

مقایسه عملکرد قاب‌های مهاربندی دارای سیستم پشت قوی و کمانش تاب تحت توالی لرزه‌ای

محمد رضا خیمه^۱، غلامرضا قدرتی امیری^{۲*}، احسان درویشان^۳

۱ کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲ استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۳ استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی

*ghodrati@iust.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۳۹۹/۰۳/۲۷]..... تاریخ پذیرش: [۱۳۹۹/۱۰/۰۳]

چکیده

مهاربندهای کمانش تاب با وجود اینکه عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به مهاربندهای معمولی دارند، به دلیل سختی پایین پس از تسلیم، در هنگام زلزله جابه‌جایی‌های پسماند بزرگ را تجربه می‌کنند که می‌تواند در هنگام پس‌لرزه تشدید شده و سبب وقوع طبقه نرم شود. به تازگی برای رفع این مشکل سیستم پشت قوی معرفی شده است. با این حال پژوهش‌های انجام شده روی این سیستم اندک بوده و رفتار آن تحت توالی لرزه‌ای تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است. در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب و قاب‌های پشت قوی مورد بررسی قرار گرفته است. عملکرد لرزه‌ای این دو سیستم تحت توالی لرزه‌ای نیز مورد بررسی قرار گرفته تا درک بهتری نسبت به میزان موثر بودن سیستم جدید برای افزایش پایداری این قاب‌ها حاصل شود. بدین منظور سه قاب مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با دو سیستم پشت قوی و مهاربندی کمانش تاب طراحی شده و تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تاریخچه زمانی غیرخطی و دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند. برای مقایسه دو سیستم، از پارامترهای لرزه‌ای همچون ضریب رفتار، ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت، و همین‌طور پاسخ‌های سازه‌ای شامل بیشینه جابه‌جایی نسبی و جابه‌جایی نسبی پسماند استفاده شده است. در نهایت نیز منحنی‌های شکنندگی این دو سیستم در سطوح عملکرد مختلف مقایسه شده است. نتایج حاصل نشان می‌دهد که قاب پشت قوی دارای توزیع یکنواخت جابه‌جایی در ارتفاع سازه است که از وقوع طبقه نرم جلوگیری می‌کند.

واژگان کلیدی: تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، توالی لرزه‌ای، سیستم پشت قوی، مهاربند کمانش تاب، پاسخ لرزه‌ای

۱- مقدمه

که دارای مهاربند کمانش یافته است، متحمل تغییر شکل‌های غیرخطی زیاد شده و در نتیجه پدیده طبقه نرم یا طبقه ضعیف رخ دهد. در واقع با تمرکز تغییر شکل در یک یا چند طبقه،

قاب‌های مهاربندی متداول به دلیل کمانش عضو فشاری، دچار کاهش مقاومت می‌شوند که موجب می‌شود طبقه‌ای از سازه

اعضای مهاري و تیرها بستگی دارد. همچنین در رابطه با قاب های زیپی نیز پژوهشگران به این نتیجه رسیدند که تشخیص اندازه مناسب اعضا برای رسیدن به یک پاسخ سازه‌ای موردنظر مشکل است [8].

به تازگی سیستم پشت قوی³ [9] برای کاهش تمرکز آسیب در سازه‌ها پیشنهاد شده است. این سیستم در واقع ترکیبی از سیستم قاب زیپی، قاب مهاربندی واگرا بسته شده⁴ و سیستم خرابای الاستیک⁵ است. قاب SBS با توزیع یکنواخت آسیب و جابه‌جایی نسبی بین طبقات در ارتفاع سازه، از ایجاد طبقه نرم یا ضعیف جلوگیری می‌کند.

لقی و همکاران [10] سیستم پشت قوی را به همراه یک قاب خمشی به کار بردند تا جابه‌جایی‌های قاب را توسط پشت قوی کنترل کنند. نتایج نشان داد که جابه‌جایی‌های قاب خمشی در ارتفاع به صورت خطی است. پالرمو و همکاران [11] تعدادی روابط تحلیلی برای اندرکنش قاب و سیستم پشت قوی توسعه دادند. سازه‌های مورد مطالعه آنها شامل سازه‌های با رفتار برشی و پاندول معکوس بود. تالی [12] یک روش طراحی بر اساس ظرفیت برای مهاربندهای پشت قوی ارائه داد. وی از روش پیشنهادی FEMA-P695 برای تعیین پارامترهای لرزه‌ای این سیستم استفاده کرد. قلهکی و همکاران [13] اثر توالی لرزه‌ای را روی قاب‌های مجهز به این سیستم بررسی کردند. آنها با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ تعدادی قاب را تحت توالی لرزه‌ای بررسی کردند.

با این حال پژوهش‌های انجام شده روی این سیستم اندک است و تاکنون مطالعه‌ای بر رفتار لرزه‌ای این سیستم با مهاربندی کماتش تاب تحت اثر توالی لرزه‌ای انجام نشده است. همچنین در این مقاله بر خلاف پژوهش‌های گذشته از تحلیل شکنندگی برای لحاظ کردن آثار توالی لرزه‌ای استفاده شده است. در این مقاله عملکرد این سیستم تحت زلزله اصلی و اثر باهم زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد بررسی قرار گرفته است. برای امکان مقایسه، هر دو قاب دارای سیستم SBS و قاب BRB مدل شده و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تاریخچه زمانی غیرخطی

میزان آسیب‌های وارده به مهاربندها در آن طبقات شدت می‌یابد و در مقایسه با سیستمی که دارای توزیع یکنواخت آسیب‌ها در تمام ارتفاع سازه است، افزایش خسارات رخ می‌دهد [1, 2]. مهاربندهای کماتش تاب نیز گرچه موجب بهبود عملکرد کلی سیستم و افزایش ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها می‌شوند ولی به دلیل سختی پایین پس از تسلیم عضو مهاري و در نتیجه تغییر شکل‌های پسماند بزرگ، در مواردی ممکن است حتی در مقایسه با مهاربندهای همگرای معمولی عملکرد لرزه‌ای آنها تضعیف شود.

پژوهشگران برای کاهش تمرکز آسیب در طبقات ضعیف در قاب‌های مهاربندی روش‌های مختلفی ارائه داده‌اند. روش اول استفاده از یک سیستم پشتیبان یا دوگانه است که در آن قاب‌ها، کاهش ظرفیت برشی طبقه ناشی از کماتش مهاربند را جبران کنند [3, 4]. ولی با وجود اینکه سیستم‌های دوگانه برای چندین دهه در آیین‌نامه‌های ساختمان مورد استفاده قرار گرفته‌اند هنوز نامشخص است که چگونه باید سختی و مقاومت قاب پشتیبان تعیین شود تا به عملکرد موردنظر رسید. همچنین قاب خمشی اضافه شده برای کاهش ناپایداری طبقه، اقتصادی نیست. روش دوم استفاده از مهاربندهای لاغر با نسبت ظرفیت کششی به فشاری بالا است، که در آن بازتوزیع نیروها از مهاربند فشاری کماتش‌یافته به مهاربند کششی بهتر صورت گیرد [5]. ایراد این رویکرد افزایش مقطع تیرها در دهانه مهاربندی به دلیل اختلاف در ظرفیت کششی و فشاری اعضای مهاربندی است. سومین روش استفاده از ستون‌هایی در هر دو سیستم ثقلی و جانبی است که با دارا بودن مقاومت و سختی موثر ظرفیت باربری از دست رفته ناشی از کماتش مهاربند را به طبقات دیگر در سیستم منتقل کند [6, 7]. روش دیگر استفاده از پیکربندی‌های مهاري است که تقاضای غیرخطی سازه را در در ارتفاع سازه توزیع کند. به عنوان نمونه‌ای از این سیستم‌ها می‌توان مهاربندهای جدا¹ و قاب‌های زیپی² را نام برد. لازم به ذکر است که مهاربندهای ضربدری جدا، اگرچه ارتباط عملکرد اعضای مهاري را در دو طبقه مجاور بهبود می‌بخشند ولی کاهش پدیده طبقه نرم بیشتر به عواملی همچون ویژگی‌های

3 Strong back system (SBS)

4 Tied Eccentrically Braced Frame

5 Elastic Truss System

1 X-split

2 Zipper Frames

نسبی طبقات در طول ارتفاع سازه تقریباً یکنواخت توزیع شود. همچنین برای طراحی که مهارندهای معمولی در آن، دارای رفتار کششی و فشاری متفاوتی هستند قاب SBS باید به گونه ای در سازه قرار گیرد که در یک قاب از دو دهانه SBS استفاده شود که در یک دهانه خرپا الاستیک در سمت راست و در دهانه دیگر در سمت چپ قرار گیرد [10].

