

چکیده

در این مقاله خرابی پیش‌رونده سازه‌های بلندمرتبه دارای سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربند کماتش‌ناپذیر با در نظر گرفتن سناریوهای خرابی متعدد بررسی می‌شود. مهاربندهای فولادی از نوع (هشت-۸-هفت) و شورون می‌باشند که در دهانه‌های کناری و گوشه نصب شده‌اند. مهاربند کماتش‌ناپذیر به علت رفتار مناسب در کشش و فشار و همچنین منحنی هیستریزس نسبتاً متقارن، عملکرد لرزه‌ای مناسبی دارد. چهار نوع سازه با سیستم قاب خمشی ویژه فولادی دارای مهاربند کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه و کناری با آرایش (هشت-۸-هفت) و شورون (V)، دارای کاربری‌های مسکونی و تجاری مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس مطالعات عددی مقاله حاضر، ضعیف‌ترین عملکرد در میان سازه‌های مورد بررسی مربوط به سازه دوگانه با مهاربند کماتش‌ناپذیر (هشت-۸-هفت) در گوشه و بهترین عملکرد مربوط به سازه دوگانه با مهاربند کماتش‌ناپذیر شورون در دهانه کناری بوده است. در عین حال عملکرد سیستم‌های مورد بررسی برای حالت‌های مهاربند شورون در دهانه گوشه و مهاربند (هشت-۸-هفت) در دهانه کناری تا حد زیادی مشابه یکدیگر می‌باشد. به علاوه، در تمامی سناریوهای حذف تک‌ستون، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است به میزان قابل توجهی (تقریباً ۱/۵ تا ۳ برابر) بزرگ‌تر از خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی می‌باشد.

واژگان کلیدی: سیستم دوگانه، قاب خمشی فولادی^۱، مهاربند کماتش‌ناپذیر^۲، خرابی پیش‌رونده^۳، بلندمرتبه^۴، بلندمرتبه^۵.

بررسی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی بلندمرتبه دارای سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و مهاربند کماتش‌ناپذیر

مصطفی مرادخانی

کارشناس ارشد سازه، دانشکده هنر و معماری، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

ابوالفضل ریاحی نوری (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده هنر و معماری، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران،
riahinouri.abolfazl@wtiau.ac.ir

مجید محمدی

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۱- مقدمه

پیش‌رونده قابل ذکر است که منجر به توجه به موضوع و انجام مطالعات و تحقیقات بسیاری شده است. از جمله این مطالعات، بررسی یک مدل دو بعدی برای مقایسه تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی در بحث خرابی پیش‌رونده است [۱]. فو [۲] در سال ۲۰۰۹، خرابی پیش‌رونده در دو سازه فولادی ۲۰ طبقه با سیستم‌های باربر جانبی مهاربند لوله‌ای ضربدری و هسته بتنی مرکزی و با در نظر گرفتن سناریوهای مختلف حذف ستون مورد بررسی قرار داد که بر اساس نتایج تحلیل حذف ستون در طبقات بالاتر خیز بزرگ‌تری را در گره بالایی ستون حذف شده به همراه داشته است.

در پژوهشی دیگر [۳] خرابی پیش‌رونده دو قاب ۱۰ طبقه

امروزه بررسی خرابی پیش‌رونده در فرآیند تحلیل و طراحی ساختمان‌های بلندمرتبه، به منظور پیشگیری از انهدام کل سازه از اهمیت شایانی برخوردار است. خرابی پیش‌رونده نوعی از خرابی است که در آن ساختمان با از دست دادن یک یا چند عضو اصلی یا فرعی و گسترش این خرابی به سایر بخش‌ها قابلیت باربری خود را از دست می‌دهد. خرابی پیش‌رونده می‌تواند تحت تأثیر عوامل متعدد مانند، انفجار گاز در درون ساختمان، برخورد وسایل نقلیه به ستون‌ها، زلزله‌های شدید، ایراد در طراحی اعضا، نشست خاک زیر پی‌ها و ... رخ دهد. حوادث ساختمان رونان پوینت^۴ در شهر لندن در سال ۱۹۶۸ و برج‌های تجارت جهانی نیویورک در ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ به عنوان نمونه‌های عملی خرابی

