

بررسی اندرکنش قاب خمشی بتنی با مهاربند کمانش تاب لوزی شکل و کاهش تغییر شکل ماندگار به عنوان یک سیستم دوگانه

احسان دهقانی^{۱*}، محمد امین محمدی البرزی^۲، امیر اضمائی^۳

۱- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم.

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم.

۳- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم.

Dehghani@qom.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۴۰۱/۰۶/۲]

تاریخ پذیرش: [۱۴۰۱/۹/۲۳]

چکیده

در این مقاله پس از مطالعه رفتار مهاربندهای کمانش ناپذیر و قاب خمشی با مطالعات عددی سعی بر حل مشکل استفاده از مهاربندهای لوزی شکل شده است. با توجه به اینکه رفتار مهاربند کمانش ناپذیر در فشار و کشش نسبتاً مشابه است؛ می‌تواند نیروی نامتعادل کننده را در سیستم مهاربندی لوزی شکل برطرف کند. با توجه به انعطاف معماری که سیستم لوزی شکل مهاربند در سازه ایجاد می‌کند این سیستم با مهاربند کمانش ناپذیر می‌تواند عملکرد مطلوبی داشته باشد. ترکیب این سیستم با قاب خمشی به عنوان یک سیستم دوگانه به منظور بررسی امکان استفاده از مهاربندهای لوزی شکل در سیستم قاب خمشی بتنی باعث کاهش تغییر شکل‌های ماندگار در حالت سیستم دوگانه می‌شود که مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور مجموعه‌ای از ساختمان‌ها در سه سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتنی، قاب دوگانه با مهاربند کمانش ناپذیر و قاب ساده ساختمانی با مهاربند کمانش ناپذیر طبق آیین‌نامه‌های معتبر مربوطه، تحلیل و طراحی شده است. آنالیز پوش‌آور و تاریخچه زمانی تحت زلزله‌های دور از گسل انجام شده است. زلزله‌های اعمالی به ۰/۳۵g مقیاس شده‌اند. منحنی‌های ظرفیت، برش پایه و مفاصل تشکیل شده در نقطه هدف قاب خمشی بررسی و مطالعه شده است. افزودن مهاربند کمانش ناپذیر به قاب خمشی بتنی و استفاده به صورت دوگانه ظرفیت سازه را افزایش داد. این افزایش، ناشی از اندرکنش قاب خمشی بتنی و مهاربند کمانش ناپذیر به صورت دوگانه است که در سازه‌های مورد بررسی از ۸۴٪ افزایش ظرفیت در سازه ۴ طبقه تا ۹۴٪ افزایش ظرفیت در سازه ۱۲ طبقه اتفاق افتاده است. همچنین میزان جذب برش توسط قاب خمشی در حالت غیر خطی نسبت به مهاربندها کاهش پیدا کرد. استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر باعث تعمیر پذیری سازه شده است؛ زیرا که در سازه بتنی قاب خمشی و سازه مفصلی خرابی‌ها به ترتیب در تیرها و اندکی در پای ستون‌ها تمرکز داشتند ولی در سازه با مهاربند کمانش ناپذیر دوگانه خرابی‌ها به مهاربندها انتقال یافت که به راحتی تعویض پذیرند. از عوامل دیگر کاهش هزینه، کاهش تغییر شکل‌های ماندگار سازه است. همین موضوع باعث کاهش هزینه‌های تعمیر و بازسازی در سازه می‌شود. بررسی‌ها از تشکیل مفاصل نشان دادند که در وسط ستون‌ها مفصلی به منظور مهاربند لوزی شکل تشکیل نشده‌اند.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش ناپذیر، پوش آور، قاب خمشی بتنی، قاب دوگانه، قاب مفصلی، تغییر شکل باقی مانده

۱- مقدمه

بتن مسلح، هردو به مقاومت در برابر نیروی زلزله کمک می کنند؛ مهاربندهای کماتش ناپذیر در این سازه ها به عنوان فیوز عمل می کنند و خرابی را به داخل خود انتقال می دهند و باعث می شوند قاب ها الاستیک باقی بمانند و از سازه اصلی محافظت می کنند. در نتیجه از اجزای (RCF) برای اتلاف انرژی به مقدار کمتری استفاده می شود.

شکل ۱. عملکرد مهاربند فولادی و مهاربند کماتش تاب [7].

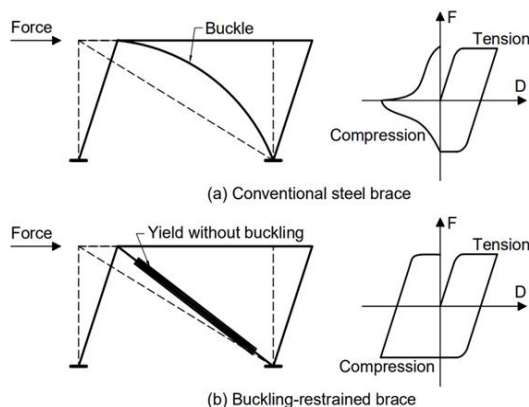


Fig. 1. Performance of a conventional steel brace versus a BRB under axial compression [7].

از انواع سیستم باربر جانبی می توان دیوار برشی و مهاربندها را نام برد که از مهاربندها در سازه های جدید و یا برای مقاوم سازی به صورت های شورون و یا ضربدری استفاده می کنند. مشکل عمده مهاربندها کماتش تحت بار فشاری است که این مشکل می تواند با سیستم مهاربند کماتش ناپذیر حل شود. ولی خود مهاربندهای کماتش ناپذیر سختی پس از تسلیم پایینی دارد و این مورد باعث می شود تا حتی تحت زلزله های کوچک نیز ساختمان تغییر شکل های ماندگار زیادی به جا بگذارد [8]. این مهاربندهای کماتش ناپذیر بیشتر ظرفیت استهلاک انرژی خوبی داشته و در فشار و کشش تسلیم می شوند. در شکل (۲) نمونه ای از رفتار این مهاربند در مدل نرم افزاری و آزمایشگاهی قابل مشاهده است [9].

مهاربندهای کماتش ناپذیر^۱ که در اواخر دهه ۱۹۸۰ در ژاپن برای حفاظت لرزه ای در سازه های فولادی توسعه یافتند [1]، به طور فزاینده ای در سازه های بتن مسلح نیز در طول دهه های گذشته در سراسر جهان مورد استفاده قرار گرفته اند [2]. این سیستم، یک دستگاه با کارایی بالا است که انرژی را با تسلیم، در حالت کششی و فشاری بدون کماتش مستهلک می کند. مهاربندهای کماتش ناپذیر ظرفیت تحمل بار بالایی دارند و منحنی هیستریزیس^۲ پایداری را علاوه بر اتلاف انرژی عالی نشان می دهند [3, 4]. استفاده از دستگاه های میراگر محبوبیت زیادی پیدا کرده است؛ زیرا ثابت شده است که آن ها در برابر آسیب شدید سازه ای ناشی از زلزله های بزرگ مؤثر هستند. مهاربندهای فولادی اغلب برای طراحی لرزه ای و مقاوم سازی سازه های قاب فولادی استفاده می شود. قاب های مهاربندی شده فولادی عملکرد لرزه ای خوبی را تحت زلزله های قوی نشان می دهند. با این حال همان گونه که در شکل (۱) نشان داده شده است، مهاربندهای فولادی تحت بارهای دینامیکی شدید ناشی از زلزله و باد، مستعد کماتش هستند. این مشکل ناپایداری را می توان کاهش داد و یا حتی از آن اجتناب کرد؛ اگر مهارهایی در بیرون مهاربند قرار گیرند و آن را به مهاربندهای کماتش ناپذیر تبدیل کند. مهاربندهای کماتش ناپذیر علاوه بر تقویت و سختی یک ساختمان قادر به استهلاک انرژی زلزله نیز می باشد. علاوه بر این ساخت یک مهاربند کماتش ناپذیر ساده است.

ترکیب مهاربندهای کماتش ناپذیر با سازه های بتنی (RCF) در یک سیستم دوگانه^۳ می تواند سختی و مقاومت بیشتری را فراهم کند؛ در مقاله ها نشان داده شده است که سازه های با مهاربندهای کماتش ناپذیر در سیستم دوگانه، مقاومت در نیرو جانبی و ظرفیت استهلاک انرژی بهتری نسبت به قاب های بتن مسلح معمولی تحت بارهای لرزه ای دارند [5, 6]؛ همچنین ساخت و نگهداری آن ها مقرون به صرفه است و باعث افزایش کاربرد سریع و گسترده آن ها در کارهای مهندسی می شود. در سیستم های (BRB-RCF) مهاربندهای کماتش ناپذیر و قاب های

1 Brb Brace (buckling restrained brace)

2 hysteresis

3 Brb-Rcf (Reinforced concrete frame)

شکل ۲. نمودار رفتار مهاربند در کشش و فشار [9].

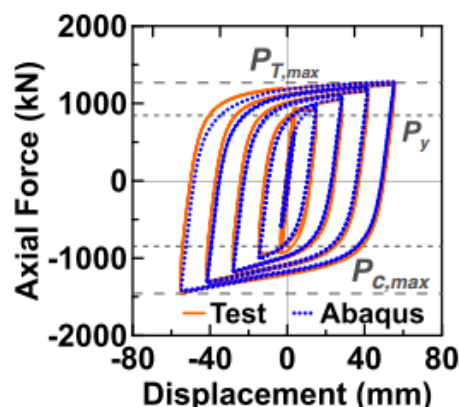


Fig. 2. Diagram of brace behavior in tension and compression [9].