قاب SBS به علت آن که باید در حالت الاستیک باقی بماند باید دارای مقاومت بیشتری باشد که باعث بزرگتر شدن مقاطع و افزایش هزینه های ساخت می شود. ولی از طرفی چون قاب SBS وظیفه جلوگیری از وقوع طبقه نرم و طبقه ضعیف را دارد برای طراحی مهارندهای غیرالاستیک دیگر کنترل نسبت تقاضا به ظرفیت برای محدود کردن پاسخ طبقه ضعیف نیاز نیست.

۳- طراحی سیستم پشت قوی

در طراحی قاب های SBS علاوه بر لزوم طراحی اولیه که در آیین نامه های طراحی مانند ASCE^۶ و AISC^۷ مشخص شده، اعضای خرپای الاستیک قائم باید به گونه ای طراحی شوند که تحت نیروهای لرزه ای سطح خطر طراحی، الاستیک باقی بمانند. مفهوم ساده ای که مورد استفاده قرار می گیرد بر اساس ضریب اضافه مقاومت تعیین شده در آیین نامه است به این صورت که با اعمال ضریب اضافه مقاومت در ضریب زلزله، نیروی طراحی این اعضا بدست می آید. با اعمال این نیرو به عنوان نیروی زلزله و استفاده از ترکیبات بارگذاری آیین نامه، اعضای خرپای الاستیک در سیستم SBS تحلیل و طراحی می شود. همچنین همه ستون های رابط که در وسط دهانه سیستم SBS قرار می گیرند باید بر اساس بیشترین نیروی کششی یا فشاری مورد انتظار که در اعضای مهاربندی شکل می گیرد، طراحی شوند. لازم به ذکر است که اگرچه خرپای قائم طوری طراحی می شود که در حالت الاستیک باقی بماند ولی انتظار می رود که تحت لرزش های شدید زمین، برخی از اعضای آن وارد ناحیه غیرخطی شوند [14].

و دینامیکی افزایشی روی این قاب ها انجام شده است. در نهایت نیز منحنی های شکنندگی این دو سیستم با یکدیگر مقایسه شده است.

۲- سازوکار سیستم پشت قوی

قاب SBS در واقع شامل ویژگی های دو نوع سیستم مقاوم ماست که در آن یک قاب مهاربندی متداول با یک قاب مهاربندی تکیه گاه یا یک دکل یکپارچه ترکیب شده است. در هر دهانه از این سیستم دو نوع مهاربند وجود دارد: بخشی یک خرپای قائم فولادی الاستیک را تشکیل داده که تقریباً به صورت صلب رفتار می کند. این بخش با کنترل توزیع جابه جایی نسبی بین طبقات و تقاضای غیرخطی سازه، از وقوع طبقه ضعیف جلوگیری می کند و یا آن را به تاخیر می اندازد. بخش دیگر غیرالاستیک رفتار می کند و کار جذب انرژی را انجام می دهد. قسمت غیرالاستیک می تواند با کمایش مهاربند (مانند مهارندهای سنتی) یا با جاری شدن آن (به صورت کمایش تاب) انرژی را مستهک کند.

شکل ۱. توزیع تغییر شکل در سیستم SBS در مقایسه با مهارندهای معمولی [10]

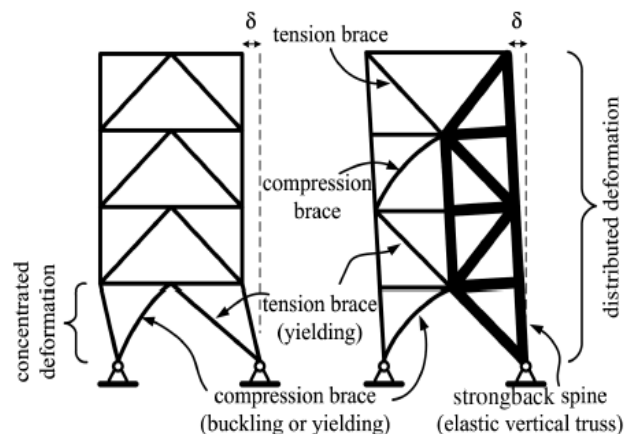


Fig. 1. Distribution of displacement in SBS system and conventional braces [10]

قاب SBS باید به شالوده متصل باشد و به گونه ای طراحی شود که در حین زلزله در حالت الاستیک باقی بماند تا جابه جایی

شکل ۲. نمایی از سازه‌های مدل سازی شده الف) BRB ب) SBS

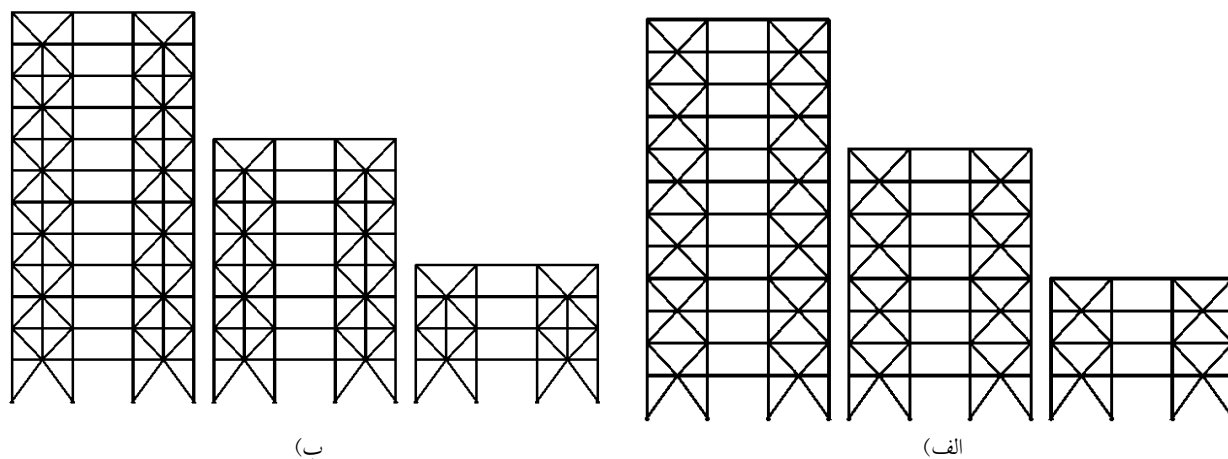


Fig. 2. Structures in elevation a) BRB b) SBS

عملکرد دو سیستم سازه‌ای BRB و SBS، از مقاطع تیر و ستون یکسان برای دو سیستم سازه‌ای استفاده شده است تا در حد ممکن امکان مقایسه رفتار آن‌ها میسر شود. در طراحی دهانه مهاربندی سیستم SBS نیز با استفاده از ضریب اضافه مقاومت $\Omega = 2.5$ ، از الاستیک ماندن خرابی قائم اطمینان حاصل شده است. همچنین ستون رابط در دهانه مهاربندی سیستم SBS بر اساس حداکثر نیروی فشاری و کششی حاصل در مهاربدها طراحی شده است. شایان ذکر است که باتوجه به پیکربندی متفاوت این دو سیستم امکان طراحی آنها با پریردهای یکسان بسیار مشکل است. ولی در طراحی سعی شده است که حتی الامکان دوره دو نوع سیستم به یکدیگر نزدیک باشد.