ارزیابی مقاومت ساختمان، ظرفیت برشی ستون ها نیز باید مورد بررسی قرار گیرد. رضوانی و یوسفی [۹]، تأثیر طول دهانه قاب های خمشی فولادی بر خرابی پیش رونده ناشی از حذف ستون را مورد بررسی قرار داده و نتیجه گرفتند که با کاهش طول دهانه مقاومت در برابر خمش افزایش می یابد. بر اساس نتایج پژوهشی دیگر [۱۰]، افزایش دهانه ها به میزان ۲۰ درصد منجر به کاهش مقاومت سازه به میزان ۴۲ درصد گردیده است. فقیه ملکی و همکاران [۱۱]، به مطالعه خرابی پیش رونده سیستم های دو گانه قاب خمشی فولادی و مهاربندهای مختلف پرداخته اند. برای این منظور سه نوع قاب خمشی فولادی میان مرتبه ۸ طبقه، مهاربندی شده با سه نوع مهاربند متفاوت شامل مهاربند کمانش ناپذیر، مهاربند شورون معکوس و اگر و مهاربند ضربدیری مورد بررسی قرار گرفته است.

با عنایت به توسعه کاربرد مهاربندهای کمانش ناپذیر در بهسازی لرزه ای ساختمان هایی که با ویرایش های قدیمی آئین نامه های لرزه ای (مانند استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲]) طراحی شده اند و یا به دلیل تغییر کاربری با افزایش نیاز لرزه ای در مقایسه با ظرفیت طرح مواجه گردیده اند، اهمیت بررسی خرابی پیش رونده این دسته سازه ها آشکار می شود. در این راستا در پژوهش حاضر به منظور رفع بخشی از کاستی ها و نواقص ناشی از عدم انجام مطالعات جامع بر روی سیستم سازه ای فوق الذکر، بررسی خرابی پیش رونده سازه های بلند مرتبه بهسازی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر در دستور کار قرار می گیرد. برای این منظور یک ساختمان مسکونی ۲۰ طبقه با سیستم دو گانه قاب خمشی فولادی و مهاربند کمانش ناپذیر (در حالت های شورون ۷ و (هشت) ۸- هفت) با قرارگیری در دهانه های کناری و گوشه) با استفاده از کران پایین مقاومت مصالح فولادی و تحلیل طیفی تحلیل و طراحی شده است. سپس با فرض افزایش بارهای ساختمان به دلیل تغییر کاربری به تجاری، ظرفیت سازه ها در هر حالت با کران بالای مقاومت مصالح فولادی مورد بررسی قرار می گیرد. در نهایت خرابی پیش رونده نمونه های سازه ای تحت سناریوهای مختلف حذف ستون مطالعه و مقادیر خیز گره های متناظر با

فولادی با سیستم های مهاربندی هم محور ضربدیری و برون محور شورون معکوس به روش مسیر بار جایگزین مورد تحلیل قرار گرفته که بر اساس نتایج پژوهش، قاب دارای مهاربند برون محور با آسیب کمتری مواجه شده است. همچنین، پژوهشگران دیگر [۴] با به کارگیری آیین نامه مدیریت تعمیرات کلی آمریکا [۵]، خرابی پیش رونده ساختمان های ۳۶ و ۵۴ طبقه دارای سیستم دیاگرید و لوله ای را مورد بررسی قرار داده و نتیجه گرفتند که سازه دارای سیستم لوله ای به طور کلی دارای مقاومت بالاتری در برابر خرابی پیش رونده ناشی از حذف اعضای خارجی بوده است. کیم و همکاران [۶]، خرابی پیش رونده سازه های فولادی با مهاربندی های مختلف (قطری، ضربدیری، شورون معکوس، K، و ترکیب شورون با شورون معکوس در ارتفاع) در مقایسه با قاب های خمشی ویژه طراحی شده در شرایط یکسان مورد مطالعه قرار داده که نتایج به دست آمده بیانگر خیز کمتر سازه های دارای مهاربندی در مقایسه با قاب های خمشی و برتری نسبی سازه دارای مهاربندی شورون V نسبت به سایر سازه ها بوده است. بر اساس نتایج پژوهشی دیگر [۷] در مقایسه سیستم های سازه ای دیاگرید و هگزراگرید ۲۸ و ۴۸ طبقه، سازه های هگزراگرید به مقاومت بالاتری در برابر خرابی پیش رونده نسبت به سیستم دیاگریدها در شرایط مشابه دست یافته اند. همچنین در بخش دیگری از پژوهش، سازه های ۴۸ طبقه هگزراگرید و دیاگرید به مهاربندهای کمانش ناپذیر مجهز شده که نتایج حاصل از تحلیل نشان می دهد مقاومت هر دو نوع سازه با مجهز کردن به مهاربند کمانش ناپذیر افزایش چشمگیری پیدا می کند.