ترکیب مهاربند کمانش ناپذیر و قاب خمشی با توجه به مزیت‌هایی که دارند، می‌توانند قابلیت‌های یک سازه را بهبود ببخشند. در این باره بای و همکارانش^۱ یک روش طراحی سازه دوگانه ارائه دادند و به نتایج خوبی دست یافتند [2, 10]. همچنین ساخت و نگهداری آن‌ها مقرون به صرفه است و باعث افزایش کاربرد سریع و گسترده آن‌ها در کارهای مهندسی می‌شود. اولین نمونه عملی مهاربندهای کمانش ناپذیر در سال ۱۹۸۸ توسعه یافتند؛ که تا حدی به مقاله‌های انجام شده در ژاپن مربوط بود. در سال ۱۹۷۹ و ۱۹۸۰ به مسئله پایداری مهاربندهای کمانش ناپذیر پرداخته شد و بر اساس این تلاش‌های مقاله‌های فوجیموتو^۲ و همکارانش در همکاری باهم اولین مهاربندهای کمانش ناپذیر را ساختند [1, 11]. پس از زلزله نورث‌ریج^۳ در سال ۱۹۹۴ محققان در ایالات متحده در پی بررسی مجدد طراحی قاب‌های فولادی موجود اقدام کردند؛ در این حین به پتانسیل مهاربندهای کمانش ناپذیر پی بردند و مقاله و توسعه مهاربندها تسریع شد. مقالات تابه‌حال بر روی انواع شکل‌های مقطع، نوع فولاد، ترکیب آن‌ها با قاب‌های بتنی، بهسازی ساختمان‌های موجود و کاهش تغییر شکل ماندگار با تغییر شکل هسته و نوع فولاد و بسیاری موارد دیگر صورت گرفته است. در سال ۱۹۸۹ در شرکت فولاد Nippon با موفقیت یک فولاد با نقطه تسلیم پایین و با مقاومت تسلیم کمتر

از ۱۰۰ مگا پاسکال را توسعه دادند و اولین بار مفهوم میراگر فولاد نرم پیشنهاد شد [7]. از زمانی که اولین نمونه‌های مهاربندهای کمانش ناپذیر در ژاپن تجاری شدند؛ بلافاصله در ساختمان‌های بلند کاربرد پیدا کردند. برای نمونه در برج ناگویا لوسنت که یک برج ۴۰ طبقه است و یا برج فرمونت واقع در شهر سانفرانسیسکو از مهاربندهای کمانش ناپذیر استفاده کردند [7]، از انواع دیگر کاربرد آن‌ها در ترکیب با میراگرها است که چن^۴ و همکارانش در سال ۲۰۱۶ روش‌های طراحی و اجرای فرایند سیستم دوگانه مهاربندی - میراگر را پیشنهاد دادند [12]. محمدعلی کافی و همکاران سال ۲۰۲۰ بر روی یک سیستم بادبندی با یک المان جاذب حلقوی کار کردند، آن‌ها دریافتند که این المان حلقوی تاثیر بسزایی در افزایش باربری دارد و مطالعات خود را با آزمایش‌های تجربی تایید کردند [13, 14]. در مقاله‌ای دیگر در مورد میراگرها محمد علی کافی و همکاران روی میراگرهای تسلیمی شکاف‌دار سعی بر بهبود و بهینه سازی رفتار آن‌ها به وسیله افزایش تعداد ردیف پره‌ها و معرفی الگوی جدید مطالعات آزمایشگاهی انجام دادند [15]. هو^۵ و همکارانش یک سیستم دوگانه مهاربند کمانش ناپذیر - ویسکوز را برای یک ساختمان بیمارستان به کاربرد بردند؛ که این مورد تغییر شکل ماندگار را کاهش داد. استفاده از مهاربندها در دکل‌ها نیز موجب کاهش ۳۶۰ هزار دلاری در هزینه ساخت‌وساز شد [16].

یکی از مسایل در مهاربندهای کمانش تاب مواد جداکننده هسته و غلاف است که مانع بروز اصطکاک می‌شود در این زمینه چن و همکاران در سال ۲۰۱۶ روی این زمینه مطالعات تجربی انجام دادند که از مدل‌های آن‌ها برای درستی‌آزمایی مهاربند استفاده شده است [17]. در سال ۲۰۱۹ نیز مجید قلهکی روی فاصله غلاف و هسته، ۶ مدل آزمایشگاهی با دو نوع هسته فولاد و فواصل هسته صفر، دو و سه میلی‌متر از غلاف انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که افزایش فاصله باعث کاهش ظرفیت باربری شده و افزایش بیش‌تر از ۲ میلی‌متر باعث کاهش تقارن و پایداری رفتار هیستریزس می‌شود [18].

1 Jiulin Bai

2 Fujimoto

3 Northridge

4 Chen

5 Hou

۱-۱- قاب خمشی بتنی با مهاربند کماتش ناپذیر

جولیان بای^۱ و همکاران در سال ۲۰۲۱ مقاله‌ای در مورد اندرکنش مهاربندهای کماتش ناپذیر و قاب خمشی بتنی با در نظر گرفتن مهاربندهای شورون در ارتفاع متفاوت انجام دادند، پارامتر کلیدی آن نسبت برش طبقه‌ای (P) بود که سازه را بر این اساس بررسی و پارامترهای آن را مقایسه کردند [2]. جولیان بای و همکاران در سال ۲۰۲۱ مقاله‌ای در مورد ارزیابی عملکرد قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر با در نظر گرفتن سختی و مقاومت موردنیاز و خستگی سیکل پایین انجام دادند. در این مقاله از روش شمارش جریان باران برای بررسی سختی استفاده کردند و بررسی نسبت سختی و نسبت برشی طبقه بر خستگی را مورد مطالعه قرار دادند [19]. در سال ۲۰۱۹ به بررسی اثر زلزله در حوزه‌های نزدیک به گسل و اثر پرتابی در قاب‌های خمشی بتنی با مهاربندهای کماتش ناپذیر که به صورت قاب دوگانه عمل می‌کردند پرداخته شد [20].

۱-۲- مهاربندهای لوزی شکل

موضوع مورد اهمیت در سازه‌ها، پیکربندی مهاربندهای کماتش ناپذیر است که در این بین بحث تداخل اجزای معماری مانند پنجره‌ها با اجزای لرزه‌بر جانبی پیش می‌آید؛ یک راهکار مناسب استفاده از مهاربندها با الگوی DOUBLE-K است که انعطاف زیادی در معماری ایجاد می‌کند. استفاده از این الگو در سازه‌های با مهاربندهای معمولی با توجه به نیروی نامتعادل کننده‌ای که در وسط ستون‌ها ایجاد می‌کنند توسط آیین‌نامه ممنوع شده است. یکی از ویژگی‌های اصلی مهاربندهای کماتش ناپذیر، تسلیم در فشار و کشش بدون کماتش است. این ویژگی باعث شده است، مهاربندهای کماتش ناپذیر نیروی نامتعادل کننده بسیار کمی را تولید کنند ولی همچنان استفاده از مهاربندهای کماتش ناپذیر با الگوی K در سازه‌های فولادی ممنوع است. اگرچه استفاده از این مهاربندها با الگوی K در آیین‌نامه ممنوع شده است؛ ولی چیدمان مهاربندهای کماتش ناپذیر با الگوی DOUBLE-K در سازه‌های بتنی می‌تواند راه‌حل مؤثر برای اتصال مهاربندهای کماتش ناپذیر به اعضای بتن مسلح باشد. کو و همکارانش دریافتند که استفاده از

مهاربند با الگوی DOUBLE-K یک سیستم امیدوارکننده برای استفاده در قاب‌های بتن مسلح هستند و این امر طراحی اتصالات مهاربندهای کماتش ناپذیر را به بتن تسهیل می‌کند [21]. در این پژوهش سعی شده است تا در ادامه مطالعات گفته شده به بررسی اثر این مهاربندها با الگوی DOUBLE-K در قاب‌های خمشی بتنی برای بررسی پارامترهای لرزه‌ای سازه بررسی قرار شود.

۲- نوآوری پژوهش

تاکنون مطالعاتی در مورد قاب دوگانه انجام شده است. در این پژوهش سعی شده است تا علاوه بر بررسی رفتار سازه به صورت دوگانه در یک پروژه سه بعدی، مشکل تغییر شکل ماندگار در قاب مهاربندی کماتش ناپذیر به وسیله سیستم دوگانه حل شود. همچنین در مورد استفاده از چیدمان لوزی شکل مقاله‌ها کمی صورت گرفته است. کو و همکارانش یک قاب دو بعدی با یک طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. به همین دلیل نیاز است تا این سیستم لوزی شکل در یک ساختمان سه بعدی با طبقات مختلف مدل شود و رفتار مهاربند مورد بررسی قرار گیرد که در این مقاله به این موضوع پرداخته شده است.