برای مدل‌سازی سازه‌ها از نرم‌افزار OpenSees [19] استفاده شده است. المانها با مصالح steel02 مدل شده‌اند. از آنجایی که در طراحی سازه‌ها فولاد مصرفی از نوع st37 است، در مدل سازی غیرخطی از تنش تسلیم $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ استفاده شده است. همچنین مدول الاستیسیته برابر $E = 2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ در نظر گرفته شده و شیب ناحیه غیرالاستیک نیز ۲ درصد شیب ناحیه الاستیک فرض شده است (شکل ۳). برای المانهای تیرو ستون از المان غیرخطی بر مبنای نیرو استفاده شده است که دارای توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان است. برای تعریف مقاطع این المانها از مقاطع رشته‌ای^۸ استفاده شده است. در این مقاطع با تقسیم مقطع به تعدادی رشته که دارای رفتار تک محوره هستند و انتگرال گیری از این رشته‌ها روی

شکل ۳. منحنی تنش-کرنش مهاربند کماتش تاب [16]

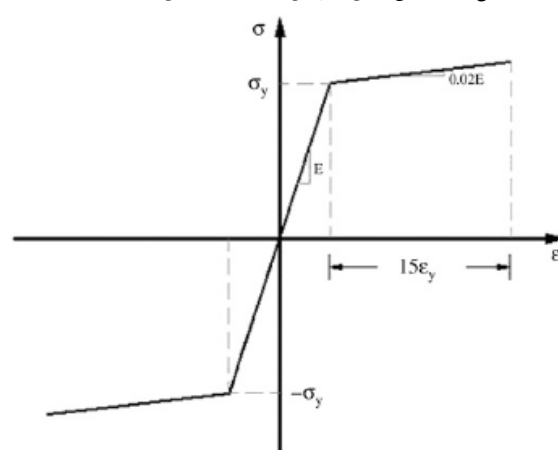


Fig. 3. Stress-strain curve of BRB brace [16]

۴- طراحی و مدل سازی سازه‌ها

در این مقاله از هر سیستم سازه‌ای، ۳ سازه با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طراحی و مدل‌سازی شده‌اند. ارتفاع طبقه ۴.۲ متر در طبقه اول و ۳.۲ متر در بقیه طبقات لحاظ شده است. شکل (۲) نمای این سازه‌ها را در ارتفاع نشان می‌دهد. بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (بارهای وارد بر ساختمان) [15] انجام گرفته است. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب برابر ۶۰۰ و $200 \frac{kg}{cm^2}$ است. سازه‌های موردنظر در شهر تهران واقع شده و خاک محل احداث پروژه از نوع ۲ (مطابق استاندارد ۲۸۰۰) [16] است. طراحی سازه‌ها با استفاده از آیین‌نامه‌های ASCE7-10 [17] و AISC341-10 [18] صورت گرفته است. ضریب رفتار اولیه برای طراحی سازه‌ها برابر با $R=8$ در نظر گرفته شده است. برای مقایسه

۶- سطوح عملکرد سازه

با توجه به اینکه خسارت ناشی از زلزله اصلی، در جابه‌جایی پسماند سازه بهتر دیده می‌شود در این پژوهش سطوح عملکرد مختلف سازه بر اساس پیشینه جابه‌جایی پسماند میان طبقات بیان شده است. در ادامه معیارهای سطوح عملکرد سیستم‌های SBS و BRB بیان شده است.

- سطح عملکرد IO^{۱۱}: چون در سطح عملکرد IO سازه دچار تغییرشکل‌های بزرگ نشده است و در حالت خطی است اختلاف رفتار مهاربند معمولی با سیستم BRB و SBS قابل چشم‌پوشی هست از این رو این پژوهش مطابق دستورالعمل FEMA-356 [21] برای سطح عملکرد IO عدد ناچیز ۰٫۱ درصد برای جابه‌جایی نسبی پسماند در نظر گرفته است.

- سطح عملکرد LS و CP: با توجه به اینکه سیستم مهاربندی معمولی در محدوده غیرخطی تفاوت قابل ملاحظه‌ای با سیستم BRB و SBS دارد دیگر نمی‌توان از معیارهای آیین‌نامه FEMA-356 برای تعیین سطوح عملکرد LS^{۱۲} و CP^{۱۳} برای این دو سیستم استفاده کرد. از این رو مطابق پژوهش کریستپولوس و همکاران^{۱۴} [22] برای تعیین سطوح عملکرد استفاده شده است. در این پژوهش برای سیستم BRB در سطوح عملکرد LS و CP، پیشینه جابه‌جایی پسماند بین طبقات به ترتیب اعداد ۰٫۴ و ۰٫۷۵ درصد پیشنهاد شده است. از طرفی با توجه به بررسی‌های صورت گرفته از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌های BRB و SBS مشخص شده است که سازه SBS پیشینه تغییرمکان پسماند کمتری (تقریباً نصف تغییرمکان پسماند ایجاد شده در سازه BRB را داراست). از این رو (با توجه به این که معیاری برای این سیستم وجود ندارد) برای سطوح عملکرد LS و CP سازه SBS به ترتیب اعداد ۰٫۲۵ و ۰٫۴ درصد استفاده شده است.

- سطح عملکرد GI^{۱۵}: با توجه به اینکه در این سطح عملکرد، سازه تقریباً ظرفیت و پایداری خود را از دست داده

سطح مقطع می‌توان اندرکنش نیروی محوری و لنگر را به صورت غیرخطی مدل کرد. برای اعضای خرابی الاستیک در سیستم SBS نیز از همین نوع المان استفاده شده است تا امکان کمناش در این اعضا را فراهم شود. علت آن است که اگرچه در طراحی خرابی الاستیک فرض می‌شود که اعضای آن به صورت الاستیک رفتار می‌کنند ولی تحت زلزله‌های شدید این اعضا ممکن است کمناش کنند. پس برای مدل‌سازی واقعی‌تر رفتار این سیستم، اعضای خرابی الاستیک نیز به صورت غیرخطی مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی کمناش در ستون‌ها و اعضای خرابی SBS، در وسط هر یک از این المان‌ها به مقدار ۰٫۰۰۱ طول عضو، خروج از مرکزیت اعمال شده است.

۵- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل

برای بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر سیستم‌های سازه‌ای مذکور، از رکوردهای توالی ثبت شده در گذشته استفاده شده است. از طرفی نوع رکوردهای انتخابی و تعداد این رکوردها بر نتایج تحلیل و زمان تحلیل اثر مستقیم خواهد داشت در نتیجه در این مطالعه از دسته رکوردهای پیشنهاد شده توسط گارسیا^۹ و نگرت^{۱۰} [20] استفاده شده است که شامل ۲۴ دسته رکورد است. البته لازم به ذکر است که تعدادی از این رکوردها، دارای بیش از یک پس‌لرزه هستند که در اینجا پس‌لرزه قوی‌تر مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین از هر جفت رکورد زلزله، جهتی که دارای PGA بزرگتری هست مورد استفاده قرار گرفته است.

با توجه به این که انجام تحلیل‌های IDA با لحاظ کردن باهم رکوردهای زلزله و پس‌لرزه بسیار زمان‌بر است، انتخاب یک زمان وقفه طولانی بین زلزله و پس‌لرزه باعث افزایش زمان تحلیل می‌شود، برای انتخاب این مدت زمان ابتدا چند تحلیل آزمایشی با شدت زلزله‌های مختلف روی سازه‌ها انجام شد و زمان ۶ ثانیه به عنوان کمترین زمانی که در آن سازه‌ها به حالت استراحت برمی‌گردند، انتخاب شد.

11 Immediate Occupancy (IO)

12 Life Safety (LS)

13 Collapse Prevention (CP)

14 Christopoulos

15 Global Instability (GI)

9 Garcia

10 Negrete

از تسلیم یا گسیختگی مهاربندها، خرابی الاستیک موجود در دهانه مهاربندی یکپارچگی سازه را حفظ کرده و وظیفه اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرد. همچنین مشاهده می‌شود که شیب اولیه نمودارها (سختی اولیه سازه) در سازه‌های SBS بین ۹ الی ۱۳٪ نسبت به سازه‌های BRB بیشتر است که به دلیل وجود خرابی الاستیک سازه SBS و افزایش ابعاد مقاطع است.

