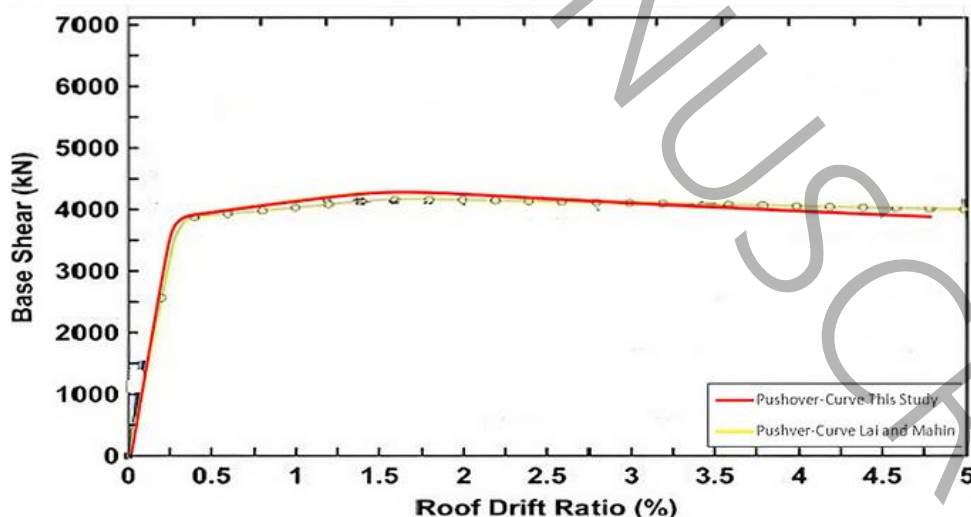
شکل ۶: مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم سازه‌ای پشت قوی در این تحقیق برای مدل‌های الف) ۸ طبقه ب) ۱۲ طبقه ج) ۱۶ طبقه

۱-۳ صحت سنجی مدل سازی عددی

در این تحقیق برای صحت سنجی مدل سازی سازه SBS در نرم افزار OpenSees از مقاله لای و ماهین [۲۴] که در سال ۲۰۱۵ در مجله ASCE چاپ شده است استفاده گردیده است (شکل ۷). در این مقاله یک سازه ۶ طبقه با سیستم SBS طراحی و مدل سازی غیر خطی شده است. در قسمتی از این مقاله منحنی تحلیل بار افزون این سازه ارائه شده است که برای اطمینان از صحت مدل سازی در این پژوهش، این سازه ۶ طبقه در نرم افزار OpenSees مدل سازی غیر خطی شده و منحنی های تحلیل بار افزون دو سازه مقایسه شده است که نتایج انطباق مناسب دو منحنی را نشان می دهد بیشترین خطای مدل سازی مطابق شکل ۸ به کمتر از ۱۰٪ محدود می شود. در جدول ۳ مقایسه زمان تناوب مد اول و دوم سازه برحسب ثانیه این تحقیق و تحقیق لای و ماهین [۲۴] نشان داده شده است.



شکل ۷: مقاطع مورد استفاده در تحقیق لای و ماهین [۲۴]



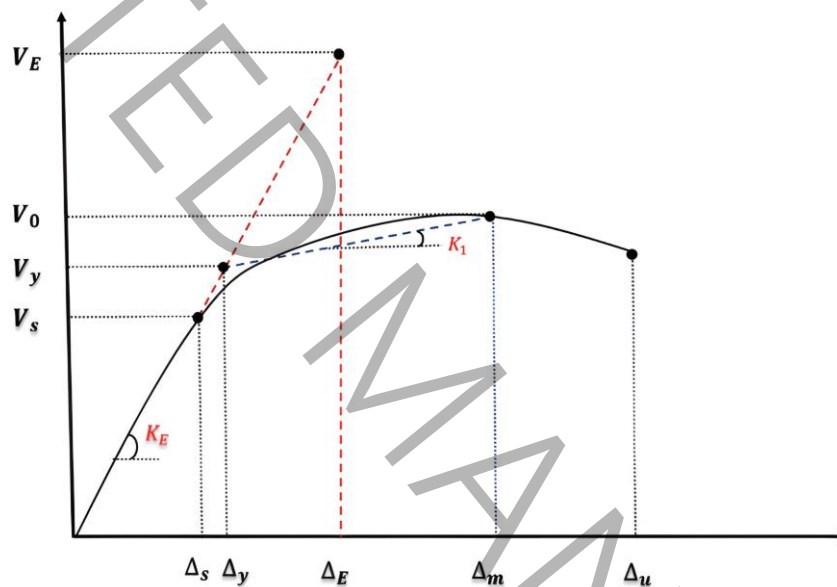
شکل ۸: نمودار پوش آور این تحقیق در برابر مقاله لای و ماهین [۲۴]

جدول ۳: مقایسه زمان تناوب مدل صحت سنجی

درصد اختلاف مود دوم	درصد اختلاف مود اول	مود دوم این تحقیق	مود اول این تحقیق	مود دوم تحقیق لای و ماهین	مود اول تحقیق لای و ماهین
۹,۳٪	۲,۳٪	۰,۲۶۳	۰,۷۵۲	۰,۲۹۰	۰,۷۷۰

۴- تحلیل بار افزون

برای مقایسه عملکرد سازه‌ها از تحلیل بار افزون به صورت غیر خطی استفاده شده است. مطابق شکل ۹ با استفاده از روش یانگ نمودار تحلیل بار افزون دوخطی می‌شود [۳۲]. نتایج حاصل از تحلیل بار افزون در شکل ۱۰ ارائه شده است.



شکل ۹: دو خطی کردن منحنی پوش‌آور به روش یانگ [۳۲].

اجزا تشکیل‌دهنده ضریب رفتار از چهار ضریب تشکیل می‌شوند که در رابطه (۳) ذکر شده است [۳۳].

$$R = R_S R_\mu R_R R_\zeta \quad (۳)$$

R_S ضریب اضافه مقاومت: به طور معمول اکثراً اعضای سازه‌ای با ظرفیتی مساوی یا بیشتر از بارهای طراحی طرح می‌شوند و تقریباً تمامی اعضا دارای مقاومت اضافی هستند. برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت، می‌توان از تحلیل بار افزون استفاده کرد ضریب اضافه مقاومت طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$R_S = \frac{V_y}{V_s} \quad (۴)$$

V_s برابر است با برش پایه‌ای است که اولین مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، V_y نیز برش پایه تسلیم سازه با فرض رفتار الاستوپلاستیک می‌باشد.

R_μ ضریب شکل‌پذیری طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (۵)$$

در رابطه فوق V_e حداکثر برش پایه با فرض رفتار خطی می‌باشد. و از منحنی تحلیل پوش‌آور استخراج شده است و مقادیر آن از اصل برابر بودن سطح زیر نمودارهای دو خطی و الاستیک بدست می‌آید.

با توجه به شکل ۹، V_0 نیروی برشی ماکزیمم (بر روی منحنی دو خطی)، Δm تغییرمکان متناظر با V_0 ، Δy تغییرمکان متناظر با V_y و Δu تغییرمکان در آستانه شکست سازه می‌باشد.

نسبت شکل‌پذیری μ در این مقاله مطابق روش یانگ تعریف شده است. بدین صورت که Δu تغییرمکان در آستانه شکست سازه و Δy نیز تغییرمکان نهایی سازه در تحلیل پوش‌آور در نظر گرفته می‌شود. بنابراین:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (6)$$

R_γ ضریب میرایی: میرایی برای بیان خاصیت جذب انرژی در قاب‌های ساختمانی به کار می‌رود معمولاً ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود برای میرایی ۵ درصد ضریب میرایی برابر یک فرض شد.

R_R ضریب نامعینی: مقدار ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته شده است.