۱-۳- مدل سازی و تحلیل

در این مطالعه سازه به صورت سه بعدی در نرم افزار ایتبس مدل شده است و از روش‌های تحلیل تاریخچه زمانی به روش انتگرال مستقیم، طراحی عملکردی و تحلیل بار افزون رفت و برگشتی برای مطالعه رفتار سازه دوگانه که به اختصار DUAL نام دارد با مدل قاب ساده با مهاربند کماتش ناپذیر که با نام SIMPLE و قاب خمشی که با نام RCF معرفی شده است مقایسه شود. قبل از غیرخطی سازی سازه، مدل‌های مدنظر به روش تحلیل دینامیکی خطی طبق آیین‌نامه‌های معتبر بتن، فولاد و بارگذاری AISC360، ASCE07، ACI318-19 برای طراحی سازه بتنی و مهاربند کماتش ناپذیر استفاده شده است. ضریب رفتار سازه برای سازه دوگانه و مفصلی ۷ و برای قاب خمشی ۷٫۵ و با توجه به نامعینی کافی ضریب نامعینی ۱ در نظر گرفته شده است. دیگر فرضیات طراحی از جمله قاعده ۱۰۰-۳۰

مهاربند کمانش ناپذیر و قاب دوگانه با مهاربند کمانش ناپذیر مدل سازی شده اند. بتن مصرفی C40 و میلگرد استفاده شده از نوع S400 است. همچنین برای هسته مهاربند از فولاد S240 برای جذب انرژی بهتر استفاده شده است. کشش و فشار محوری در مهاربندها با رفتار تغییر شکل کنترل مدل سازی شده؛ همچنین تیرها و ستون های دهانه مهاربندی طوری طراحی شده اند که الاستیک باقی بمانند و در باقی دهانه ها از جذب انرژی آن ها استفاده شده است. همچنین در شکل (۳) مدل سه بعدی، پلان و نمای مدل آورده شده است.

شکل ۳. الف) سه بعدی مدل ب) پلان مدل پ) نمای مدل ها

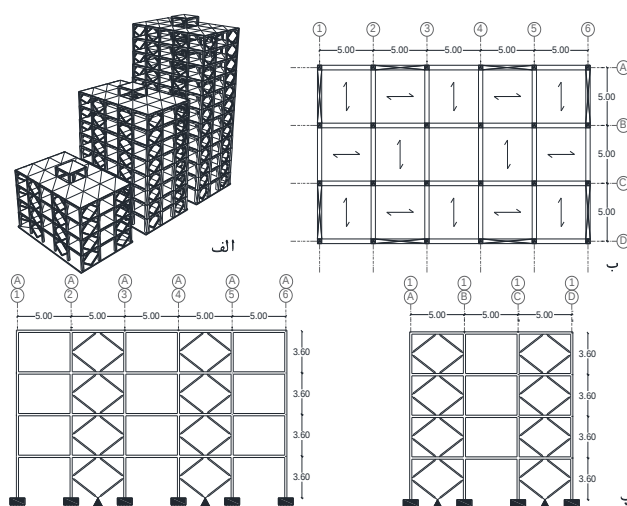


Fig. 3.3 a) 3D Model b) plan c) Elevation

۳-۳- طراحی مهاربند کمانش ناپذیر

ظرفیت مهاربند کمانش ناپذیر فقط بر اساس مساحت هسته مهاربند کمانش ناپذیر تعیین می شود. تیر و ستون های اطراف دهانه مهاربند کمانش ناپذیر باید تحت دنیروی باقی الاستیک $T_{max} = F_y A_{sc} R \phi$ و $C_{max} = F_y A_{sc} R_y \omega \beta$ بمانند. بخش هسته مهاربند کمانش تاب باید وارد ناحیه غیرخطی شود و مقاومت آن از رابطه $P = \phi F_{ysc} A_{sc}$ محاسبه می شود که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت، F_{ysc} مقاومت تسلیم فولاد هسته و A_{sc} سطح مقطع هسته فولادی (قسمت جاری شونده) است.

رعایت شده است و سازه دچار نامنظمی نبوده است. نوع خاک ۳، سازه مد نظر سازه ساختمانی و محل استقرار در منطقه با لرزه خیزی زیاد در نظر گرفته شده است. همچنین برای غیرخطی سازی و تعریف مدل های غیرخطی از مرجع معتبر ASCE41-17 و فرضیات موجود در آن به کار گرفته شده است. در طراحی سازه های دارای مهاربند کمانش ناپذیر کنترل محدود به ظرفیت برای ستون ها انجام شده و سعی شده تا با بهینه ترین مقطع مهاربندها طراحی شوند. زیرا که به شکل مستقیم روی ابعاد ستون های دهانه مهاربندی تأثیرگذارند. از طرف دیگر برای سازه دوگانه نیز کنترل ۵۰٪ و ۲۵٪ انجام شد و کفایت مقاطع بررسی شده است و در نهایت یک سری ابعاد و مقاطع مشترک تحت کنترل های مختلف لرزه ای به دست آمده است که برای کنترل بهتر هر سه مدل سازه ای از جهت ابعاد و مقاطع یکسان در نظر گرفته شده است. البته که تعاریف مفصل پلاستیک مربوط به هر سازه با توجه به آرماتورهای تیرها، نیروی محوری ستون ها و برش به وجود آمده تحت نقطه عملکرد هر سازه متفاوت به دست آمده است در جدول (۱) زمان تناوب و نقطه هدف با استفاده از روش ضرایب آیین نامه ASCE41-17 بدست آورده شده است.

جدول (۱) - زمان تناوب و تغییر مکان هدف

story	4-st		
system	RCF	DUAL	SIMPLE
period-x	1.36	0.78	1
period-y	1.31	0.75	0.93
target-disp	0.35	0.156	0.206
story	8-st		
system	RCF	DUAL	SIMPLE
period-x	1.67	0.996	1.316
period-y	1.61	0.943	1.152
target-disp	0.43	0.22	0.32
story	12-st		
system	RCF	DUAL	SIMPLE
period-x	2.31	1.38	1.98
period-y	2.22	1.36	1.75
target-disp	0.55	0.34	0.51

Table.1. period and target disp(m)

۳-۲- مشخصات هندسی سازه

سازه های مطالعه شده در سه ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ارتفاع هر طبقه ۳/۶ متر به صورت قاب خمشی بتنی، قاب مفصلی با

۱-۳-۳- محاسبه سختی مهاربند کمانش ناپذیر

برای مدل سازی درست مهاربند کمانش ناپذیر باید سختی آن به درستی طبقه رابطه (۱) محاسبه شود همچنین برای جلوگیری از خستگی سیکل پایین نسبت طول قسمت الاستیک به طول کل مهاربند (ضریب آلفا) طبق شکل (۴)، ۰/۶ معرفی شده است.

شکل ۴. محاسبه ی ضریب آلفا [19]

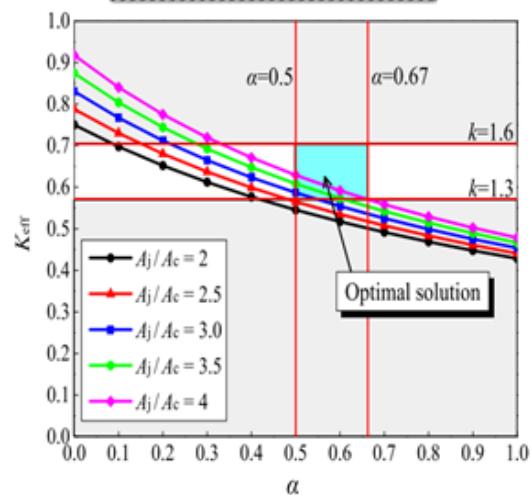
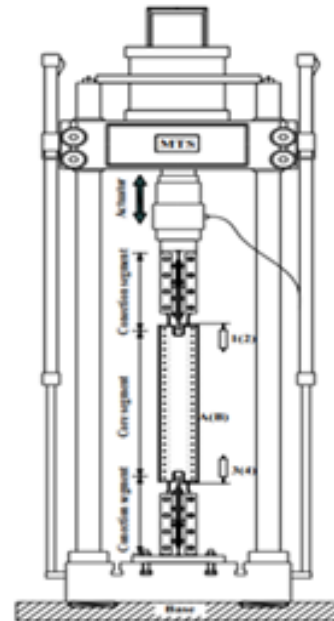


Fig. 4. α Coefficient [19]

رابطه ی (۱)-[19]

$$E_{eff} = \frac{EA_j A_c A_t}{A_j A_t L_c + 2A_c A_t L_j + 2A_c A_j L_t} \cdot \frac{L_w}{A_c}$$

رابطه ی (۲)-[19]

$$\alpha = \frac{L_c}{L_w}$$

۴- درستی آزمایی

۱-۴- درستی آزمایی مدل سازی رفتار غیر خطی مهاربند کمانش ناپذیر

مقاله مورد استفاده برای درستی آزمایی، مقاله چن و همکاران است [17]. که به صورت آزمایش تجربی و مدل های نرم افزاری به بررسی تأثیر مواد جداکننده غلاف و هسته بر رفتار مهاربندهای کمانش ناپذیر پرداختند.

۲-۴- نتایج درستی آزمایی

مدل درستی آزمایی با مدل آزمایشگاهی در شکل (۵) مقایسه شده و با توجه به نتیجه به ویژه در بیشینه های نیرویی، مدل درستی آزمایی هماهنگی بسیار خوبی با مدل آزمایشگاهی دارد.

شکل ۵. مقایسه مدل آزمایشگاهی و مدل درستی آزمایی [17]

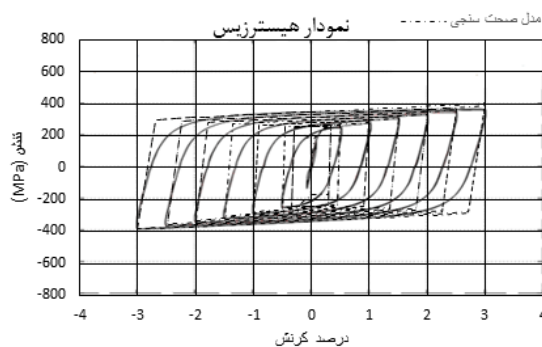


Fig. 5. Comparing the laboratory model and validation model [17]

۵- نتایج

۱-۵- منحنی ظرفیت

در این مقاله سه نمونه مدل، شامل سازه قاب خمشی، سازه قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر که به صورت دوگانه عمل می کنند و سازه با قاب ساده (قاب مفصلی) به همراه مهاربند کمانش ناپذیر، در سه ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مدل سازی شده و نتایج منحنی ظرفیت آن در زیر آمده است.