شکل ۵. منحنی پوش‌آور سازه‌ها

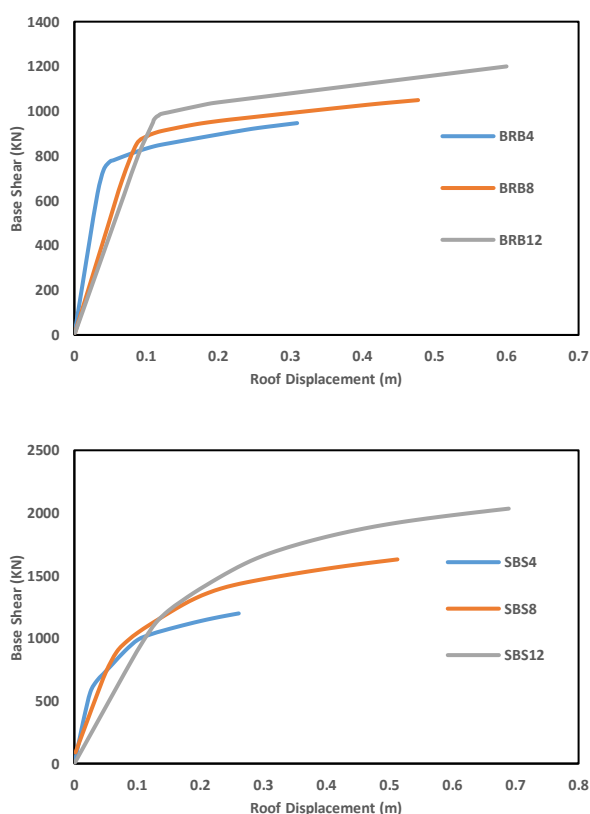


Fig. 5. Pushover curves of the structures

در ادامه با استفاده از منحنی‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ها مانند ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار محاسبه شده‌اند (جدول ۱). شایان ذکر است که برای محاسبه این پارامترها از روش یانگ [8] استفاده شده است. مطابق جدول، ضریب رفتار سازه‌های SBS بزرگتر از سازه‌های BRB است که بیشتر ناشی از ضریب اضافه مقاومت بیشتر سازه‌های SBS می‌باشد. همچنین، ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه‌ها با افزایش ارتفاع و تعداد طبقات کاهش می‌یابد.

است این سطح عملکرد را می‌توان زمانی در نظر گرفت که خطوط افقی در منحنی‌های IDA مشاهده شود. همچنین برای اینکه اثر پس‌لرزه بر سطح عملکرد با شدت خرابی بالا (CP) در سازه BRB نیز دیده شود سازه BRB علاوه بر ۳ سطح عملکرد مذکور، تحت پس‌لرزه با سطح عملکرد ۴ با بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند ۰.۷۵ نیز قرار گرفته است.

۷- درستی آزمایشی مدل

در این پژوهش برای درستی آزمایشی مدل سازه SBS، به دلیل نبود اطلاعات مدل آزمایشگاهی، از سازه مورد استفاده در پژوهش لای و ماهین [14] استفاده شده که شامل یک سازه SBS ۶ طبقه است. شکل (۴) منحنی پوش‌آور این سازه را نشان می‌دهد. مطابق شکل بیشترین خطای سازه مدل شده در این پژوهش به کمتر از ۱۰٪ محدود می‌شود.

شکل ۴. درستی آزمایشی سازه ۶ طبقه مدلسازی شده

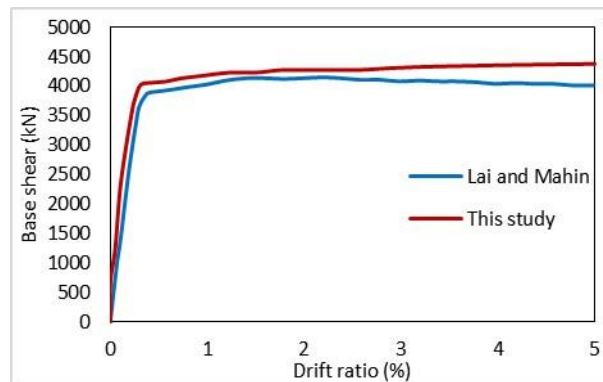


Fig. 4. Verification of 6-story modeled

۸- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در ابتدا تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای مقایسه عملکرد سازه‌ها و تعیین پارامترهای لرزه‌ای آنها انجام شده است. شکل (۵) منحنی‌های پوش‌آور سازه‌های مختلف را با هر دو سیستم سازه‌ای نشان می‌دهد. در منحنی سازه‌های SBS مشاهده می‌شود که این نمودارها از ۳ خط تشکیل شده‌اند در حالی که منحنی‌های BRB پس از تسلیم به صورت خطی ادامه پیدا می‌کنند. این پدیده نشان دهنده آن است که در سازه‌های SBS پس

جدول ۱. مقایسه پارامترهای لرزه‌ای سازه‌های دو سیستم BRB و SBS

Model	T (s)	V_e (kN)	V_y (kN)	V_s (kN)	R_{so}	R_μ	R_s	R (LRFD)
BRB								
4	0.72	3115	800	505	1.58	3.89	1.89	7.07
8	1.32	2940	910	620	1.46	3.23	1.69	5.45
12	1.9	3310	1140	780	1.44	2.80	1.66	4.65
SBS								
4	0.66	3344	860	489	1.75	3.88	2.02	7.84
8	1.16	4370	1200	730	1.64	3.64	1.89	6.88
12	1.67	4828	1550	980	1.58	3.69	1.82	4.89

Table 1. Comparison of seismic parameters of BRB and SBS structures

جدول ۲. مقادیر ماکزیمم جابه‌جایی و جابه‌جایی پسماند سازه‌ها تحت زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای

model	BRB			SBS		
No of stories	4	8	12	4	8	12
mainshock						
maximum drift	0.023	0.031	0.037	0.012	0.020	0.031
maximum residual drifts	0.005	0.008	0.011	0.000	0.002	0.002
seismic sequence						
maximum drift	0.028	0.034	0.039	0.013	0.021	0.040
maximum residual drifts	0.005	0.010	0.011	0.001	0.002	0.003

Table 2. Maximum drift and residual drift of the structures under mainshock and seismic sequence

۹- تحلیل دینامیکی غیر خطی

برای مقایسه پاسخ سازه‌های SBS و BRB تحت زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده است. در این تحلیل مواردی مانند بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقات، جابه‌جایی نسبی پسماند بین طبقات، توزیع جابه‌جایی نسبی بین طبقات و وقوع پدیده طبقه نرم بررسی شده است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی از هفت شتاب‌نگاشت مختلف دارای پس‌لرزه استفاده شده است. برای انجام تحلیل، شتاب‌نگاشت‌ها به زلزله طرح آیین نامه ۲۸۰۰ (DBE) ۱۶ مقیاس شده‌اند. برای اختصار، در جدول (۲) تنها مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی و بیشترین جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقات برای سازه‌ها ارائه شده است.