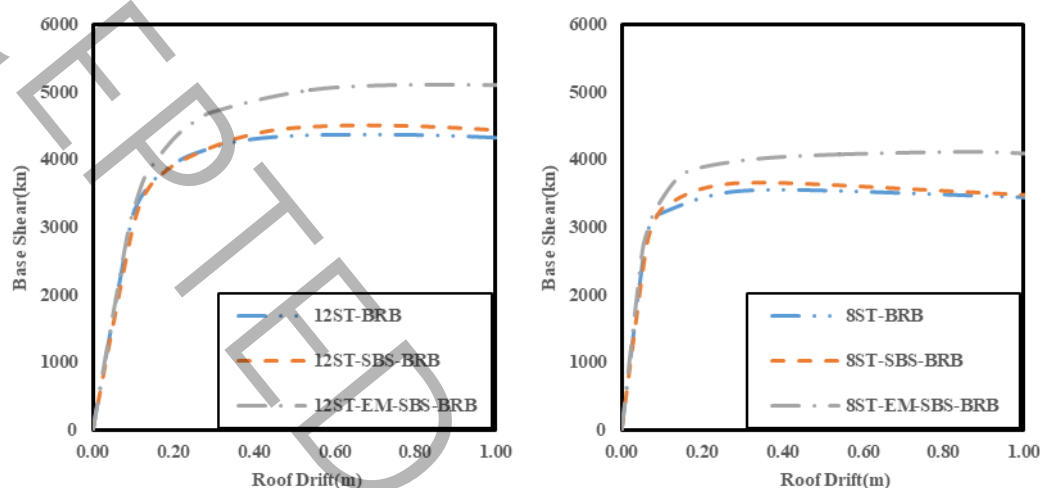
جدول ۴: نتایج به دست آمده از تحلیل بار افزون به صورت غیر خطی

MODEL	T(s)	V_S (KN)	V_0 (KN)	V_y (KN)	V_E (KN)	R_S	R_μ	R	μ
8ST-BRB	۰٫۶۸	۳۰۴۸	۳۴۱۳	۳۵۵۷	۱۸۳۰٫۲	۱٫۱۶	۵٫۱۵	۶	۱۴
8ST-SBS-BRB	۰٫۷۰	۳۱۸۸	۳۴۳۷	۳۷۲۶	۱۶۷۷۹	۱٫۱۷	۴٫۵	۵٫۲۶	۱۱٫۰۳
8ST-EM-SBS-BRB	۰٫۶۷	۳۴۸۴	۴۰۴۴	۴۱۶۲	۱۷۱۱۶	۱٫۱۹	۴٫۱۱	۴٫۹۱	۹٫۰۷
12ST-BRB	۰٫۹۴	۳۴۵۳	۴۰۲۵	۴۴۳۰	۲۰۱۸۵	۱٫۲۸	۴٫۵۶	۵٫۸۵	۱۱٫۳۵
12ST-SBS-BRB	۰٫۹۹	۳۴۷۹	۳۹۰۸	۴۷۵۴	۱۹۷۸۰	۱٫۳۷	۴٫۱۶	۵٫۶۹	۹٫۹۵
12ST-EM-SBS-BRB	۰٫۹۳	۳۹۹۳	۴۷۴۰	۵۳۲۸	۲۰۵۰۹	۱٫۳۳	۳٫۸۵	۵٫۱۴	۸٫۳۱
16ST-BRB	۱٫۵۹	۱۹۳۰	۱۳۹۴	۲۰۴۹	۹۸۵۳	۱٫۰۶	۴٫۸۱	۵٫۱۱	۱۴٫۱۷
16ST-SBS-BRB	۱٫۶۳	۲۹۹۹	۲۷۶۷	۳۵۲۸	۱۳۱۳۱	۱٫۱۸	۳٫۷۲	۴٫۳۸	۸٫۲۰
16ST-EM-SBS-BRB	۱٫۵۷	۳۱۴۴	۳۳۶۰	۳۶۱۴	۱۳۵۶۳	۱٫۱۵	۳٫۵۷	۴٫۳۱	۷٫۷۸

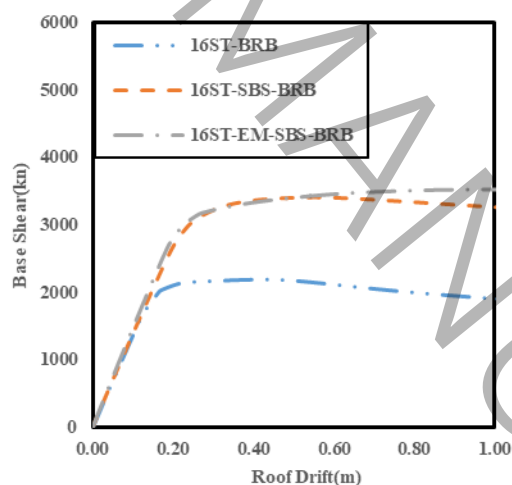
در جدول فوق پارامترهای R_S ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب شکل‌پذیری، R_R ضریب نامعینی، R_γ ضریب میرایی و μ نسبت شکل‌پذیری و T(s) پریود مود اول سازه می‌باشد. V_0 نیروی برشی ماکزیمم، V_S برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک، V_y نیروی برش تسلیم و V_E نیروی برش پایه هنگامی که سازه فقط رفتار الاستیک داشته باشد مقادیر فوق بر حسب کیلو نیوتن در جدول ۴ شرح داده شده است. این مقادیر به کمک روش یانگ [۳۲] به دست آمده است.

بر اساس جدول ۴ در سیستم سازه‌های SBS در مقایسه با سیستم سازه‌های BRB، افزایش ضریب اضافه مقاومت مشاهده شده است که دلیل آن وجود خرپای الاستیک در سازه‌های SBS می‌باشد که بعد از تسلیم دهانه مهاربندی از کاهش سختی سازه جلوگیری می‌کند و کاهش شیب ناحیه غیر-خطی را به تأخیر می‌اندازد مقادیر به دست آمده از ضریب اضافه مقاومت سازه‌های BRB به ترتیب برای سازه ۸٫۴ و ۱۲٫۸ طبقه ۱٫۱۶، ۱٫۲۸، ۱٫۰۶ و ۱٫۱۹، ۱٫۳۳، ۱٫۱۵ به ترتیب ۱٫۱۹، ۱٫۳۳، ۱٫۱۵ که افزایش ۳٫۹۰، ۲٫۵ و ۸٫۴ درصدی مشاهده شد که ناشی از خرپای الاستیک موجود با المان اضافه در دهانه مهاربندی است. ضریب شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری در سازه BRB نسبت به سازه ترکیبی SBS عددی بیشتر نشان می‌دهد ضریب شکل‌پذیری مدل‌های BRB برای سازه ۱۲٫۸ و ۱۶ طبقه به ترتیب برابر ۵٫۱۵، ۴٫۵۶ و ۴٫۸۱ و برای حالت تحلیلی EM-SBS-BRB ۴٫۱۱، ۳٫۸۵ و ۳٫۵۷ که کاهش ۲۰٫۱۵ و ۲۵

درصدی مشاهده شد، که باتوجه به اینکه تعداد المان‌های خرابایی به خرابای الاستیک سیستم سازه‌ای پشت قوی اضافه افزوده شده است و از المان‌های شکل‌پذیر آن کاسته شده است این کاهش شکل‌پذیری در برابر سیستم سازه‌ای BRB می‌تواند قابل قبول باشد و سیستم SBS توانسته در ناحیه غیر خطی عملکرد بهتری را ارائه بدهد. همچنین مشاهده شده است که با افزایش تعداد طبقات از شکل‌پذیری سازه‌ها کاسته شده است که به دلیل کاهش سختی در سازه‌ها بلند و کاهش شیب ناحیه غیرخطی منحنی پشاور می‌باشد. با بررسی منحنی تحلیل بار افزون برای سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه می‌توان گفت حالت تحلیلی EM-SBS-BRB با توجه به اینکه مساحت بیشتری از منحنی برش پایه و جا به جایی نقطه بام را به خود اختصاص می‌دهد عملکرد بهتری را دارا باشد.