در شکل های (۶ تا ۸)، منحنی های ظرفیت تا حداکثر نقطه هدف سازه، با نقطه هدف بیشینه آورده شده است با توجه به نمودارهای بالا سازه با قاب دوگانه سختی الاستیک اولیه بیشتری نسبت به قاب خمشی و قاب مفصلی با مهاربند کمانش

همچنین مقایسه ظرفیت حداکثر سازه ۴ و ۱۲ طبقه در قاب خمشی و دوگانه نشان می‌دهد که در سازه ۴ طبقه ۸۴٪ ظرفیت در سازه قاب دوگانه نسبت به قاب خمشی افزایش پیدا کرده و این افزایش در سازه ۱۲ طبقه مقدار ۹۴٪ را دارد که نشان از اندرکنش بیشتر قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر در حالت دوگانه است. به صورت کلی با توجه به حداکثر مقاومتی که در حالت قاب مفصلی با مهاربند کمانش ناپذیر و قاب خمشی از خود نشان دادند می‌توان نتیجه گرفت که قاب‌های مهاربندی با مهاربند کمانش ناپذیر با افزایش ارتفاع عملکرد بهتری دارند.

۲-۵- پوش آور چرخه‌ای

برای بررسی نمودار چرخه‌ای (هیستریزیس) هر سازه طبق پروتکل ارائه شده توسط ATC24 جابه‌جایی به سازه وارد شده و نمودار هیستریزیس سازه استخراج شده است. در شکل (۹) پروتکل بارگذاری پوش آور چرخه‌ای را مشاهده می‌کنید.

شکل ۹. پروتکل بارگذاری پوش آور چرخه‌ای

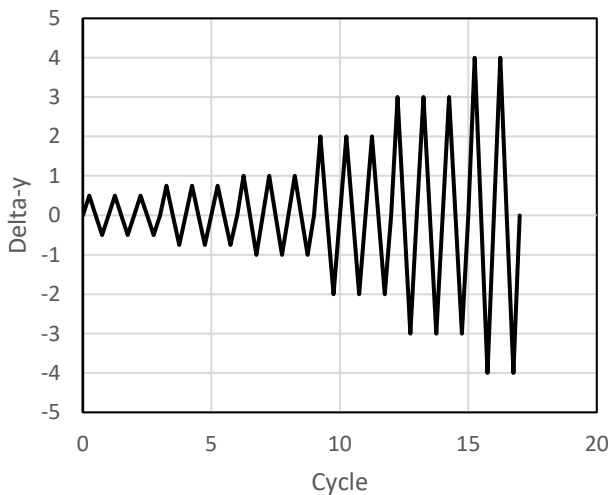
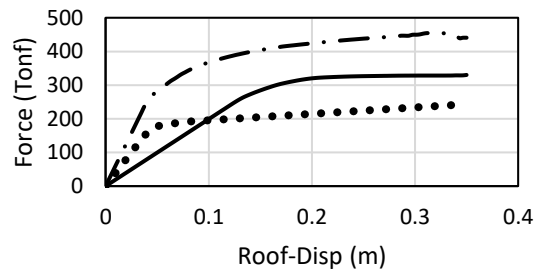


Fig. 9. Cyclic loading protocol (ATC24)

نمودار هیستریزیس سازه‌های مختلف در اشکال زیر آورده شده است که با توجه به تقارن زیاد سازه نتایج برای کوتاه‌تر سازه آورده شده است که در شکل (۱۰ تا ۱۲) قابل مشاهده است.

ناپذیر دارد که ناشی از اندرکنش بین قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر است که به صورت دوگانه عمل می‌کند.

شکل (۶) - منحنی ظرفیت سازه ۴ طبقه



قاب مفصلی ••••• قاب خمشی — قاب دوگانه - - -

Fig. 6. Capacity Curve-4ST

شکل ۷. منحنی ظرفیت سازه ۸ طبقه

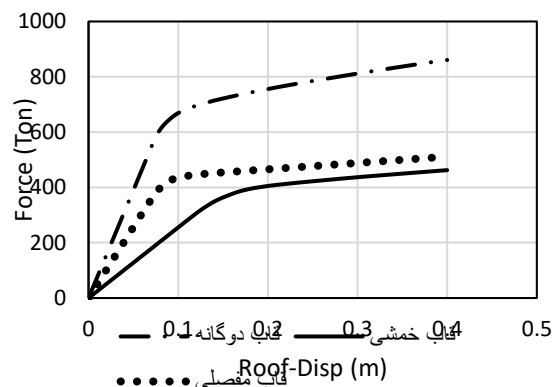


Fig. 7. Capacity Curve-8ST

شکل ۸. منحنی ظرفیت سازه ۱۲ طبقه

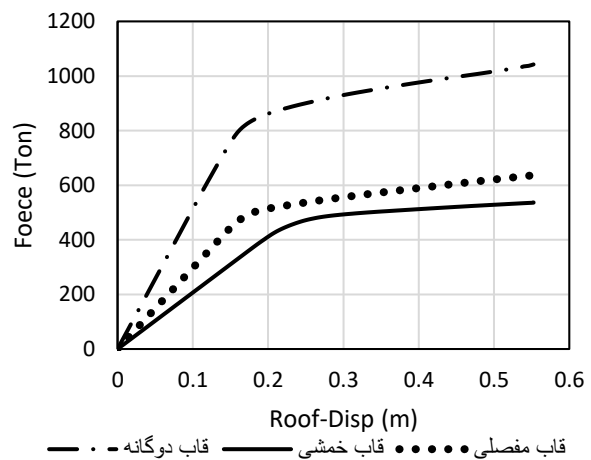


Fig. 8. Capacity Curve-12ST(ton,m)

شکل‌های (۱۰ تا ۱۲) نشان از عملکرد خوب سازه دوگانه و بهبود چرخه هیستریزس نسبت به قاب خمشی و مفصلی است. در سازه ۴ طبقه دوگانه میزان بیشترین نیروی قابل تحمل در هر چرخه تقریباً با قاب خمشی برابر است ولی نسبت به قاب دوگانه تا ۵۰٪ افزایش به وجود آمده است در سازه ۸ طبقه این اختلاف به ۱۰۰٪ رسیده و در سازه ۱۲ طبقه این اختلاف کم‌تر شده و سازه مفصلی نیز به سازه دوگانه نزدیک شده است. میزان تعداد سیکل قابل تحمل نیز سازه‌های ۴ و ۱۲ طبقه در قاب مفصلی و دوگانه هر دو ۴ سیکل را تحمل کردند و با توجه به میزان بیشینه نیروی بیشتر و تعداد سیکل بیشتر قاب تحمل می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های با مهاربند لوزی شکل نسبت به قاب خمشی عملکرد بهتر و در این بین نیز قاب دوگانه از قاب مفصلی نیز استهلاک انرژی بیشتری انجام داده است.

۳-۵- تحلیل تاریخچه زمانی

به منظور بررسی سازه‌ها ۷ شتاب‌نگاشت بعد از مقیاس شدن به مدل‌های بررسی شده در دو جهت وارد شده است. میرایی سازه ۵٪ در نظر گرفته شده است و پارامترهایی مانند برش پایه، تغییر شکل ماندگار بام و مفاصل بررسی شده است.

۱-۳-۵- مفاصل پلاستیک

وضعیت مفاصل تحت ۷ شتاب‌نگاشت و تحلیل پوش آور بررسی شده و از نظر وضعیت مفصل که در حالت ایمنی جانی یا آستانه فروپاشی است تقسیم‌بندی شده است علاوه بر این با توجه به شکل مهاربندهای کماتش تاب مهم است که تشکیل یا عدم تشکیل مفصل در وسط ستون‌های سازه‌های دارای مهاربند کماتش تاب بررسی شود. در جداول (۲ تا ۴) میانگین مفاصل تشکیل شده در سازه تحت ۷ شتاب‌نگاشت برای جلوگیری از پراکندگی داده‌ها آورده شده است.