مطابق جدول، سازه SBS در مقایسه با سازه BRB، کاهش قابل ملاحظه‌ای در بیشترین جابه‌جایی نسبی میان طبقات داشته است، به طوری که در سازه ۴ طبقه ۹۱٪ جابه‌جایی نسبی سازه کاهش یافته است. در رابطه با توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع سازه نیز می‌توان گفت که سازه SBS تقریباً در تمام طبقات توزیع جابه‌جایی نسبی یکسانی داشته است در حالی که در

سازه BRB به ویژه در طبقات تحتانی، جابه‌جایی نسبی به شدت افزایش یافته است که در نتیجه وقوع طبقه نرم در این طبقات محتمل است. البته لازم به ذکر است که در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه SBS، جابه‌جایی نسبی در طبقات فوقانی مقداری افزایش یافته است (۵۵٪ برای سازه ۸ طبقه و ۱۷٪ برای سازه ۱۲ طبقه)، که نشان می‌دهد لزوم سخت‌گیرانه‌تری در طراحی این سیستم در طبقات فوقانی باید صورت گیرد. به همین ترتیب سازه SBS دارای جابه‌جایی پسماند به مراتب کمتری از سازه BRB است به گونه‌ای که به طور میانگین در سازه‌های ۴ طبقه ۸۵٪ در سازه‌های ۸ طبقه ۸۰٪ و در سازه‌های ۱۲ طبقه ۴۳٪ کاهش جابه‌جایی پسماند مشاهده می‌شود. همچنین در جدول، اثر فزاینده پدیده توالی لرزه‌ای بر جابه‌جایی نسبی طبقات قابل مشاهده است، چرا که در تمامی طبقات نسبت پاسخ توالی لرزه‌ای به لرزه اصلی بزرگتر از یک است. با این حال پاسخ سازه‌ها تحت توالی لرزه‌ای افزایش چشمگیری از خود نشان نمی‌دهد در ادامه برای بررسی دقیق‌تر اثر توالی لرزه‌ای از تحلیل دینامیکی افزایشی کمک گرفته شده است تا رفتار سازه‌ها از حالت الاستیک تا فروریزش پایش شوند.

طیفی $2.2g$ دچار فروریزش شده اند در حالی که فروریزش سازه‌های BRB در شتاب $1.7g$ رخ می دهد. البته لازم به ذکر است که سازه‌های ۱۲ طبقه SBS دچار جابه‌جایی‌های زیاد شده و زودتر از انتظار فروریزش کرده‌اند. این مطلب که همانطور که قبلاً گفته شده ناشی از جاری شدن خرابای قائم و در نتیجه تغییر مکان زیاد آن در طبقات فوقانی سازه است.

شکل ۷. منحنی IDA میانه سازه ها تحت لرزه اصلی الف) سازه ۴ طبقه ب)

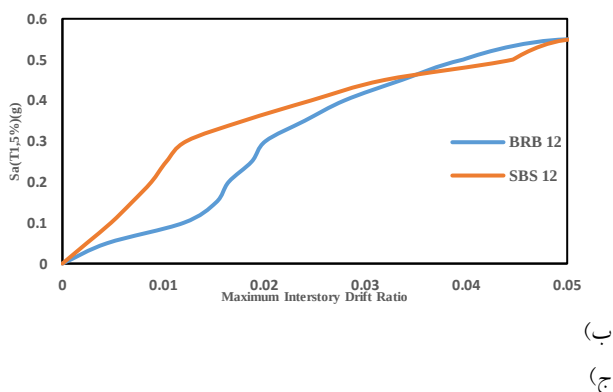
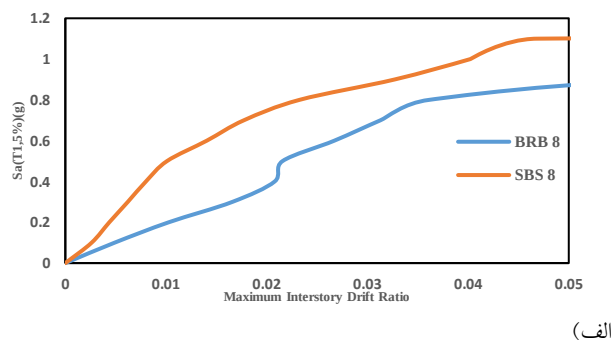
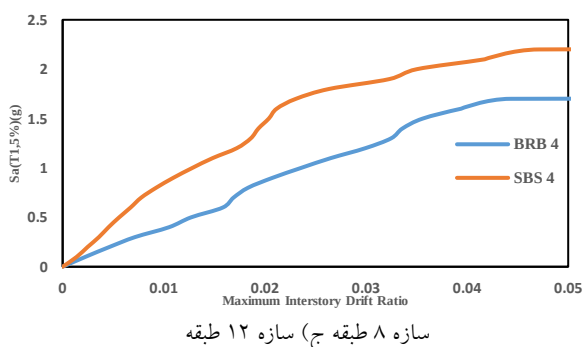


Fig. 7. median IDA curves under mainshock a) 4-story structure b) 8-story structure c) 12-story structure

شکل ۶. منحنی‌های IDA سازه ۴ طبقه الف) سیستم BRB ب) سیستم SBS

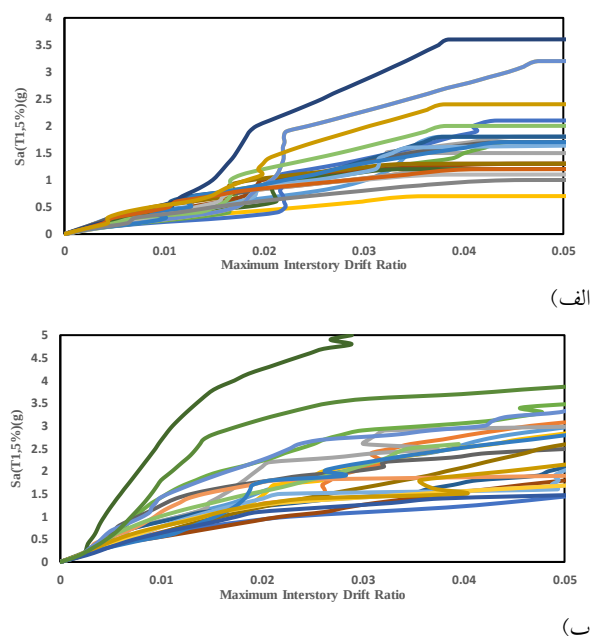


Fig. 6. IDA curves of 4-story structure a) BRB system b) SBS system

۱۰- تحلیل دینامیکی افزایشی

برای بررسی رفتار سازه‌ها از حالت الاستیک تا فروریزش از تحلیل IDA استفاده شده است. از ۲۴ رکورد زلزله برای تحلیل‌ها استفاده شده است. به این منظور ابتدا سازه‌ها با در نظر گرفتن لرزه اصلی تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفتند. سپس سازه‌های SBS در سه سطح عملکرد و سازه‌های BRB در چهار سطح عملکرد مختلف تحت توالی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. در این تحلیل‌ها مقیاس شدت برابر شتاب طیفی مود اول و مقیاس خسارت به عنوان ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات در نظر گرفته شده است. شکل (۶) به عنوان نمونه منحنی‌های IDA سازه ۴ طبقه را نشان می‌دهد. برای امکان مقایسه منحنی‌های دو سیستم با یکدیگر، در شکل (۷) منحنی‌های میانه IDA برای هر دو سیستم سازه‌ای تحت لرزه اصلی نشان داده شده است. بر اساس منحنی‌های فوق مشخص می‌شود که سازه‌های SBS عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های BRB داشته‌اند. برای نمونه سازه‌های ۴ طبقه SBS در شتاب

شکل ۸. منحنی های IDA میانه سازه ها تحت توالی لرزه ای الف) سازه ۴ طبقه BRB ب) سازه ۴ طبقه SBS ج) سازه ۸ طبقه BRB د) سازه ۸ طبقه SBS
ه) سازه ۱۲ طبقه BRB و) سازه ۱۲ طبقه SBS