فو [۸]، به بررسی یک ساختمان ۲۰ طبقه فولادی تحت دو حالت از خرابی پیش رونده (حالت اول روش مسیر بار جایگزین و حذف ستون بحرانی و حالت دوم تحت بار انفجار ناگهانی در ناحیه ای مشخص از سازه) پرداخته است. نتایج حاصل از دو تحلیل نشان می دهد که روش مسیر بار جایگزین محافظه کارانه تر است، ولی با اشکالاتی همچون نادیده گرفتن نیروی برشی در مقایسه با روش تحلیل انفجار مواجه می باشد و در روش مسیر بار جایگزین حذف یک یا دو ستون قابل اعتماد نبوده و برای

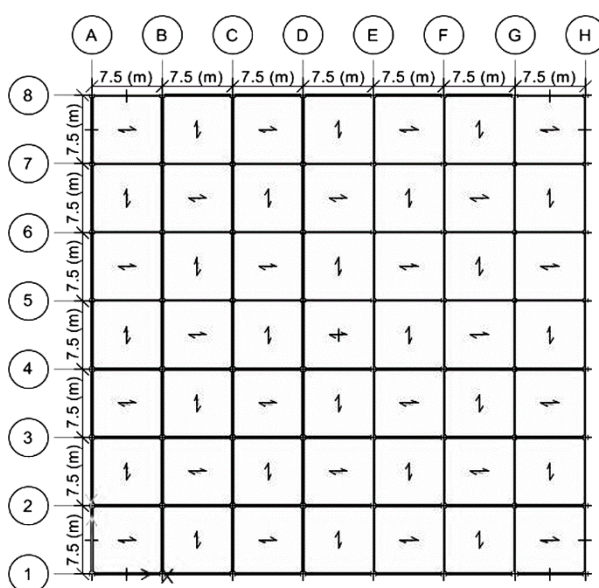
همه مقاطع بر اساس آیین‌نامه انگلیس [۱۴]، مورد استفاده قرار گرفته است. مفاصل پلاستیک اعضا و اتصالات بر اساس آیین‌نامه ASCE 41 [۱۵]، محاسبه و در سازه تعریف می‌شوند. در مرحله بعد، مقادیر بارهای مرده و زنده سازه‌های طراحی شده با فرض تغییر کاربری به تجاری افزایش می‌یابد. پس از تحلیل مشخص شد که تمام سازه‌های مورد نظر تحمل افزایش مقادیر بارهای مرده و زنده تا ۶۵۰ و ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع را دارند. همه نمونه‌های مورد بررسی در نرم‌افزار ساینمو استراکت ۲۰۱۶ [۱۶]، مدل‌سازی و با روش دینامیکی غیرخطی تحت تحلیل خرابی پیش‌رونده قرار گرفته است. در این پژوهش برای بررسی خرابی پیش‌رونده از آیین‌نامه مدیریت تعمیرات کلی آمریکا [۵]، استفاده شده است. هر سازه در هر مرحله تحت شش نوع سناریوی خرابی پیش‌رونده قرار گرفته است که شامل سناریوی حذف ستون گوشه، حذف ستون کناری، حذف دو ستون کناری، در طبقه اول و پانزدهم است. لازم به ذکر است که بر اساس نتایج موجود در مراجع فنی [۱۷]، پرکردن غلاف فولادی با بتن در میزان استهلاک انرژی مهاربند کمانش‌ناپذیر تأثیر بسیار کمی دارد و در پژوهش حاضر فرض شده که مهاربندها از نوع هسته فولادی و غلاف لوله فولادی پر شده با بتن بوده است. اما در مطالعات عددی این پژوهش، از مدل‌سازی ماکرو بر اساس توصیه مراجع فنی [۱۸-۲۰] استفاده شده است. در این راستا، هر یک از المان‌های مهاربندی به سه بخش شامل یک قسمت میانی دارای رفتار غیرخطی برای شبیه‌سازی هسته و نواحی انتقال و ارتجاعی مهاربندی و دو قسمت انتهایی صلب با سختی بسیار زیاد به منظور شبیه‌سازی چشمه اتصال و ورق‌های اتصال مهاربندی^۷ تقسیم شده‌اند که این شیوه مدل‌سازی بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی مقاله لویز و همکاران [۲۰]، نیز صحت‌سنجی شده است.