در جدول (۱) تعداد مفاصل در دو حالت پوش آور و تحلیل تاریخچه زمانی آورده شده است. در تحلیل پوش آور تعداد مفاصل تیر در سازه دوگانه از ۱۲۶ در سازه قاب خمشی به ۲۲ کاهش یافت. این موضوع باعث تعمیرپذیری سازه می‌شود. تعداد مفاصل مهاربند نیز در حالت دوگانه نسبت به قاب

شکل ۱۰. نمودار هیستریزس سازه ۴ طبقه

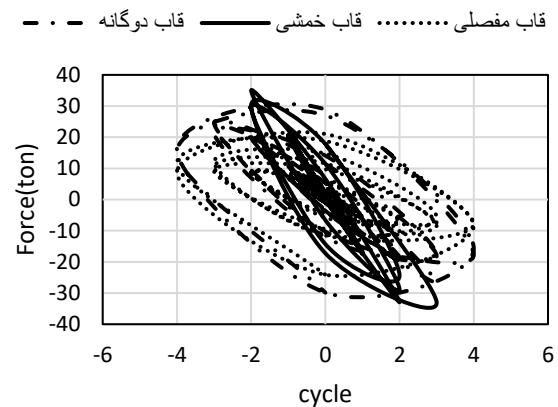


Fig. 10. Hysteresis diagram of 4-story structures

شکل ۱۱. نمودار هیستریزس سازه ۸ طبقه

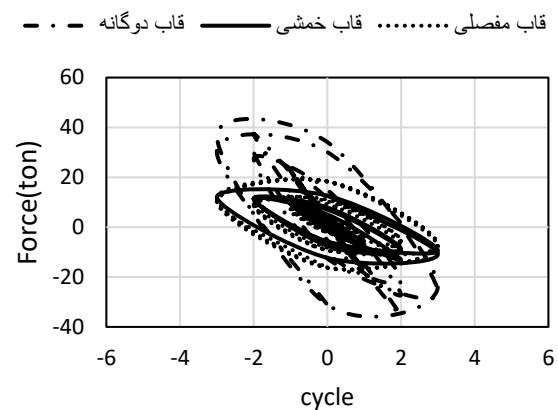


Fig. 11. Hysteresis diagram of 8-story structure

شکل ۱۲. نمودار هیستریزس سازه ۱۲ طبقه

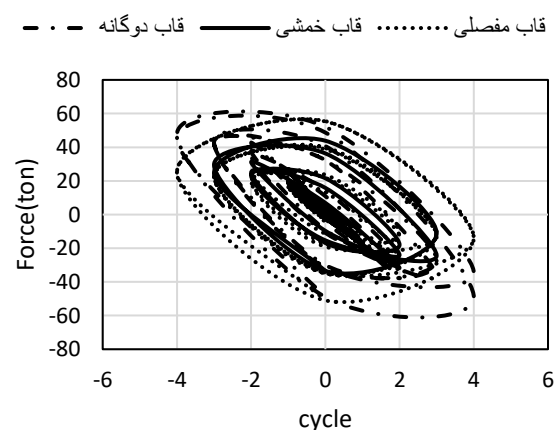


Fig. 12. Hysteresis diagram of 12-story structure

سازه دوگانه افزایش نیافت که نشان از عملکرد بهتر مهاربند ها در ارتفاع عای بالاتر دارد. در تحلیل پوش آور نیز تعداد مفاصل در سازه دوگانه کمتر بود و با توجه به نتایج چرخه های هیستریزس می توان نتیجه گرفت سازه دوگانه با مفاصل کمتر استهلاک انرژی بهتری را انجام داده است.

جدول ۳. تعداد مفاصل سازه ۸ طبقه

AVE NUMBER OF HINGE-8ST				
PERFORMANC E	FRAM E	HINGE	PUSHOVE R	QUAK E
LS	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	30	0
		BRACE	168	24
	SIMPL E	COLUM N	0	0
		BRACE	242	70
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	214	55
AVE NUMBER OF HINGE-8ST				
PERFORMANC E	FRAM E	HINGE	PUSHOVE R	QUAK E
CP	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	0	0
		BRACE	0	4
	SIMPL E	COLUM N	0	3
		BRACE	0	14
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	10	0

Table.3. The Number of Hinge-8ST

جدول (۴) نتایج مفاصل سازه ۱۲ طبقه آورده شده است. در سازه ۱۲ طبقه نیز در قاب مفصلی، مفاصل ستونی در پای ستون وجود داشتند ولی هیچ مفصلی در وسط ستون ها تشکیل نشد تعداد مفاصل تیر سازه دوگانه در تحلیل پوش آور کاهش پیدا کرد. و همچنان در تحلیل تاریخیچه زمانی صفر بود. و همچنان باتوجه به افزایش طبقه در تحلیل تاریخیچه زمانی مقدار افزایش مفاصل چشمگیر نبود و این نشان از عملکرد بهتر در ارتفاع دارد. همچنین از جداول (۲) الی (۴) می توان به خوبی دریافت که مهاربند کماتش ناپذیر به عنوان فیوز عمل کرده و مفاصل از

مفصلی کمتر شد. در تحلیل تاریخیچه زمانی ۲ مفصل ستونی در پای ستون در حالت مفصلی به وجود آمد و همان مفاصل در سازه دوگانه وجود نداشت. با توجه به این که مفاصل ستونی در وسط ستون نبود استفاده از مهاربند لوزی شکل را ممنوع نمی کند. همچنین یک مفصل ستونی نیز آستانه فروریزش را رد کرد و در کل تعداد مفاصلی که آستانه فروریزش را رد کردند در سازه دوگانه کاهش یافت.

جدول ۲. تعداد مفاصل سازه ۴ طبقه

AVE NUMBER OF HINGE-4ST				
PERFORMANC E	FRAME	HINGE	PUSHOVE R	QUAK E
LS	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	22	1
		BRACE	64	20
	SIMPLE	COLUM N	0	2
		BRACE	112	39
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	126	30
AVE NUMBER OF HINGE-4ST				
PERFORMANC E	FRAME	HINGE	PUSHOVE R	QUAK E
CP	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	0	0
		BRACE	0	8
	SIMPLE	COLUM N	0	1
		BRACE	0	16
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	0	0

Table.2. The Number of Hinge-4ST

در جدول (۲) مربوط به سازه ۸ طبقه است که همانند نتایج قبل تعداد مفاصل در سازه دوگانه کاهش پیدا کردند. تحلیل پوش آور و تاریخیچه زمانی تعداد مفاصل تیر کاهش پیدا کردند به صورتی که در قاب دوگانه در تحلیل تاریخیچه زمانی تعداد مفاصل تیر به عدد صفر رسید. در سازه مفصلی ۳ مفصل ستونی آستانه فروریزش را رد کردند که همگی در پای ستون بودند همچنین تعداد مفاصل نسبت به افزایش تعداد طبقات در

در سه سازه مفصلی، دوگانه و خمشی گرفته شده است. در شکل (۱۴) نیز یک نمونه برش پایه برای سازه ۴ طبقه تحت زلزله بم آورده شده است. برای ۹ مدل دیگر فقط قدر مطلق بیشینه برش پایه در جدول آورده شده است و مقایسه صورت گرفته است. واحد برش پایه در جدول (۵) بر حسب تن آورده شده است.

شکل ۱۳. نمودار برش پایه سازه ۴ طبقه زلزله بم

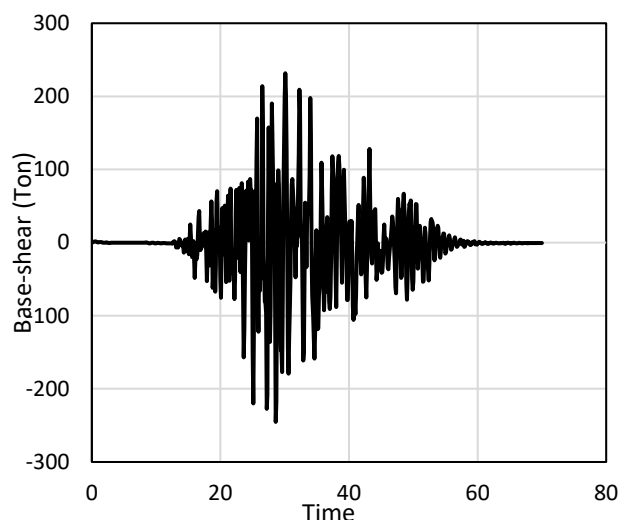


Fig. 13. Base-Shear-4ST

با بررسی سازه ۸، ۴ و ۱۲ طبقه نشان داده می شود؛ که برش پایه در قاب های دارای مهاربند کماتش ناپذیر افزایش یافته و این افزایش در قاب دارای عملکرد دوگانه ناشی از قاب خمشی و مهاربند کماتش ناپذیر بیشتر بوده است. همچنین در بخش مفاصل مشاهده شد که خرابی های سازه دوگانه کمتر بوده و نوع خرابی ها با توجه به قابلیت تعویض بهتر بوده است.

در حالت کلی با توجه به خرابی کمتر و برش پایه بیشتری که سازه دارای عملکرد دوگانه داشته، می توان گفت که سختی و مقاومت ناشی از اندرکنش قاب خمشی و مهاربند کماتش ناپذیر افزایش یافته است که نتیجه از عملکرد خوب سازه دوگانه است. با مقایسه برش پایه تناسب این مقادیر با تحلیل پوش آور روشن است به طوری که در آنجا نیز نتایج افزایش برش پایه ناشی از اندرکنش قاب و مهاربند کماتش ناپذیر را نشان می داد. در شکل (۱۳) برش پایه یکی از سازه ها آورده شده است و بقیه موارد در جدول های گفته شده در ادامه نمودار آورده شده است.

تیر به مهاربند انتقال یافت. و این باعث تعمیر پذیری سازه دارای مهاربند کماتش ناپذیر نسبت به قاب خمشی می شود. همچنین مفاصلی در ستون های قاب مفصلی ایجاد شد که این مفاصل در سازه دوگانه وجود نداشت. و این نشان از بهبود عملکرد سازه در حالت دوگانه دارد. مفاصل ستونی هیچکدام در وسط ستون ها ایجاد نشد. این موضوع فرض اولیه در مورد تشکیل نشدن مفصل در وسط ستون را تایید می کند. با توجه به کاهش تعداد مفاصل و بزرگتر شدن نمودار هیستریزیس و بالاتر رفتن منحنی ظرفیت در سازه دوگانه می توان نتیجه گرفت که این سازه مقاومت بیشتری را از خود نشان داده است و استهلاک انرژی در آن بیشتر از سازه های دیگر بوده است.