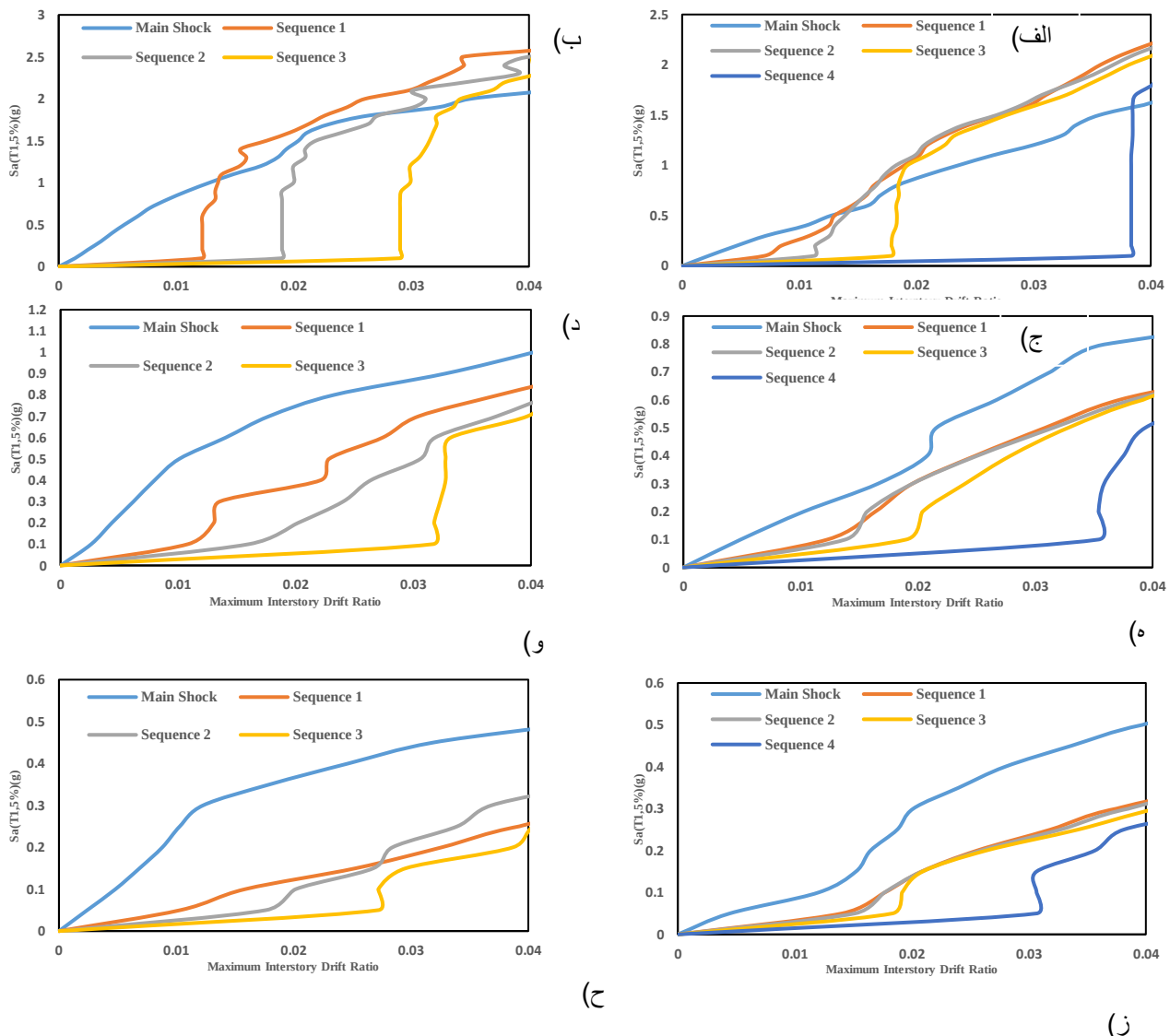


Fig. 8. median IDA curves under seismic sequence a) 4-story BRB structure b) 4-story SBS structure c) 8-story BRB structure d) 8-story SBS structure e) 12-story BRB structure f) 12-story SBS structure

لرزه اصلی است. به طور کلی برتری سازه SBS در اینجا نیز مشهود است. سازه ۴ طبقه BRB در شتاب طیفی $1.7g$ و سازه SBS در شتاب $2.25g$ به بالاترین سطح عملکرد خود می رسند. این مقادیر برای سازه های ۸ طبقه به ترتیب $0.6g$ و $0.7g$ و برای سازه ۱۲ طبقه $0.3g$ و $0.25g$ است.

۱۱- منحنی های شکنندگی

با استفاده از این منحنی ها می توان احتمال فروریزش سازه ها را به ازای پارامتر شدت لرزه ای مشخصی $Sa(T1, 5\%)$ محاسبه نمود. شکل (۹) منحنی های شکنندگی سازه ها را تحت لرزه

منحنی های IDA میانه قاب ها تحت توالی لرزه ای در سطوح عملکرد مختلف در شکل (۸) رسم شده اند. همانطور که از منحنی ها مشخص می باشد با افزایش سطوح عملکرد و آسیب ناشی از لرزه اصلی در قاب ها، ظرفیت سازه ها کاهش می یابد. البته این کاهش در قاب های ۸ و ۱۲ طبقه بیشتر قابل مشاهده است و قاب های ۴ طبقه تحت توالی لرزه ای کاهش ظرفیتی نداشته اند. در نتیجه می توان گفت با افزایش تعداد طبقات اثر پس لرزه بر سازه ها بیشتر می شود. لازم به ذکر است که خطوط قائمی که در منحنی های IDA تحت توالی لرزه ای مختلف مشاهده می شود ناشی از وجود تغییر مکان پسماند حاصل از

منحنی‌های شکنندگی قاب‌ها تحت توالی لرزه‌ای در سطوح عملکرد مختلف در شکل (۱۰) رسم شده‌اند. مطابق شکل مشخص است که توالی لرزه‌ای اثر ناپیزی روی عملکرد سازه های ۴ طبقه SBS و BRB در سطوح عملکرد مختلف، داشته است. البته لازم به ذکر است که منحنی‌های حاصل در سازه‌های ۴ طبقه بیانگر عملکرد بهتر توالی لرزه‌ای بر لرزه اصلی است که علت آن می‌تواند وقوع پدیده قطبیت منفی^{۱۷} در سازه‌ها باشد. منظور از قطبیت آن است که گاهی وقوع پس لرزه باعث می‌شود که تغییر شکل سازه در جهت معکوس ادامه پیدا کند. در این حالت جابه‌جایی ماندگار پس از زلزله کمتر از مشابه آن پس از زلزله اصلی خواهد بود. در رابطه با سازه‌های ۸ طبقه نیز مشخص است که در سازه BRB با افزایش خرابی ناشی از لرزه اصلی، ظرفیت سازه کاهش یافته و احتمال خرابی افزایش داشته است به گونه‌ای که در شدت لرزه‌ای $Sa=1g$ احتمال خرابی در لرزه اصلی ۶۵٪ در سطوح عملکرد یک، دو و سه ۷۳٪ و در سطح عملکرد چهار ۸۳٪ بوده است. که نشان دهنده این است که سازه ۸ طبقه BRB در سطوح عملکرد یک، دو و سه که شامل خرابی کم و متوسط می‌شوند تقریباً منحنی‌های شکنندگی یکسانی دارد. در سازه ۸ طبقه SBS نیز افزایش سطوح عملکرد باعث افزایش احتمال خرابی شده است البته اثر پس لرزه در این سازه نسبت به سازه BRB به مراتب کمتر بوده است به گونه‌ای که با افزایش شدت لرزه‌ای، احتمال خرابی لرزه اصلی و توالی لرزه‌ای تقریباً یکسان شده است. در نتیجه می‌توان گفت که سازه SBS در برابر پس لرزه عملکرد بهتری داشته است. در سازه‌های ۱۲ طبقه بیشترین اثر توالی لرزه‌ای مشاهده می‌شود به گونه‌ای اختلاف منحنی شکنندگی سازه در لرزه اصلی نسبت به سطوح عملکرد مختلف افزایش چشمگیری داشته است برای نمونه در سازه BRB در شدت لرزه‌ای $Sa=0.5g$ احتمال خرابی در لرزه اصلی ۲۹٪ ولی در سطوح عملکرد یک، دو و سه ۶۵٪ و در سطح عملکرد چهار ۷۰٪ است.