(ب) (الف)



(ج)

شکل ۱۰: منحنی تحلیل بار افزون برای الف (مدل های ۸ طبقه ب) مدل های ۱۲ طبقه ج) مدل های ۱۶ طبقه

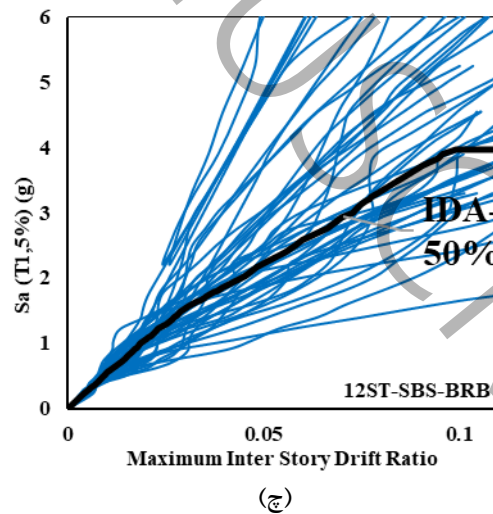
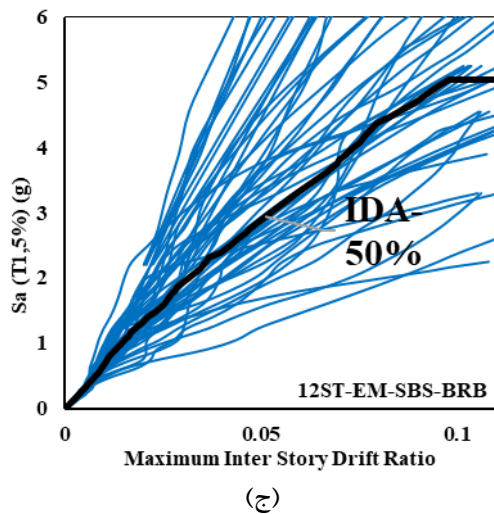
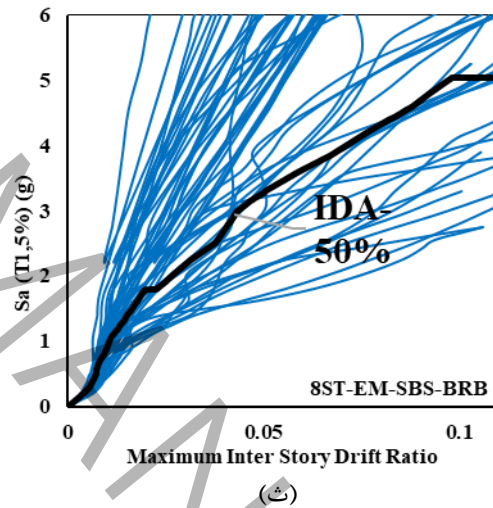
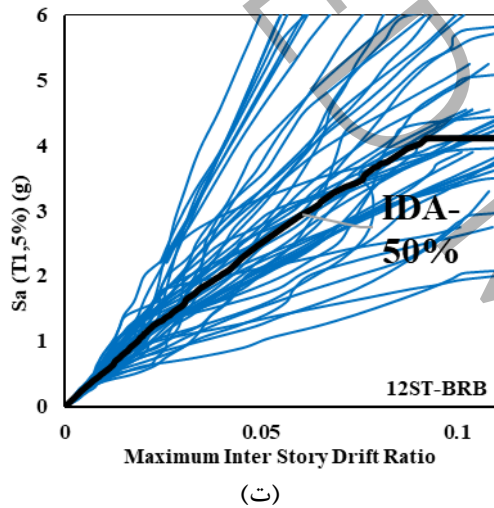
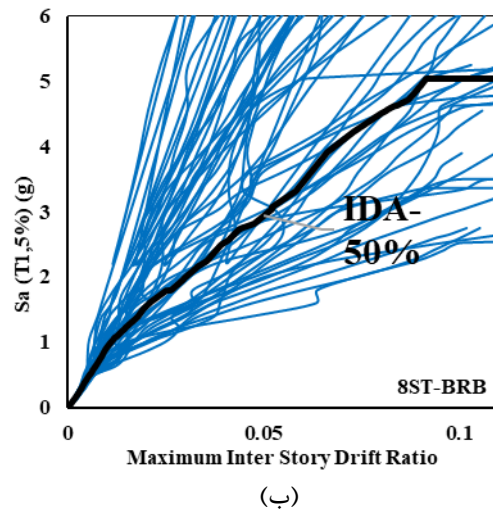
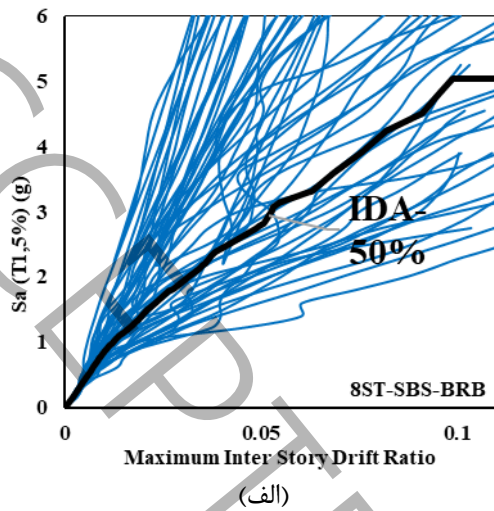
۵ - تحلیل دینامیکی فزاینده

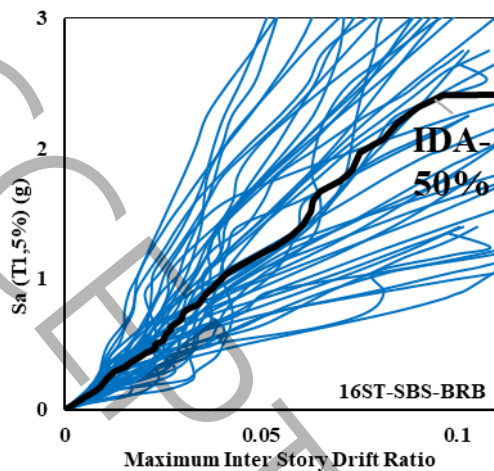
تحلیل دینامیکی فزاینده در واقع شامل مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است که بر روی یک مدل سازه‌ای پیاده‌سازی می‌گردد تا در مورد نحوه واکنش سازه به تحریک لرزه‌ای بحث کند. این روش توصیفی پیوسته از حالت الاستیک تا تسلیم و در نهایت فروپاشی سیستم سازه‌ای ارائه می‌دهد که در سال ۲۰۰۲ توسط وامواتسیکاس و کرنل [۳۴] ارایه شده است و برای ارزیابی سطح فروریزش سازه‌ها در آیین‌نامه [۱۵] FEMA P-695 معرفی شده است.

برای بررسی عملکرد قاب‌های مدل‌سازی شده، مجموعه‌ای از ۲۲ زوج شتاب نگاشت زلزله حوزه دور از گسل که بزرگی آن‌ها بین ۶٫۵ تا ۷٫۶ در مقیاس ریشتر می‌باشد استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها حداقل در فاصله ۱۱٫۱ کیلومتر و حداکثر ۲۶٫۴ کیلومتری از منبع زلزله ثبت شده‌اند [۱۵]. (جدول ۵). رکوردها از یک ضریب مقیاس کوچک تا ضریب مقیاس متنظر با سطح فروریزش بر اساس الگوریتم Fill و Hunt مقیاس می‌شوند نتایج تحلیل IDA براساس شتاب طیفی در برابر بیشینه جابجایی نسبی بین طبقات تحت مؤلفه‌های رکوردهای حوزه دور رسم می‌شود. در روش تحلیل دینامیکی فزاینده از دو شاخص اندازه خسارت (DM) و شاخص اندازه شدت (IM) استفاده می‌شود. زمان تناوب اصلی با میرایی ۵ درصد اعمال می‌گردد. با توجه به اینکه هدف این تحقیق بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با سیستم ترکیبی مهاربندهای کمانش تاب و مهاربند پشت قوی می‌باشد جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌هایی که ارتفاع زیاد دارند المان‌هایی به خربای الاستیک آنها اضافه گردد. منحنی‌های IDA به کمک روش‌های آماری به صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ درصد تقسیم‌بندی می‌شوند. در این مطالعه از صدک ۵۰٪ که به نوعی رایج‌تر می‌باشد معیار مقایسه قرار گرفته است (شکل ۱۱).