جدول ۴. تعداد مفاصل سازه ۱۲ طبقه

AVE NUMBER OF HINGE-12ST				
PERFORMAN CE	FRAM E	HINGE	PUSHOV ER	QUAK E
LS	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	52	0
		BRACE	244	30
	SIMPL E	COLUM N	12	2
		BRACE	352	73
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	528	77
AVE NUMBER OF HINGE-12ST				
PERFORMAN CE	FRAM E	HINGE	PUSHOV ER	QUAK E
CP	DUAL	COLUM N	0	0
		BEAM	0	0
		BRACE	0	4
	SIMPL E	COLUM N	0	1
		BRACE	4	9
	RCF	COLUM N	0	0
		BEAM	80	0

Table.4. Table. The Number of Hinge-12ST

۲-۳-۵- برش پایه

مقدار برش پایه در جدول (۵) آورده شده است. برای منسجم تر شدن داده ها میانگین برش پایه برای ۷ شتابنگاشت

دارد ولی تغییر مکان ماندگار کمی دارد از طرف دیگر تابه حال آزمایش های متعددی روی مهاربندهای کمانش تاب انجام شده است.

جدول ۶. تغییر مکان ماندگار بام (cm)

Residual Deformation-4ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	-3.37	0.02	0.04
2	CENTRAL CALIF	2.24	0.43	0.01
3	IMPERIAL	-1.74	-0.44	-0.03
4	KOBE	3.58	0.28	0.62
5	LANDERS	-2.37	-0.45	-0.23
6	NORTHRIDGE	5.94	1.21	0.64
7	SAN FERNANDO	3.12	-0.32	0.05
	AVE	3.19	0.45	0.23
Residual Deformation-8ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	-8.68	0.21	-0.2
2	CENTRAL CALIF	-2.65	-0.44	-0.53
3	IMPERIAL	-1.7	-3.19	1.37
4	KOBE	-3.8	-0.26	0
5	LANDERS	0.36	0.28	-0.23
6	NORTHRIDGE	9.8	2.82	4.31
7	SAN FERNANDO	4.59	0.2	-0.04
	AVE	4.51	1.06	0.95
Residual Deformation-12ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	15	-0.08	-1.46
2	CENTRAL CALIF	4.89	0.18	-1.07
3	IMPERIAL	-4.1	-0.72	1.02
4	KOBE	3.6	0.01	-0.5
5	LANDERS	-0.55	-0.02	-0.49
6	NORTHRIDGE	3.91	0.94	1.43
7	SAN FERNANDO	2.09	0.23	1.02
	AVE	9.97	0.31	1

Table 6. residual Deformation(cm)

جدول ۵. برش پایه (tonf)

BASE-SHEAR-4ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	245.16	305.55	269.38
2	CENTRAL CALIF	326.43	460.49	201.03
3	IMPERIAL	263.62	338.54	309.59
4	KOBE	236.65	349.29	274.37
5	LANDERS	204.12	282.1	126.58
6	NORTHRIDGE	271.76	351.33	331.44
7	SAN FERNANDO	199.69	291.18	168.33
	AVE	249.63	339.78	240.1
BASE-SHEAR-8ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	659.4	551.64	454.98
2	CENTRAL CALIF	480.21	561.21	494.69
3	IMPERIAL	795.54	844.37	427.24
4	KOBE	709.68	672.31	572.91
5	LANDERS	415.49	537.92	331.07
6	NORTHRIDGE	620.62	695.02	411.93
7	SAN FERNANDO	373.39	480.59	483.26
	AVE	579.19	620.44	453.73
BASE-SHEAR-12ST				
NUM	QUAKE	SIMPLE	DUAL	RCF
1	BAM	638.15	755.89	567.04
2	CENTRAL CALIF	751.71	844.05	448.08
3	IMPERIAL	828.05	994.44	667.46
4	KOBE	758.65	734.17	533.72
5	LANDERS	305.96	400.15	337.67
6	NORTHRIDGE	809.72	849.29	694.04
7	SAN FERNANDO	561.39	433.78	534.64
	AVE	664.81	715.97	540.38

Table 5. Base-Shear (tonf)

۳-۳-۵- تغییر مکان ماندگار بام

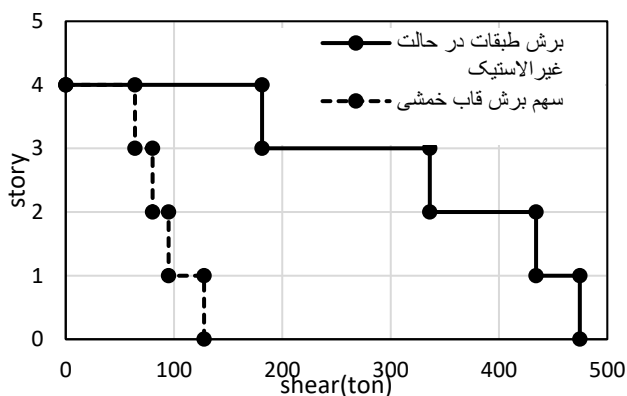
تغییر مکان ماندگار یکی از پارامترهای مهم در تایین رفتار لرزه ای سازه ها است . این پارامتر آن قدر اهمیت دارد که ممکن است باعث شود سازه ای بعد از زلزله قابلیت استفاده خود را از دست بدهد. سازه قاب خمشی بالینکه تغییر مکان بام زیادی

می‌تواند به علت ایجاد مفاصل در تمامی مهاربندها و کاهش سختی سازه باشد؛ این موضوع در سازه‌های بلندمرتبه‌تر بیشتر دیده می‌شود.

جدول ۷. جابه‌جایی نسبی

Drift-4st				
Number	Quack	simple	Dual	Rcf
1	Bam	-0.98%	0.44%	0.59%
2	Central calif	-2.20%	0.83%	-0.75%
3	imperial	-1.49%	0.38%	0.68%
4	kobe	-0.57%	-0.31%	0.56%
5	landers	-0.81%	0.29%	0.41%
6	Northridge	1.24%	0.43%	0.99%
7	sanfernando	-0.68%	-0.33%	-0.37%
ave		1.14%	0.43%	0.62%

Drift-8st				
Number	Quack	simple	Dual	Rcf
1	Bam	-1.32%	0.35%	-0.75%
2	Central calif	-1.43%	-0.46%	-0.82%
3	imperial	1.65%	-0.69%	0.90%
4	kobe	-0.99%	-0.20%	-0.76%
5	landers	-0.76%	-0.44%	-0.44%



6	Northridge	1.51%	0.45%	1.25%
7	sanfernando	0.21%	0.36%	-0.78%
ave		1.13%	0.42%	0.81%

Drift-12st				
Number	Quack	simple	Dual	Rcf
1	Bam	-1.70%	-0.14%	-0.53%
2	Central calif	-1.01%	-0.44%	-0.75%
3	imperial	-1.30%	-0.44%	0.89%
4	kobe	-0.38%	-0.30%	-0.59%
5	landers	-0.18%	0.17%	0.32%
6	Northridge	1.78%	0.59%	0.86%
7	sanfernando	-0.52%	-0.15%	0.89%
ave		0.98%	0.32%	0.69%

Table.7.Drift

مشاهدات نشان می‌دهد که سازه با عملکرد دوگانه در این بخش نیز عملکرد مطلوبی را از خود نشان داده است. محاسبات بر اساس بیشترین جابه‌جایی بام است. با توجه به این‌که تغییر شکل ماندگار بام در سازه قاب خمشی و دوگانه

و این آزمایش‌ها نشان داده است که در منحنی چرخه‌ای این مهاربندها، سختی غیر الاستیک مهاربند کماتش تاب کم است و در هر چرخه، نسبت به چرخه پیش، کاهش می‌یابد و می‌توان گفت مهم‌ترین نگرانی، سختی کم مهاربندهای کماتش تاب است؛ که باعث ایجاد تغییر شکل ماندگار بزرگ در سازه می‌شود. علاوه بر ایجاد احساس نامطلوب، هزینه‌های بازسازی را افزایش می‌دهد. نتایج مربوط به تغییر شکل در جدول (۶) آورده شده است. مهاربندهای کماتش ناپذیر سختی پس از تسلیم پایینی دارند و این موضوع باعث افزایش تغییر شکل های ماندگار می‌شود. استفاده از فولادهای حافظه‌دار یکی از روش‌های حل این مشکل است. راه‌حل دیگر می‌تواند استفاده از مهاربند کماتش تاب و قاب خمشی به صورت دوگانه باشد. همان‌طور که گفته شد قاب خمشی تغییر شکل ماندگار کمی دارد و این خاصیت اگر با مهاربند کماتش تاب ترکیب شود می‌تواند مشکل تغییر شکل‌های ماندگار مهاربندهای کماتش تاب را مرتفع کند و در ادامه با این ترکیب، سازه‌ای با مقاومت و سختی بالا، تغییر شکل ماندگار کم، تغییر مکان حداکثر کم، باقابلیت تعمیر و بازسازی بالا، هزینه پایین بازسازی و ایجاد اطمینان مناسب در هنگام و بعد از زلزله داریم. در جدول (۶) مقادیر مربوط به تغییر شکل ماندگار آورده شده است که طبق مطالب گفته‌شده سازه با قاب خمشی تغییر شکل ماندگار کم دارد و سازه با قاب مفصلی تغییر شکل ماندگار زیادی دارد که این مشکل در سازه با عملکرد دوگانه حل گردیده است.