اصلی نشان می‌دهد. مطابق شکل، در سازه‌های ۴ و ۸ طبقه قاب‌های SBS به طور قابل ملاحظه‌ای دارای فراگذشت کمتری نسبت به سازه های BRB هستند. به طوری که احتمال خرابی سازه‌های SBS در سازه‌های ۴ و ۸ طبقه در پارامتر شدت لرزه ای $Sa=1g$ در مقایسه با سازه‌های BRB، ۵۰٪ کاهش را نشان می‌دهد. با این حال این اختلاف با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. به طوری که در سازه ۱۲ طبقه منحنی‌های شکنندگی دو سیستم اختلاف چندانی را نشان نمی‌دهند که نشان از افت عملکرد سازه SBS در سازه‌های بلند دارد.

شکل ۹. منحنی سازه‌ها تحت لرزه اصلی الف) سازه ۴ طبقه ب) سازه ۸ طبقه

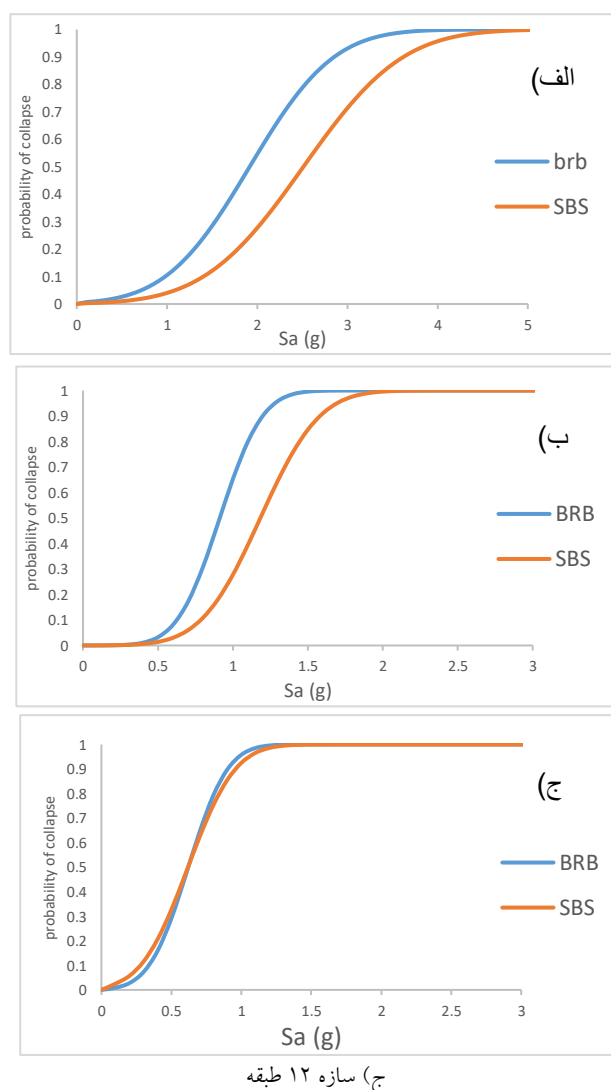


Fig. 9. Fragility curves of the structures under mainshock a) 4-story structure b) 8-story structure c) 12-story structure

شکل ۱۰. منحنی‌های شکنندگی میانه سازه‌ها تحت توالی لرزه ای الف) سازه ۴ طبقه BRB (ب) سازه ۴ طبقه SBS (ج) سازه ۸ طبقه BRB (د) سازه ۸ طبقه SBS (ه) سازه ۱۲ طبقه BRB (و) سازه ۱۲ طبقه SBS

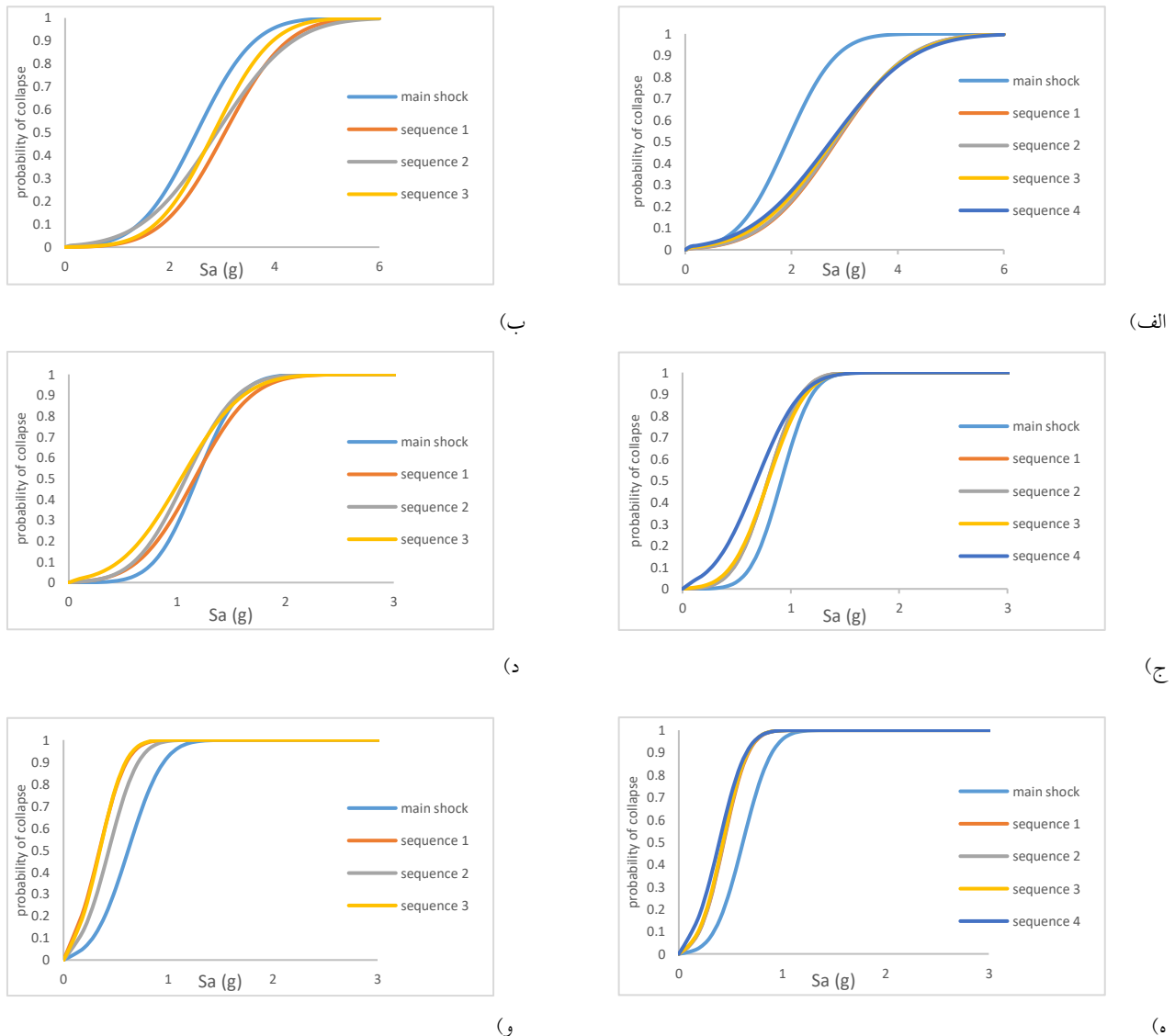


Fig. 10. Fragility curves under seismic sequence a) 4-story BRB structure b) 4-story SBS structure c) 8-story BRB structure d) 8-story SBS structure e) 12-story BRB structure f) 12-story SBS structure

۱۲- نتیجه گیری

هدف از انجام این پژوهش ارزیابی اثر زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای بر سیستم SBS و مقایسه آن با سیستم BRB است. به این منظور در این پژوهش ۳ سازه با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه از هر دو سیستم مدل سازی و طراحی شد. در ادامه، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور)، تاریخچه زمانی غیرخطی و دینامیکی افزایشی (IDA) روی سازه‌ها انجام شد و عملکرد آن‌ها در سطوح عملکرد مختلف ناشی از لرزه اصلی و پس‌لرزه مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از نتایج تحلیل‌ها می‌توان به طور کلی نتیجه گرفت که:

- ۱- اگرچه از تعداد المان‌های شکل‌پذیر در سازه SBS کاسته شده است ولی در نهایت عملکرد مناسب آن باعث شده که ضریب شکل‌پذیری این سیستم تقریباً برابر با سیستم BRB باشد. همچنین سیستم SBS به علت وجود خریای الاستیک به ترتیب دارای حدود ۱۰٪، اضافه مقاومت و ۱۵٪ ضریب رفتار بیشتر نسبت به سازه BRB است.
- ۲- بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقات سازه‌های SBS در مقایسه با سازه‌های BRB کاهش داشته است. همچنین توزیع جابه‌جایی نسبی بین طبقات در ارتفاع سازه SBS کاملاً یکنواخت بوده است در حالی که در سیستم BRB به ویژه در

2009 Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(12), 2148-2156.