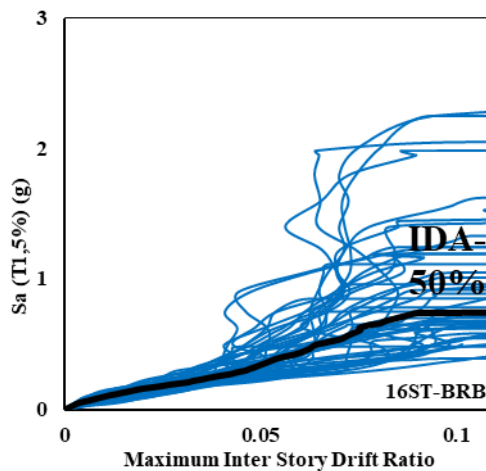
های استفاده شده در این تحقیق جدول ۵: مشخصات زوج شتاب نگاشت

Record pair	Earthquake	Year	Station	Mw	Component 1	Component 2	PGAmax (*g)	PGVmax ($\frac{m}{s}$)
1	Northridge	1994	Beverly Hills - Mulhol	6.7	MUL009	MUL279	0.52	0.63
2	Northridge	1994	Canyon Country-WLC	6.7	LOS000	LOS270	0.48	0.45
3	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.1	BOL000	BOL090	0.82	0.62
4	Hector Mine	1999	Hector	7.1	HEC000	HEC090	0.34	0.42
5	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	H-DLT262	H-DLT352	0.35	0.33
6	Imperial Valley	1979	El Centro Array # 11	6.5	H-E11140	H-E11230	0.38	0.42
7	Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	6.9	INIS000	NIS090	0.51	0.37
8	Kobe, Japan	1995	Shin-Osaka	6.9	SHI000	SHI090	0.24	0.38
9	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	7.5	DZC180	DZC270	0.36	0.59
10	Kocaeli, Turkey	1999	Acrelik	7.5	ARC000	ARC090	0.22	0.40
11	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.3	YER270	YER360	0.24	0.52
12	Landers	1992	Coolwater	7.3	CLW-LN	CLW-TR	0.42	0.42
13	Loma Prieta	1989	Capitola	6.9	CAP000	CAP090	0.53	0.35
14	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.9	G03000	G03090	0.56	0.45
15	Manjil, Iran	1990	Abbar	7.4	ABBAR-L	ABBAR-T	0.51	0.65
16	Superstition Hills	1987	El Centro Imp. Co.	6.5	B-ICC000	B-ICC090	0.36	0.46
17	Superstition Hills	1987	Poe Road (temp)	6.5	B-POE270	B-POE360	0.45	0.36
18	Cape Mendocino	1992	Rio Dell Overpass	7.0	RI0270	RIO360	0.55	0.44
19	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY101	7.6	CHY101 -E	CHY101-N	0.44	1.15
20	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU045	7.6	TCU045-E	TCU045-N	0.51	0.39
21	San Fernando	1971	LA - Hollywood stor	6.6	PEL090	PEL180	0.21	0.19
22	Friuli, Italy	1976	Tolmezzo	6.5	A-TMZ000	A-TMZ270	0.35	0.31

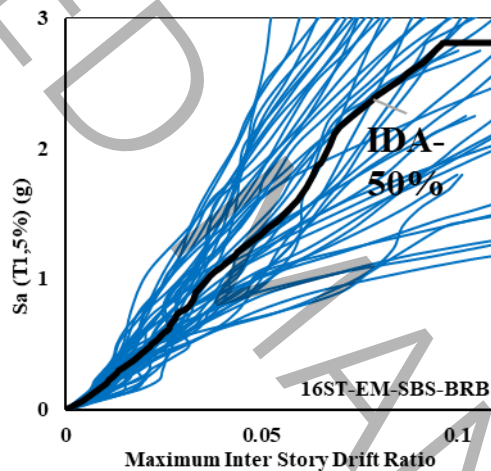




(ج)



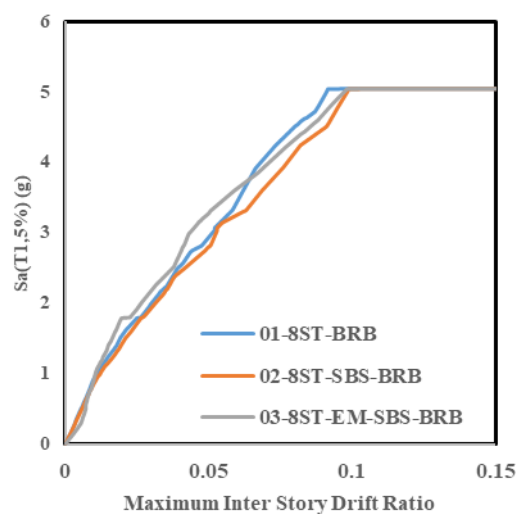
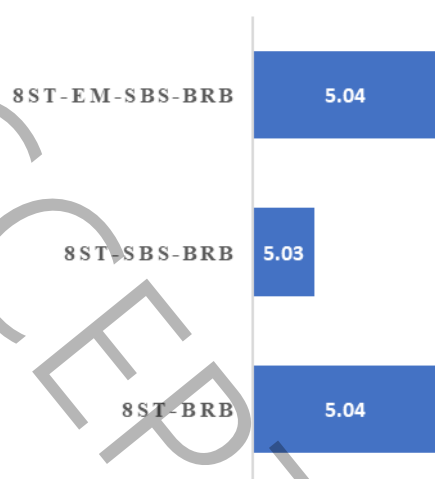
(د)



(هـ)

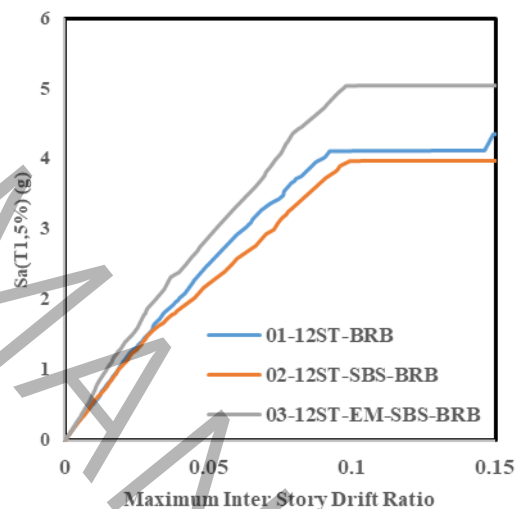
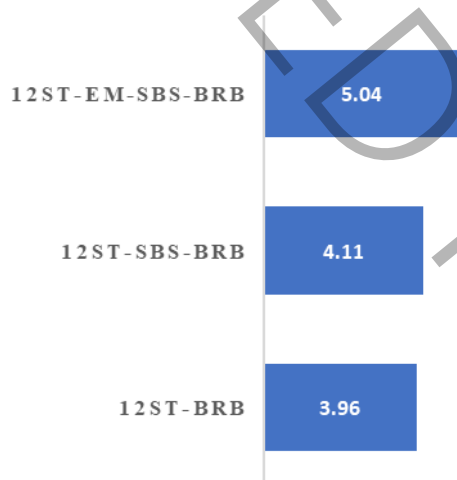
شکل ۱۱: منحنی‌های IDA صدک ۵۰ درصد مدل‌های الف) 8ST-BRB ب) 8ST-SBS-BRB ج) 8ST-EM-SBS-BRB د) 12ST-16ST-BRB هـ) 12ST-SBS-BRB ز) 12ST-EM-SBS-BRB ح) 16ST-BRB ط) 16ST-SBS-BRB ث) 16ST-EM-SBS-BRB

به طور کلی با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها مقادیر شاخص شدت در نمودارها کاهش پیدا می‌کند می‌توان گفت ظرفیت S_a سازه‌ها با افزایش ارتفاع آن کاهش پیدا می‌کند.