۴-۳-۵- جابه‌جایی نسبی

محاسبه جابه‌جایی نسبی برای سازه‌ها براساس تغییر مکان بیشینه بام با توجه به جدول (۷) نمایان است. میزان جابه‌جایی نسبی طبقات به صورت درصد بیان شده است هیچ‌یک از میانگین جابه‌جایی نسبی‌ها از جابه‌جایی نسبی ۲٪ و ۲٫۵٪ که به ترتیب جابه‌جایی نسبی مجاز سازه ۴ و بالای ۴ طبقه است رد نشدند.

رنج جابه‌جایی نسبی‌های اتفاق افتاده در سازه دوگانه به نسبت دو مدل دیگر کمتر است. میانگین مقادیر در جدول (۷) نشان از جابه‌جایی نسبی‌های بیشتر سازه قاب مفصلی دارد این موضوع

پایه در حالت الاستیک برای قاب خمشی ۳۱٪ و مابقی برش پایه توسط قاب مهاربندی و مهاربدها جذب شده است.

شکل ۱۵. نمودار سهم برش قاب خمشی سازه ۸ طبقه

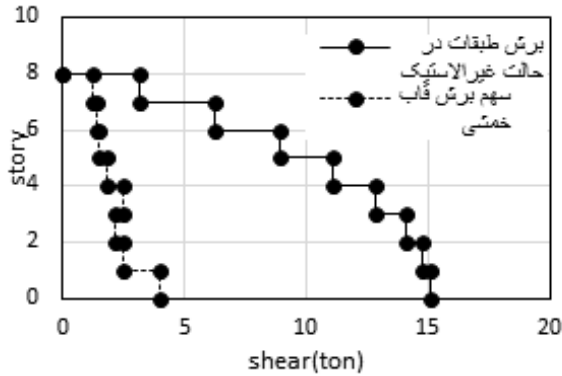


Fig. 15. shear absorption

شکل ۱۶. نمودار سهم برش قاب خمشی سازه ۱۲ طبقه

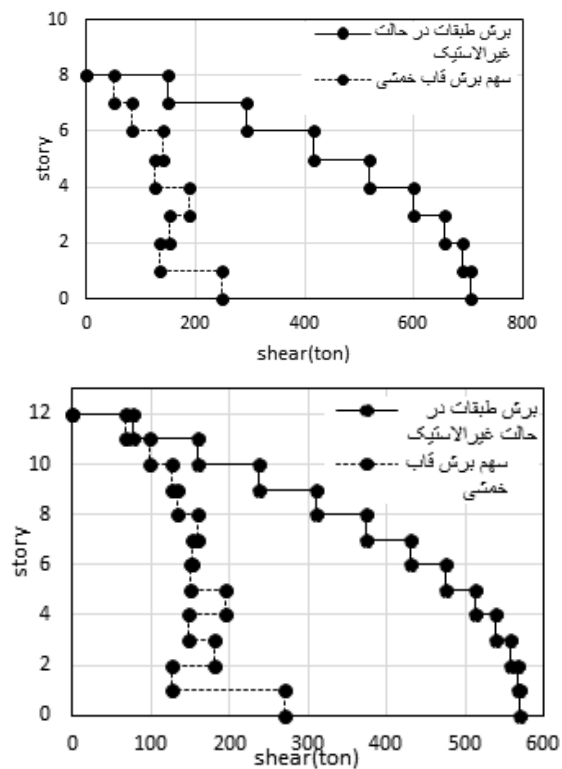


Fig. 16. shear absorption

در حالت غیرالاستیک این مقدار برای قاب خمشی برابر است با ۲۶٪ همچنین میزان جذب برش پایه توسط قاب خمشی در طبقات مختلف با کاهش و افزایش‌هایی روبرو بوده است؛ این موضوع می‌تواند به دلیل کاهش ابعاد ستون در طبقات مختلف و ثابت ماندن مقطع مهاربند باشد. این میزان برش پایه جذب

کم و تا حدودی نزدیک به هم است. مقدار جابه‌جایی نسبی در این دو سازه نزدیک به هم است. همچنین می‌توان متوجه شد که میزان پراکندگی داده‌ها در قاب دوگانه تحت زلزله‌های مختلف نزدیک به هم بوده و سازه عملکردی تقریباً یکدست در جابه‌جایی نسبی در زلزله‌های مختلف از خود نشان داده است. با توجه به جدول (۷) میانگین جابه‌جایی نسبی طبقات در هر سه نوع سازه با افزایش ارتفاع کاهش یافته است.

۵-۳-۵- بررسی سهم قاب خمشی و مهاربند کمانش ناپذیر در سیستم دوگانه

در شکل زیر نمودار برش طبقات و برش جذب شده توسط قاب خمشی آورده شده است. محاسبات جذب برش برای دوجبهت سازه در دو حالت الاستیک و غیرالاستیک محاسبه شده است.

شکل ۱۴. نمودار سهم برش قاب خمشی سازه ۴ طبقه

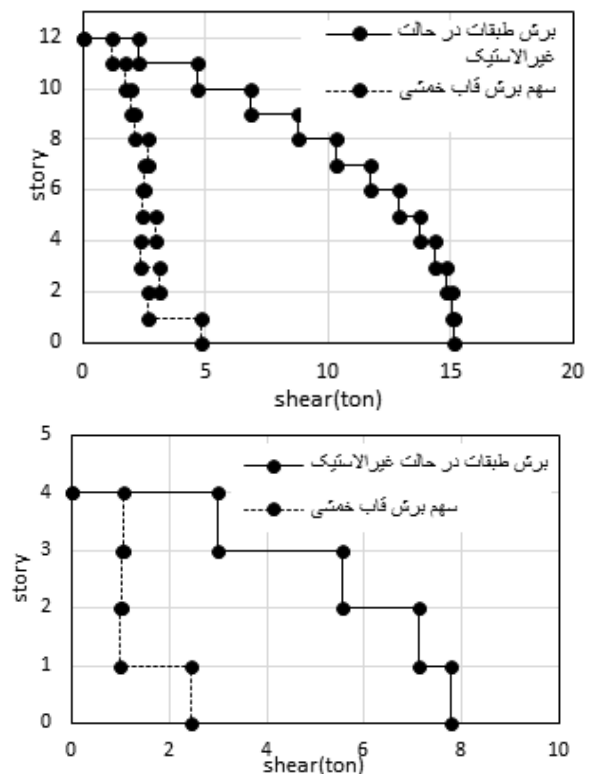


Fig.14. shear absorption

در شکل (۱۴) میزان برش الاستیک و غیرالاستیک جذب شده توسط قاب خمشی سازه ۴ طبقه آورده شده است. سهم برش

۶- سازه با عملکرد دوگانه بعد از تحمل زلزله دارای تیر و ستون‌های الاستیک بود و سازه اصلی بدون خسارت باقی ماند و فقط مهاربندهای کماتش تاب وارد ناحیه غیرخطی شدند.

۷- سازه دوگانه با خرابی کمتر تعمیر پذیری بالا دارد.

مراجع

- [1] Fujimoto M, Wada A, Saeki E, Watanabe A, Hitomi Y. A, (1988), study on the unbonded brace encased in buckling-restraining concrete and steel tubes. J Struct Constr Eng ;34B:249-58 (in Japanese).
- [2] Jiulin Bai, Huiming Chen, Shuangshuang Jin. (2021), Investigation on the interaction between BRB and the RC frame in BRB-RCF systems. Eng Struct ; 243, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112685>
- [3] Uang CM, Nakashima M, Tsai KC. (2004), Research and application of buckling-restrained braced frames. Int J Steel Struct ;4:301-313
- [4] Wang CL, Chen Q, Zeng B, et al. (2017), A novel brace with partial buckling restraint: an experimental and numerical investigation. Eng Struct ;148:157-174
- [5] Di Sarno L, Manfredi G. (2010), Seismic retrofitting with buckling restrained braces: Application to an existing non-ductile RC framed building. Soil Dyn Earthquake Eng ;30(11):1279-1297
- [6] Naghavi M, Rahnavard R, Thomas RJ, et al. (2019), Numerical evaluation of the hysteretic behavior of concentrically braced frames and buckling restrained brace frame systems. J Build Eng ;22:415-28.
- [7] Yun Zhou a , Hetian Shao a , Yongsheng Cao a , Eric M. Lui, (2021) Application of buckling-restrained braces to earthquake-resistant design of buildings: A review; 246, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112991>
- [8] Shawn Kigginsa, Chia-Ming Uangb,*, (2009) Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system Engineering Structures ;28 1525-1532
- [9] Ching-Yi Tsai1 , Keh-Chyuan Tsai1, (2017), Seismic performance analysis of BRBs and gussets in a full-scale 2 story BRB-RCF specimen Earthquake Engng Struct Dyn.;47(5),1-24.
- [10] Jiulin Bai , Jinping Ou, (2016) Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method; 107, 66-79
- [11] Fujimoto M, Wada A, Saeki E, Watanabe A, Hitomi Y. A study on brace enclosed in buckling-restrained mortar and steel Tubes (Part 1). Annual Research Meeting Architectural Institute of Japan, Kanto Area, Japan, October; 1988.
- [12] Chen SC, Zhou Y. Analysis and research of BRB+VD energy dissipation system. (2016) Build Struct ; (in Chinese).
- [13] Ghasem Pachideh, Mohammadali Kafi*, Majid Gholhaki Evaluation of cyclic performance of a novel

شده برای سازه ۸ و ۱۲ طبقه که در شکل (۱۵ و ۱۶) آورده شده است در حالت الاستیک به ترتیب برابر با ۲۷٪ و ۲۵٪ است و در حالت غیر الاستیک این میزان برای دو سازه به ترتیب به مقدار ۲۱٪ و ۲۴٪ رسیده است. همانطور که مشاهده شد، میزان جذب برش پایه در حالت غیر الاستیک توسط قاب خمشی کاهش می یابد و سهم مهاربند افزایش پیدا می کند، همچنین با افزایش تعداد طبقات عملکرد مهاربند در جذب برش بیشتر شده و میزان برش بیشتری توسط مهاربند ها جذب شده است.