شکل‌های (۲) تا (۸) یکی از نمونه سازه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ساینمو استراکت و سناریوهای خرابی آن را نشان داده است و شکل‌های (۹) تا (۱۱) سایر سازه‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد و سناریوهای خرابی شکل‌های (۳) تا (۸) برای این سازه‌ها نیز اعمال می‌شود.

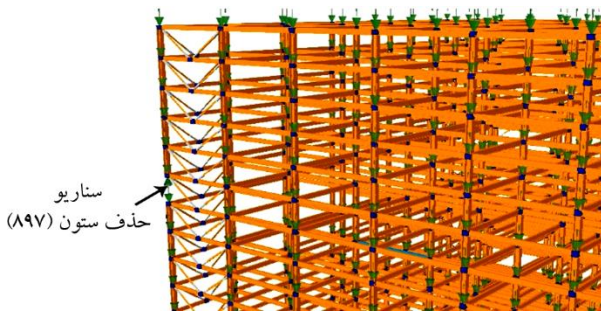
ستون‌های حذف شده محاسبه شده است. بر اساس نتایج پژوهش حاضر، خرابی پیش‌رونده به‌ویژه در حالت سیستم قاب خمشی دوگانه و مهاربندی (هشت‌ا-هفت‌و) تأثیرگذار بوده و در یکی از سناریوها با خرابی سازه مواجه بوده‌ایم.

۲- مشخصات مدل‌های عددی مورد استفاده

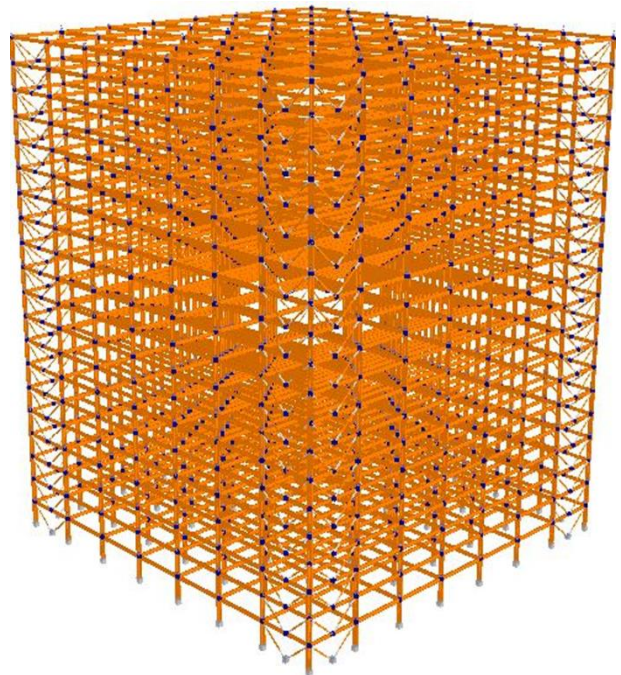
ساختمان‌های ۲۰ طبقه مورد مطالعه در پژوهش حاضر بر اساس نمونه پژوهشی فو [۲] انتخاب شده که پلان طبقات آن مطابق شکل (۱) مشابه یکدیگر بوده و ارتفاع تمام طبقات برابر ۳ متر می‌باشد. برای هر سازه یک نوع آرایش قرارگیری مهاربند کمانش‌ناپذیر در دهانه‌ها در نظر گرفته شده است. در نمونه‌های اول و دوم، قرارگیری مهاربندهای کمانش‌ناپذیر شورون (V) و (هشت‌ا-هفت‌و) در دهانه‌های گوشه است. در نمونه‌های سوم و چهارم، مهاربندهای کمانش‌ناپذیر شورون (V) و (هشت‌ا-هفت‌و) در دهانه وسطی محورهای کناری (محورهای A و H حد فاصل ۴ و ۵ - محورهای ۱ و ۸ حد فاصل D و E) است. مصالح فولادی مورد استفاده در طراحی سازه‌های مسکونی [۱۳]، از نوع (S۳۵۵) و با تنش تسلیم مشخصه ۳۵۵ مگاپاسکال (کران پایین) است. مقدار بار مرده ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.