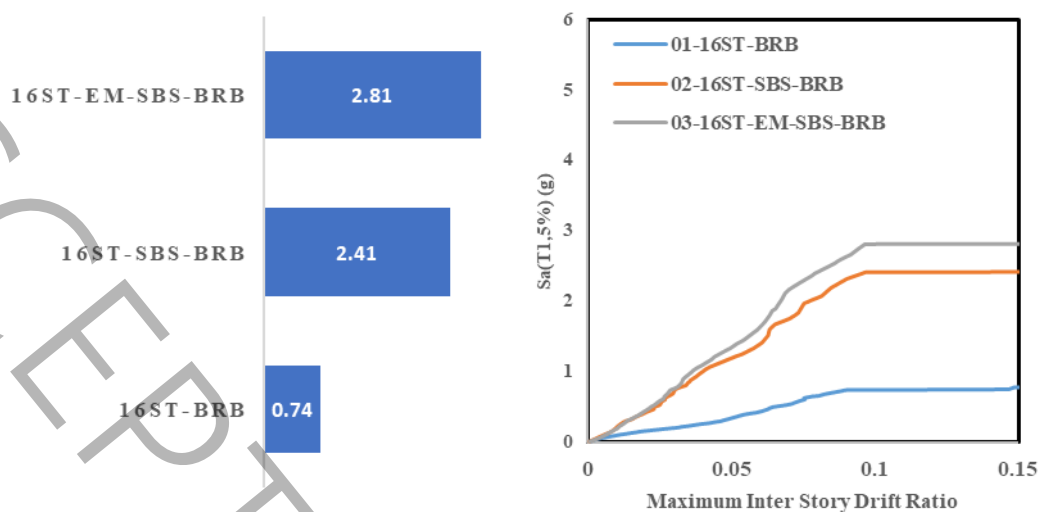
(ب) (الف)

شکل ۱۲: الف) منحنی IDA صدک ۵۰٪ برای کلیه مدل‌های سازه ۸ طبقه ب) مقایسه مقادیر میانه شتاب طیفی فروریزش برای مدل‌های ۸ طبقه



(ب) (الف)

شکل ۱۳: الف) منحنی IDA صدک ۵۰٪ برای کلیه مدل‌های سازه ۱۲ طبقه ب) مقایسه مقادیر میانه شتاب طیفی فروریزش برای مدل‌های ۱۲ طبقه



(ب) (الف)

شکل ۱۴: (الف) منحنی IDA صدک ۵۰٪ برای کلیه مدل‌های سازه ۱۶ طبقه (ب) مقایسه مقادیر میانه شتاب طیفی فروریزش برای مدل‌های ۱۶ طبقه

بر اساس منحنی‌های شکل ۱۲ تا ۱۴ مشخص می‌شود که سازه‌های BRB با افزایش تعداد طبقات عملکرد لرزه‌ای خود را از دست می‌دهند با مقایسه شتاب طیفی در دو حالت تحلیلی 8ST-BRB و 8ST-EM-SBS-BRB درصد بهبودی خاصی در عملکرد لرزه‌ای مشاهده نگردید به همین ترتیب برای سازه ۱۲ طبقه با مقایسه مقادیر شتاب طیفی دو مدل تحلیلی 12ST-EM- و 12ST-BRB و 16ST-EM-SBS-BRB و 16ST-BRB درصد بهبودی به دست آمد ولی برای مقایسه دو مدل تحلیلی 16ST-EM-SBS-BRB و 16ST-BRB درصد بهبود عملکرد لرزه‌ای مشاهده گردید که عدد قابل توجه‌ای از بهبودی در عملکرد لرزه‌ای را نشان می‌دهد.

۵-۱ منحنی‌های شکنندگی

منحنی شکنندگی بیانگر احتمال فراگذشت از سطح خرابی dm به شرط $x = IM$ است. برای تعریف تابع شکنندگی اغلب تابع توزیع نرمال لگاریتمی لاگ نرمال مطابق با رابطه ۲ مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳۵].

$$P(DM \geq dm | IM=x) = \Phi\left(\frac{\ln(\frac{x}{\theta})}{\beta}\right) \quad (2)$$

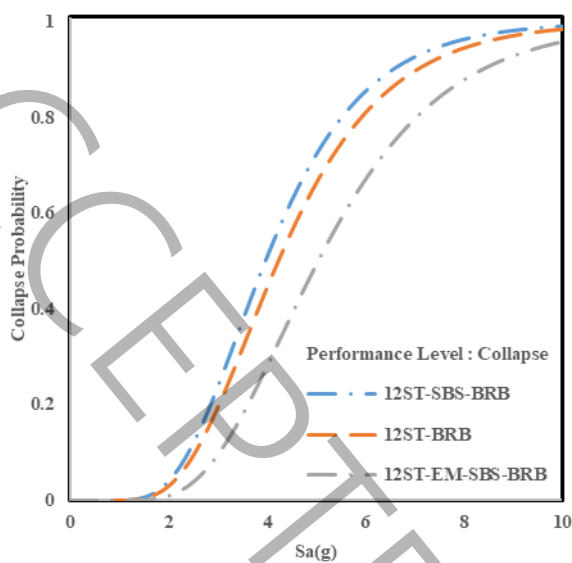
مطابق رابطه ۲ تابع توزیع نرمال استاندارد، θ مقدار میانه تابع شکنندگی، β انحراف معیار $\ln(IM)$ ها می‌باشد.

در این مطالعه، معیار فروریزش سازه در تحلیل IDA بر اساس حداکثر دررفت بین‌طبقاتی^۱ برابر ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است که مطابق دستورالعمل‌های FEMA P-695 و گزارش NIST GCR 10-917-8 می‌باشد [۳۶] و منحنی‌های شکنندگی بر این اساس ترسیم شده است. از سوی دیگر، منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر آیین‌نامه HAZUS نیز به منظور بررسی سطوح مختلف خرابی سازه^۲ استخراج شده است. در این روش، مقدار حداکثر دررفت بین‌طبقاتی^۴ درصد می‌باشد که در آیین‌نامه HAZUS معرف سطح خرابی کامل^۳ تعریف شده است و تنها نشان‌دهنده آسیب شدید سازه‌ای است و از نظر اقتصادی سازه باید تخریب و نوسازی شود و لزوماً به معنای فروریزش سازه نیست در واقع، قرارگرفتن سازه در سطح خرابی Complete بیانگر خروج سازه از حالت بهره‌برداری است.

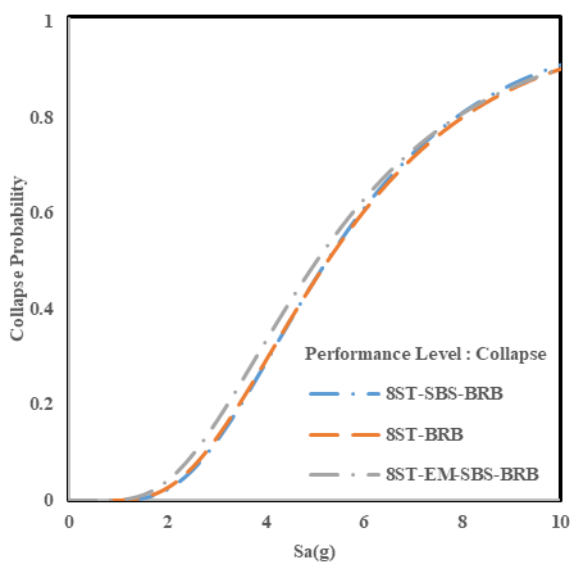
^۱ Maximum Inter-Story Drift Ratio

^۲ Damage State

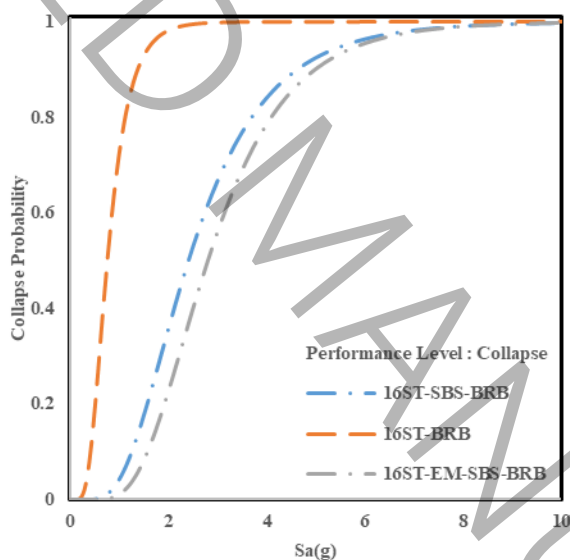
^۳ Complete Damage State



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۵: منحنی‌های شکنندگی دریافت ده درصد مدل‌های الف) ۸ طبقه ب) ۱۲ طبقه ج) ۱۶ طبقه

با مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل ۱۵ می‌توان مشاهده کرد که به‌طور کلی با افزایش ارتفاع در سازه‌ها، احتمال فروپاشی نیز افزایش می‌یابد؛ زیرا سازه‌های بلند مرتبه تغییر مکان‌های جانبی بیشتری در طبقات تجربه می‌کنند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در سازه ۱۲ و ۱۶ طبقه در حالت تحلیلی خرابای الاستیک همراه المان اضافه و مهاربند کمانش تاب (EM-SBS-BRB) در کلیه حالات تغییر مکان جانبی بین طبقات بهبود پیدا کرده است ولی در سازه ۱۶ طبقه که ارتفاع بیشتری دارد میزان بهبود بیشتر بوده است.

در سازه ۱۲ طبقه به ازای شتاب طیفی $S_a=3.5g$ احتمال فروریزش مدل‌های 12ST-BRB، 12ST-SBS-BRB و

12ST-EM-SBS-BRB به ترتیب برابر است با ۳۲ درصد، ۳۷ درصد و ۱۸ درصد می‌باشد بر این اساس،

استفاده از مدل 12ST-SBS-BRB در مقایسه با مدل 12ST-BRB موجب ۱۵ درصد افزایش احتمال فروریزش شده، درحالی‌که به کارگیری مدل 12ST-EM-SBS-BRB ۴۳ درصد کاهش احتمال فروریزش را به همراه داشت.

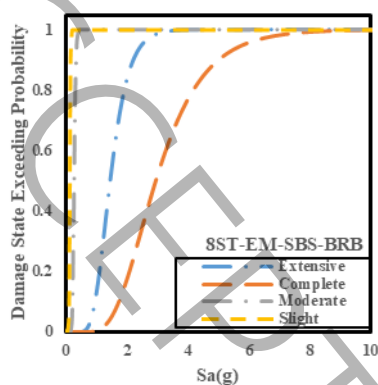
در پارامتر شدت لرزه‌ای $S_a=4g$ احتمال فروریزش مدل‌های 16ST-BRB، 16ST-SBS-BRB و

16ST-EM-SBS-BRB به ترتیب برابر است با ۱۰۰ درصد، ۸۴ درصد و ۷۸ درصد می‌باشد مدل‌های 16ST-SBS-BRB و 16ST-EM-SBS-BRB در مقایسه با مدل 16ST-BRB ۱۶ درصد و ۲۲ درصد احتمال فروریزش را کاهش دادند.

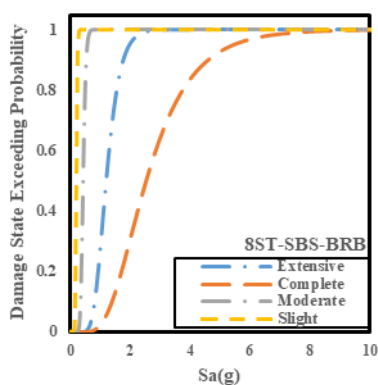
دستورالعمل [۳۷] Hazus که طبق لرزه خیزی، ارتفاع و نوع سازه، دریافت سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل را برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی ارائه کرده است. مقدار دریافت سطوح خرابی دستورالعمل Hazus با توجه به مشخصات سازه‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. لازم به ذکر است که در روش HAZUS، تعریف سطوح خرابی بر اساس نسبت هزینه تعمیرات به هزینه جایگزینی ساختمان انجام می‌شود، و مقادیر دریافتی که در جداول HAZUS ارائه شده‌اند، صرفاً به عنوان شاخص‌های آماری متناظر با این سطوح خرابی شناخته می‌شوند. به عبارت دیگر، دریافت‌های ذکر شده در جدول مذکور حاصل تحلیل آماری سازه‌هایی است که به سطح مشخصی از خسارت اقتصادی برسند. در این تحقیق نیز، از مقادیر دریافت ارائه شده برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است و مبنای اصلی تعیین سطوح خرابی، مطابق با HAZUS، همان معیار خسارت اقتصادی می‌باشد.

جدول ۶: منحنی‌های شکنندگی در سطوح خرابی Hazus

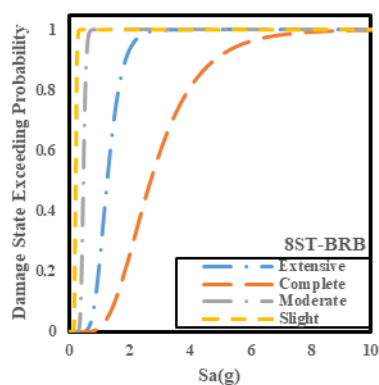
نوع سیستم سازه	کم (slight)	متوسط (Moderate)	زیاد (Extensive)	کامل (Complete)
مهاربندی فولادی تا ارتفاع ۴۷،۵۴ متر	۰،۰۰۲۵	۰،۰۰۵	۰،۰۱۵۰	۰،۰۴۰۰



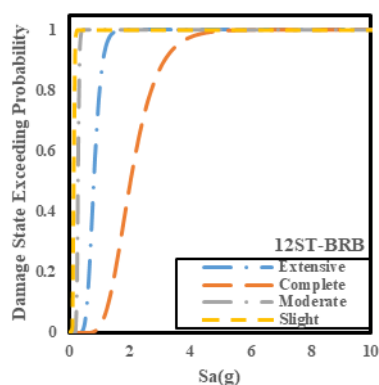
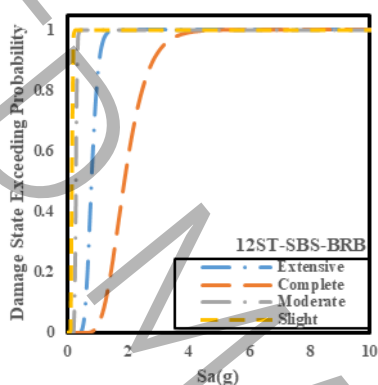
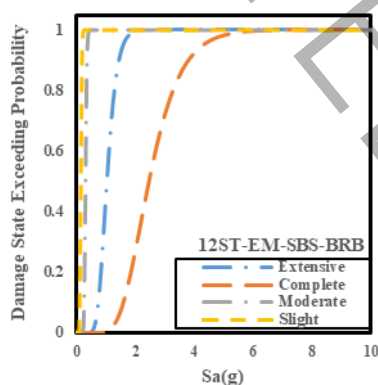
(الف)



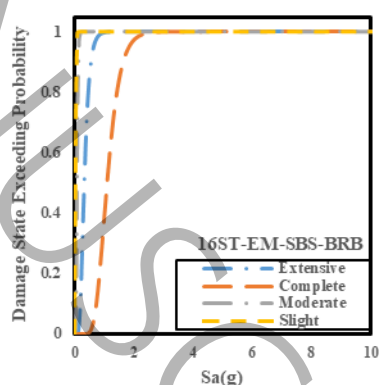
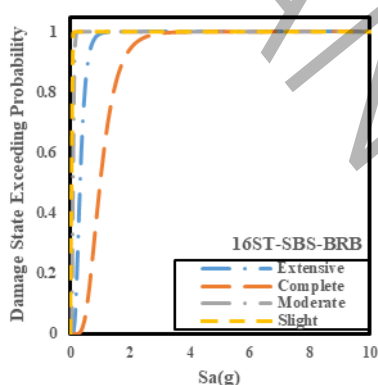
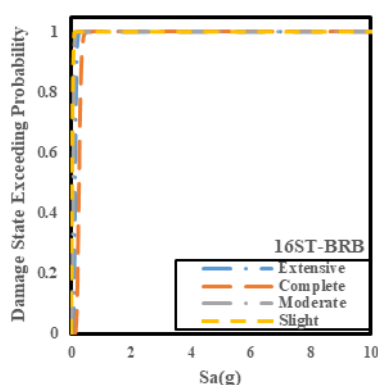
(ب)