۶- نتیجه گیری

اطمینان از عملکرد درست سیستم‌های سازه‌ای یک مسئله مهم در مهندسی زلزله تلقی می‌شود در این پژوهش سعی شد تا بررسی شود که استفاده از مهاربندهای کماتش تاب در حالت لوزی شکل ممنوعیتی برای سازه ایجاد می‌کند یا خیر. همچنین تعداد مفاصل، تغییر شکل های ماندگار سازه، مقاومت و سختی در حالت دوگانه بررسی شد که نتایج زیر حاصل شد:

- ۱- در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی سازه با قاب دوگانه سختی و مقاومت بالاتری از خود نشان داد
- ۲- تشکیل مفاصل در سازه دوگانه کاهش و به المان‌های فیوز منتقل شد در صورتی‌که در قاب خمشی تنها تیرها و پای ستون‌ها مفصل شدند.
- ۳- منحنی‌های ظرفیت در سازه دوگانه نسبت به قاب خمشی به ترتیب افزایش ۸۴ و ۹۴ درصدی در سازه‌های با ارتفاع ۴ و ۱۲ طبقه داشتند که نشان از عملکرد بهتر قاب دوگانه در ارتفاع بالاست.
- ۴- تغییر شکل‌های ماندگار، جابه‌جایی نسبی طبقات، بیشترین جابه‌جایی بام در سازه دوگانه با توجه به اینکه ویژگی‌های قاب خمشی و قاب مفصلی را باهم داشت کاهش یافت.
- ۵- در وسط ستون‌ها مفصلی تشکیل نشد که می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از مهاربند لوزی شکل با مهاربند کماتش تاب مشکلی ایجاد نمی‌کند.

[18] Ghasem Pachideh, Majid Gholhaki, Rahim Lashkari and Omid Rezayfar Behaviour of buckling-restrained brace equipped with steel and polyamide casing, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings.

[19] Jiulin Bai, Huiming Chen, (2021) ,Seismic performance evaluation of buckling-restrained braced RC frames considering stiffness and strength requirements and low-cycle fatigue behaviors;211

[20] Ke Dua,Feng Cheng, Jiulin Bai, Shuangshuang Jin,(2019), Seismic performance quantification of buckling-restrained braced RC frame structures under near-fault ground motions ; 239(12)

[21] Qu Z, Xie JZ, Wang T, Kishiki S. (2017). "Cyclic loading test of double K-braced reinforced concrete frame subassemblies with buckling restrained braces". Eng Struct VOL:139,PP:1-14.

bracing system equipped with a circular energy dissipater, Structures 28, 467-481.

[14] Ghasem Pachideh, Mohammadali Kafi*, Majid Gholhaki Experimental and Numerical Evaluation of an Innovative Diamond-Scheme Bracing System Equipped with a Yielding Damper, Steel and Composite Structures 36 (2), 197-211.

[15] K. Nik, Hoosh M. A. Kafi experimental and analytical study of steel yield damper with the aim of improving its seismic performance, sharif Journal

[16] Hou XJ, Shao O, Wang JW, Wen Q, Ding Z.(2018). " Application of buckling restrained braces and viscous dampers combined in the shock absorption of business rooms in a hospital. " Build Struct ;48(S1) 358-361.

[17] Quan Chen a , Chun-Lin Wang a, Shaoping Meng a , Bin Zeng b, (2015), Effect of the unbonding materials on the mechanic behavior of all-steel buckling-restrained braces; 111, 478-493

پیوست

مشخصات مربوط به زلزله‌های وارده :

quack	year	station	Mw	PGA-X(g)	PGA-Y(g)	priod-x	priod-y
BAM	2003	Jiroft	6.6	0.0408	0.028	0.32	0.28
CENTRAL CALIF	1954	city hall	7.2	0.0527	0.04851	0.64	0.18
IMPERIAL	1951	el centro	6.5	0.0287	0.03018	0.14	0.5
KOBE	1995	nishi	6.9	0.1576	0.1456	0.82	0.56
LANDERS	1992	yerma	7.3	0.0651	0.053	0.21	0.3
NORTHRIDGE	1994	sylmar	6.7	0.074	0.066	0.36	0.4
SAN FERNANDO	1971	carbon canyon	6.6	0.0712	0.071	0.12	0.26

جداول مربوط به پارامترهای غیرخطی:

معیار پذیرش سازه طبقه

BEAM	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.022-0.025	0.041-0.05	0.2	0.0077-0.01	0.0197-0.02	0.041-0.05
RCF	0.018-0.025	0.031-0.05	0.2	0.0055-0.01	0.017-0.02	0.031-0.05
COLUMN	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.013-0.032	0.01945-0.06	0.2	0.0034-0.005	0.016-0.024	0.01945-0.06
RCF	0.014-0.032	0.0198-0.06	0.2	0.0037-0.05	0.0165-0.024	0.0198-0.06

معیار پذیرش سازه ۸ طبقه

BEAM	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.0232-0.025	0.0448-0.05	0.2	0.0083-0.01	0.019843-0.02	0.0448-0.05
RCF	0.02-0.025	0.038-0.05	0.2	0.0062-0.01	0.019-0.02	0.038-0.05
COLUMN	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.0143-0.032	0.01997-0.06	0.2	0.003-0.005	0.00897-0.024	0.01997-0.06
RCF	0.00919-0.032	0.00909-0.06	0.2	0.003-0.05	0.0805-0.024	0.00909-0.06

معیار پذیرش سازه ۱۲ طبقه

BEAM	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.0239-0.025	0.0453-0.05	0.2	0.00856-0.01	0.019879-0.02	0.0453-0.05
RCF	0.0201-0.025	0.0386-0.05	0.2	0.00575-0.01	0.0187-0.02	0.0382-0.05
COLUMN	MODELING PARAMETERS			PERFORMANCE LEVEL		
MODEL	a(Min-Max)	b(Min-Max)	c	IO(Min-Max)	LS(Min-Max)	CP(Min-Max)
SIMPLE FRAME	0.01-0.032	0.01-0.06	0.2	0.003-0.005	0.009-0.024	0.01-0.06
RCF	0.0087-0.032	0.00868-0.06	0.2	0.003-0.05	0.0778-0.024	0.00868-0.06

پارامترهای غیرخطی مهاربندهای کمانش ناپذیر:

PERFORMANCE	ACCEPTANCE CRITERIA
IO	$0.25\Delta_y$
LS	$11\Delta_y$
CP	$13\Delta_y$

Investigating the interaction of concrete moment frame with Double-K buckling restrained brace and Reducing residual deformation as a dual system

E. Dehghani^{1*}, M. A. Mohammadi Alborzi², A. Azmani²

1. Associate Professor of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

2. Master graduate, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

Dehghani@qom.ac.ir

Abstract

Due to the mechanical behavior of brb braces and concrete frames differing, combining these shows complex behavior in a seismic. It can be used to dual system Brb-Rcf in a concrete moment frame to Improve structural responses. Considering that the behavior of the BRB brace in compression and tension is similar; It can solve the unbalanced force in the Double-K bracing system. The desirability of the Double-K arrangement and its combination with the RCF system as a dual system should be investigated in order to investigate the possibility of using Double-K braces in the RCF system and reducing residual deformations in the case of the dual system. For this purpose, a series of buildings have been analyzed and designed in three structural systems: Rcf, dual frame with brb brace, and bare frame with brb brace according to relevant valid regulations. The pushover and time history analysis have been done, and the capacity curves, base shear, and residual deformation have been investigated and studied. Adding brb braces to the concrete moment frame and dually using them increased the structure's capacity. In the studied structures, from 84% increase capacity in 4-story structure to 94% increase capacity in 12-story structure. This increase is due to the interaction of the concrete moment frame and the brb braces in a dual system. Also, the use of brb braces has made the structure repairable. Because in the concrete structure of the moment frame and the bare frame, the failures were concentrated in the beams and a little in the columns, respectively, but in the structure with Brb-Rcf, the losses were mainly transferred to the braces, which are easily replaceable. Also, the reduction of residual deformation of the structure reduces causes the cost of repair and reconstruction in the structure. Investigations on the formation of hinge showed Due to the Double-K brace that no hinge was formed in the middle of the columns. the losses were mainly transferred to the braces, which are easily replaceable. Also, the reduction of residual deformation of the structure reduces causes the cost of repair and reconstruction in the structure. It was also observed that the structure in combination with the brace in the Brb-Rcf system is designed more economically and with fewer consumables. It is shown in the structure of 8, 4 & 12 story; that the base shear has increased in the frames with brb braces and this increase has been greater in the dual system due to the bending frame and the brb braces. Also, in the hinge, it was observed that the failures of the double structure were less and the types of failures were better according to the replaceability. In general, due to less failure and more base shear that the dual system structure has, it can be said that the stiffness and resistance due to the interaction of the bending frame and the non-buckling brace has increased, which is the result of the good performance of the dual structure. By comparing the base shear, the suitability of these values with the bearing analysis is clear, so that there also the results showed the increase of the base shear due to the interaction of the frame and the non-buckling brace.

Key words : BRB brace, pushover, RCF System, Dual System, Bare frame, residual deformation