8- Yang T. Y. 2006 Performance evaluation of innovative steel braced frames, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

9- Simpson, B. G., & Mahin, S. A. 2017 Experimental and numerical investigation of strong back braced frame system to mitigate weak story behavior. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017211.

10- Laghi, V., Palermo, M., Gasparini, G., & Trombetti, T. 2017 Strong-back system coupled with framed structure to control the building seismic response. *Journal of Civil & Environmental Engineering*, 7(2), 1000274.

11- Palermo, M., Laghi, V., Gasparini, G., & Trombetti, T. (2018). Coupled response of frame structures connected to a strongback. *Journal of Structural Engineering*, 144(9), 04018148.

12- Talley P. C. 2018 Capacity design methods for strongback braced frames. MSc Thesis, University of Tennessee, Knoxville.

13- Toorani A., Gholhaki M., & Vahdani R. 2020. The investigation into the effect of consecutive earthquakes, on the strongback bracing system. *Structures*, 24, 477-488.

14- Lai, J. W., & Mahin, S. A. 2014 strong back system: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 141(9), 04014223.

15- Ministry of Housing and Urban Development. 2006 Iranian National Building Code (Part 6). Minimum Building Loads.

16- BHRC, B. Housing Research Center. 2005. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No, 2800.

17- ASCE, American Society of Civil Engineers. 2013 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10). American Society of Civil Engineers.

18- AISC, A. 2010 AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings". Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.

19- Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H., & Fenves G. L. 2006. OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.

20- Ruiz-García J. & Negrete-Manriquez J. C. 2011 Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences. *Engineering Structures*, 33(2), 621-634.

21- FEMA, 2000 Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

22- Erochko J., Christopoulos C., Tremblay R., & Choi H. 2010 Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05. *Journal of Structural Engineering*, 13(5). 589-599.

طبقات تحتانی افزایش جابه‌جایی نسبی زیادی مشاهده می‌شود. پس می‌توان گفت که احتمال وقوع پدیده طبقه نرم در سیستم BRB به شدت بیشتر از سیستم SBS است. با این حال عملکرد سیستم SBS ۱۲ طبقه پایین تر از سازه ۴ طبقه است به طوری که در سازه ۴ طبقه ۹۰٪ کاهش و در سازه ۱۲ طبقه تنها ۱۷٪ کاهش در بیشینه جابه‌جایی نسبی مشاهده شد.

۳- منحنی شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه SBS احتمال خرابی به مراتب کمتری نسبت به سیستم BRB نشان می‌دهد ولی در سازه ۱۲ طبقه منحنی شکنندگی دو سیستم تقریباً یکسان شده است.

۴- با توجه به نتایج تحلیل‌ها می‌توان گفت که سازه SBS در ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه بهترین عملکرد را از خود نشان می‌دهد، ولی در سازه‌های بلندتر احتمال کماتش اعضای خرابی الاستیک وجود دارد که می‌تواند باعث افزایش شدید جابه‌جایی سازه شده و پایداری آن را به خطر بیندازد. پس نیاز است که در طراحی طبقات فوقانی سیستم SBS سخت‌گیری بیشتری لحاظ شود.

اعلام تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ تعارض منافی وجود ندارد

References

مراجع

- 1- Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S. 1988 Seismic behavior of concentrically braced steel frames. Berkeley, CA, USA, UCB/EERC-88/01. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California.
- 2- Tremblay R. 2003 Achieving a Stable Inelastic Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames. *Engineering Journal. AISC*, 40(2), 111-129, 2003.
- 3- Foutch D. A., Goel S. C., and Roeder C. W. 1987 Seismic testing of full-scale steel building—Part I. *Journal of Structural Engineering*, 113(11), 211.
- 4- Whittaker A. S. 1990 An experimental study of the behavior of dual steel systems, Report No. UCB/EERC-88/14 *University of California*, Berkeley.
- 5- Chen C.-H. 2010 Performance-based seismic demand assessment of concentrically braced steel frame buildings. Doctoral dissertation, UC Berkeley, 2010.
- 6- MacRae G. A., Kimura Y., & Roeder C. 2004 Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior. *Journal of Structural Engineering*, 130(3) 381-391.
- 7 Ji X., Kato M., Wang T., Hitaka T., and Nakashima M.

Comparing Performance of Strongback and BRB Braced Frames Under Seismic Sequence

Mohammad Reza Kheime¹, Gholamreza Ghodrati Amiri², Ehsan Darvishan³

1 M.Sc., School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

2 Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

3 Assistant Professor, Civil Engineering Department, Roudehen Branch, Islamic Azad University, Roudehen, Iran

*ghodrati@iust.ac.ir

Abstract

One of the most popular lateral load resisting systems is the concentric bracing. However, despite the unique advantages of the system, it has irregular and unstable hysteresis cycles because of differences in compressive and tensile strength. Hence, many studies are devoted to improve these braces to achieve an ideal symmetric elastoplastic behavior which has resulted in construction of Buckling-Restrained Braces (BRB). BRBs, although have a much better seismic performance than ordinary bracing, have a main disadvantage (similar to conventional bracing) of producing large nonlinear displacements due to their low stiffness, and consequently they have potential to form soft story. Recently, Strongback Bracing System (SBS), which is a combination of a zip system and an elastic truss system, has been introduced. SBS actually includes two types of features: a rigid elastic truss to tie story drifts over the height of the structure, and a conventional bracing system to dissipate energy. Therefore, this system can prevent or delay probability of soft story by controlling the distribution of floor displacements and the nonlinear demand of the structure. However, the studies conducted on this system are limited, and to the best of the author's knowledge performance of this system with BRB configuration under seismic sequences is not yet investigated. In this paper, seismic performance of the SBS system is investigated and compared with the BRB one. First, behavior of these systems are studied under main shock. Next, seismic sequences are applied on the structures to better understand the behavior of SBS frames compared to BRB. For this purpose, three 4- 8- and 12-story frames were designed with two SBS and BRB systems. BRB elements were used as inelastic braces of SBS system. Nonlinear static analysis was conducted to evaluate the seismic parameters of the structures such as response modification factor and overstrength factor. Also, nonlinear time-history analysis was performed to find maximum and residual response of the structures. In the next step, a fragility analysis was conducted using IDA to estimate performance of the structures under mainshock and seismic sequence for different performance levels. 3 performance levels were selected for SBS and 4 performance levels for BRB which show the elastic to global collapse of the structures. The results of static analysis showed that the SBS system has a uniform distribution of displacement in the height of the structure, which prevents the formation of soft story. In all analyses, SBS showed a superior performance, especially in 4 story structure. Also, SBS frames showed higher response modification and overstrength factors. Results of dynamic analysis showed that the 4-story SBS structure was much less vulnerable to seismic sequences compared to the BRB one. However, the performance of SBS system decreases with increase in the height of the structures, such that 12-story frame experienced large deformations and collapsed under lower seismic demands than BRB frame. This was due to buckling of some elements in rigid truss which led to concentration of demands in these elements. Therefore, more stringent provisions are needed for design of taller structures with SBS system.

Keywords: IDA, seismic sequence, strongback system, BRB, seismic response