(پ)

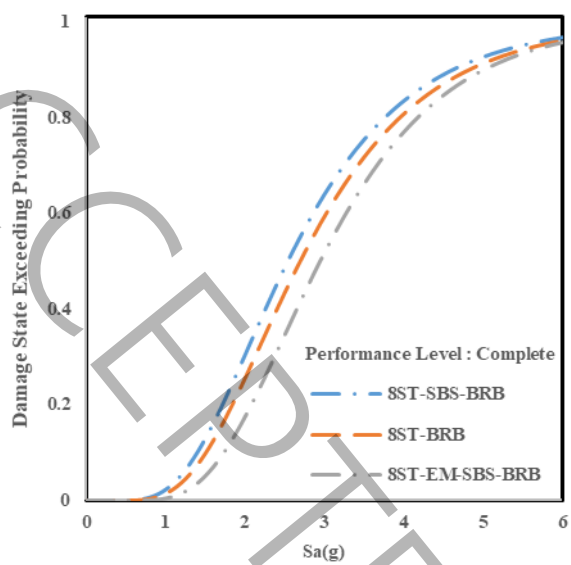


(ج) (ث) (ت)

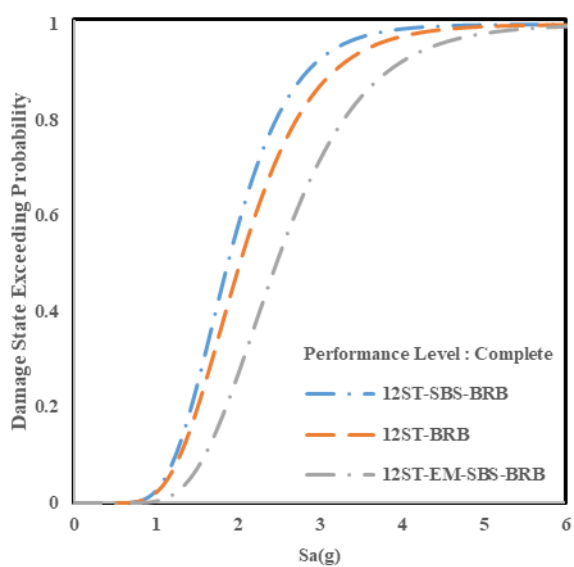


(د) (ح) (خ)

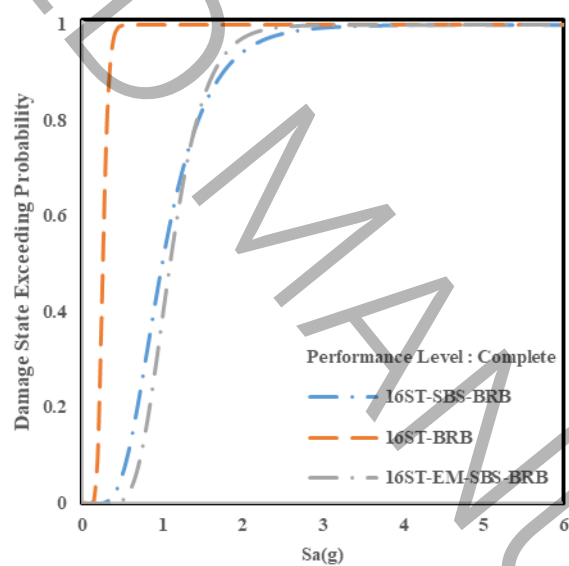
شکل ۱۶: منحنی‌های شکنندگی در سطوح خرابی Hazus برای مدل‌های الف) 8ST-BRB ب) 8ST-SBS-BRB ج) 8ST-EM-SBS-BRB د) 12ST-BRB ه) 12ST-SBS-BRB ز) 12ST-EM-SBS-BRB ح) 16ST-BRB ط) 16ST-SBS-BRB ی) 16ST-EM-SBS-BRB



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۷: منحنی‌های شکنندگی آیین‌نامه Hazus در سطح خرابی Complete برای سازه‌های (الف) ۸ طبقه (ب) ۱۲ طبقه (ج) ۱۶ طبقه

با توجه به منحنی‌های شکنندگی شکل ۱۶ و ۱۷ می‌توان گفت در سطوح خرابی زیاد آیین‌نامه **Hazus** حالت تحلیلی خرابی الاستیک با المان‌های اضافه بهترین عملکرد لرزه‌ای را دارا می‌باشند.

به ازای شتاب طیفی $S_a=2g$ احتمال فروریزش مدل‌های 8ST-BRB، 8ST-SBS-BRB و مدل 8ST-EM-SBS-BRB به ترتیب برابر است با ۲۶ درصد، ۳۰ درصد و ۱۸ درصد می‌باشد. در سازه ۸ طبقه، استفاده از مدل 8ST-SBS-BRB در مقایسه با مدل 8ST-BRB احتمال فروریزش را $15/3$ درصد افزایش داده و به کارگیری مدل 8ST-EM-SBS-BRB آن را ۳۰ درصد کاهش داده است.

در سازه ۱۲ طبقه به ازای شتاب طیفی $S_a=2.5g$ احتمال فروریزش مدل‌های 12ST-BRB، 12ST-SBS-BRB و 12ST-EM-SBS-BRB به ترتیب برابر است با ۷۳ درصد، ۸۱ درصد و ۵۱ درصد می‌باشد. مدل‌های 12ST-SBS-BRB و 12ST-EM-SBS-BRB در مقایسه با مدل 12ST-BRB ۱۰٫۹ درصد افزایش و ۶۲ درصد کاهش احتمال فروریزش را به همراه داشت.

در پارامتر شدت لرزه‌ای $S_a=1g$ احتمال فروریزش مدل‌های 16ST-BRB، 16ST-SBS-BRB و 16ST-EM-SBS-BRB به ترتیب برابر است با ۱۰۰ درصد، ۵۱ درصد و ۳۸ درصد می‌باشد مدل‌های 16ST-SBS-BRB و 16ST-EM-SBS-BRB در مقایسه با مدل 16ST-BRB ۴۹ و ۶۲ درصد احتمال فروریزش کاهش داده است.

با بررسی منحنی‌های شکنندگی عملکرد سیستم سازه‌ای حالت تحلیلی EM-SBS-BRB در مقایسه با مهاربند کم‌انرژی در در سازه های ۸، ۱۲ و ۱۶ عملکرد قبولی را نشان می‌دهد ولی در سازه ۱۶ طبقه عملکرد حالت تحلیلی EM-SBS-BRB المان‌های اضافه خرابایی تأثیرگذاری بیشتری را نشان می‌دهند.

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌هایی با سیستم سازه ای مهاربند کمانش تاب و پشت قوی تحت رکوردهای حوزه دور با روش تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل بار افزون به صورت غیر خطی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور سه ساختمان فولادی ۱۲، ۸ و ۱۶ طبقه که دارای سیستم سازه ای مهاربند کمانش تاب و پشت قوی بودند به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده‌اند. نتایج ذیل حاصل شد:

با بررسی مدل‌های سازه‌ای مشاهده گردید عامل ارتفاع سازه در نتایج تأثیرگذاری قابل توجه‌ای دارد در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه که از سیستم سازه ای مهاربند کمانش تاب به تنهایی استفاده شده بود میزان فروریزش در سازه ۸ طبقه مقادیر کمتری را نشان می‌داد با افزایش ارتفاع به ۱۲ طبقه این میزان گام به گام بیشتر می‌شود و در نهایت در سازه ۱۶ طبقه عملکرد بسیار پایینی ثبت می‌گردد که این به نوبه خود اثرات عامل ارتفاع در عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربند کمانش تاب را نشان می‌دهد که می‌توان با ترکیب دو سیستم سازه‌ای مهاربند کمانش تاب و پشت قوی عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای مهاربند کمانش تاب را ارتقا داد.

در کلیه تحلیل‌ها مشاهده گردید زمانی که به خرابی الاستیک سیستم سازه‌ای پشت قوی المان اضافه خرابی افزوده شود. (حالت تحلیلی EM-SBS-BRB) بالاترین عملکرد از لحاظ لرزه‌ای در دو سازه ۱۶، ۱۲ طبقه ایجاد می‌گردد نتایج نشان‌دهنده کاهش قابل ملاحظه احتمال ایجاد طبقه نرم در این نوع از سازه‌ها می‌باشد.

منحنی شکنندگی سازه‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه که در خرابی الاستیک آنها المان اضافه تعبیه شده بود (حالت تحلیلی EM-SBS-BRB) احتمال خرابی و فروریزش به مراتب کمتری نسبت به سیستم سازه‌ای BRB نشان می‌دهند. با توجه به یافته‌های این تحقیق به نظر می‌رسد برای تعیین مقدار دقیق ضریب رفتار سیستم سازه‌ای پشت قوی مطالعات بیشتری لازم است.

۷- فهرست علائم

علائم انگلیسی

T(s) نیروی سازه بر حسب ثانیه

V_0 نیروی برشی ماکزیمم

V_s برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک بر حسب کیلو نیوتن

V_y نیروی برش تسلیم بر حسب کیلو نیوتن

V_E نیروی برش پایه هنگامی که سازه فقط رفتار الاستیک داشته باشد بر حسب کیلو نیوتن

R_s ضریب اضافه مقاومت

R_{μ} ضریب شکل پذیری

R_R ضریب نامعینی

R ضریب رفتار

μ نسبت شکل پذیری

R_{ζ} ضریب میرایی

علائم یونانی

Φ تابع توزیع نرمال استاندارد

θ مقدار میانه تابع شکنندگی

β انحراف معیار

- [1]. F. Khatib, S. A. Mahin, K. S. Pister, Seismic behavior of concentrically braced steel frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley , 1988.
- [2] - R. Tremblay, Achieving a stable inelastic seismic response for multi-story concentrically braced steel frames, Engineering Journal, 40(2) (2003) 111-129.
- [3]- J. -W. Lai, Experimental and analytical studies on the seismic behavior of conventional and hybrid braced frames, UC Berkeley, 2012.
- [4] - R. Sabelli, S. Mahin, C. Chang, Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces, Engineering Structures, 25(5) (2003) 655-666.
- [5]- M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Kashibara, T. Morizono, H. Yokoyama, Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces, in: Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1973, pp. 12-20.
- [6]- P. W. Clark, I. D. Aiken, K. Kasai, I. Kimura, Large-scale testing of steel unbonded braces for energy dissipation, in: Advanced technology in structural engineering, 2000, pp. 1-5.
- [7]- R. Sabelli, C. Chunho, Investigation of the nonlinear seismic response of special concentric and buckling restrained braced frames and implications for design, Report to EERI, FEMA/EERI Professional Fellowship Report, (2001).
- [8]- C. -M. Uang, M. Nakashima, K. -C. Tsai, Research and application of buckling-restrained braced frames, International Journal of Steel Structures, 4(4) (2004) 301-313.
- [9]- R. A. Kersting, L. A. Fahnestock, W. A. López, Seismic design of steel buckling-restrained braced frames, NIST GCR, (2015) 15-917.
- [10]- G. R. Kumar, S. S. Kumar, V. Kalyanaraman, Behaviour of frames with non-buckling bracings under earthquake loading, Journal of constructional steel research, 63(2) (2007) 254-262.
- [11]- S. Merzoug, R. Tremblay, Sismic Design of Dual Concentrically Braced Steel Frames for Stable Sismic Performance for Multi-Storey Buildings, (2006).
- [12]- R. Hooft, S. Mahin, J. Lai, Preliminary study of the strongback system: preventing the soft story mechanism, in, 2010.
- [13]- B. G. Simpson and S. A. Mahin, "Experimental and Numerical Investigation of Strongback Braced Frame System to Mitigate Weak Story Behavior," Journal of Structural Engineering, vol. 144, no. 2, p. 04017211, 2017.
- [14]- B. G. Simpson, S. A. Mahin, Experimental and numerical investigation of strongback braced frame system to mitigate weak story behavior, Journal of Structural Engineering, 144(2) (2018) 04017211.
- [15]- ATC. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA; 2009.
- [16]- B. G. Simpson, Higher-mode force response in multi-story strongback-braced frames, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 49(14) (2020) 1406-1427.
- [17]- A. Toorani, M. Gholhaki, R. Vahdani, The investigation into the effect of consecutive earthquakes on the strongback bracing system, in: Structures, Elsevier, 2020, pp. 477-488.
- [18]- M. Taghizadeh, M. Gholhaki, O. Rezaifar, A study on effect of soil-structure interaction on performance of strong-back structural system subjected to near and far-field earthquakes, in: Structures, Elsevier, 2021, pp. 116-136.
- [19] S. Abolghasemi, N. E. Wierschem, M. D. Denavit, Impact of strongback on structure with varying damper and stiffness irregularity arrangements, Journal of Constructional Steel Research, 213 (2024) 108333.
- [20]- M. Sharifi, Z. Maleki, B. Sayyafzadeh, Incremental Dynamic Analysis of Horizontal Pressure Vessels with Their Piping Systems, Civil Infrastructure Researches, 9(1) (2023) 139-159.(In Persian)

- [21]- N. Shahbazi, R. Aghayari, I. Ashayeri, Evaluation of the Effect of Pulse Period and Seismic Intensity on the Pattern of Lateral Displacement Distribution in the Height of RC-Moment Resisting Frames, *Civil Infrastructure Researches*, 9(1) (2023) 47-58.(In Persian)
- [22]- A. Shakouri, G. Ghodrati Amiri, A. A. Kaviani, Evaluation of near-field earthquake-induced pounding in building with friction pendulum bearing considering seismic gap of 360 standard, *Civil Infrastructure Researches*, 9(2) (2023) 125-140.(In Persian)
- [23]- R. Tremblay, L. Tirca, Behaviour and design of multi-storey zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-storey response, in: *STESSA 2003-Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Routledge, 2018, pp. 471-477.
- [24] J. -W. Lai, S. A. Mahin, Strongback system: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames, *Journal of Structural Engineering*, 141(9) (2015) 04014223
- [25]- AISC, A. 2016. *Seismic provisions for structural steel buildings*". Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [26]- BHRC. 2014. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings: Standard No. 2800. BHRC-IS2800. Tehran, Iran: Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [27]- S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. Fenves, *OpenSees users manual*, PEER, University of California, Berkeley, 18 (2004) 56-57.
- [28]- M. Menegotto, Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames, including changes in geometry and non-linear behavior of elements under combined normal force and bending, in: *IASBE Preliminary Report for Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated*, 1973, pp. 15-22.
- [29]- D. Lignos, E. Karamanci, Predictive equations for modelling cyclic buckling and fracture of steel braces, in: *The 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, 2013, pp. 1-2.
- [30]- P. -C. Hsiao, D. Lehman, C. Roeder, Improved analytical model for special concentrically braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 73 (2) (2012) 80–94.
- [31]- Salek Faramarzi M, Taghikhany T. Direct performance-based seismic design of strongback steel braced systems. *Structures*, vol. 28, 2020, p. 482–95. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.069>.
- [32]- C. -M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, *Journal of structural Engineering*, 117(1) (1991) 19-28.
- [33]- Structural response modification factor (Applied Technology Council NO. 19, 1995).
- [34]- D. Vamvatsikos, C. Cornell, Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engng Struct Dyn* 31:491–514, in, 2002.
- [35]- J. W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1) (2015) 579-599.
- [36]- NIST, Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, NIST GCR 10-917-8, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2010.
- [37]- FEMA, Multi-Hazard Estimation Methodology Earthquake Model Hazus- MH 2.1 Technical, Manual Federal