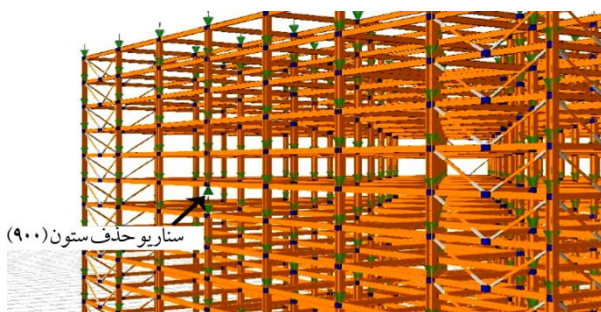
شکل (۱): پلان سازه‌های پیشنهادی مورد مطالعه [۲].



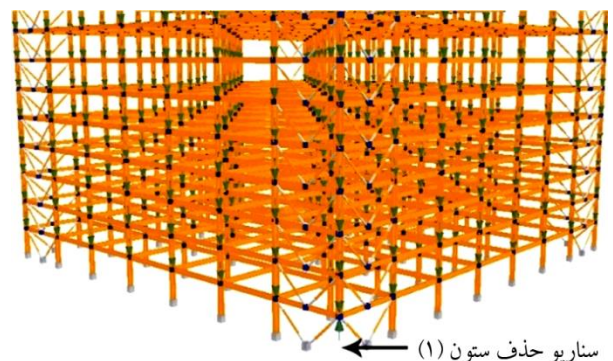
شکل (۵): سناریوی حذف ستون ۸۹۷ طبقه پانزدهم ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.



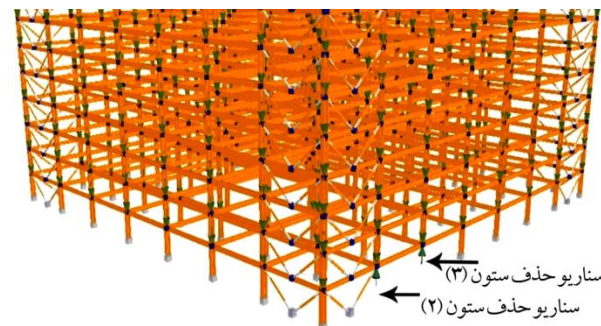
شکل (۲): مدل سازی ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه در نرم افزار ساینمو استراکت.



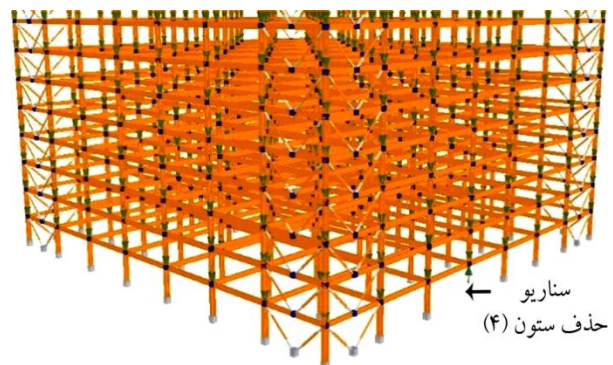
شکل (۶): سناریوی حذف ستون ۹۰۰ طبقه پانزدهم ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.



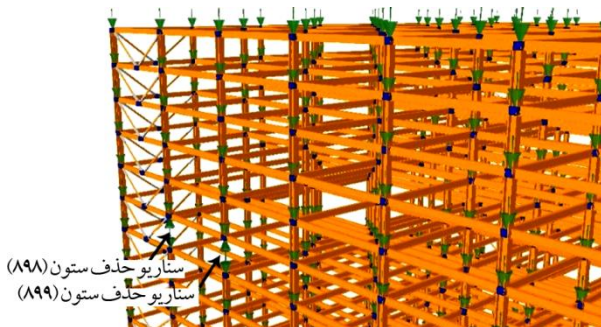
شکل (۳): سناریوی حذف ستون ۱ در ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.



شکل (۷): سناریوی حذف ستون ۲ و ۳ ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.

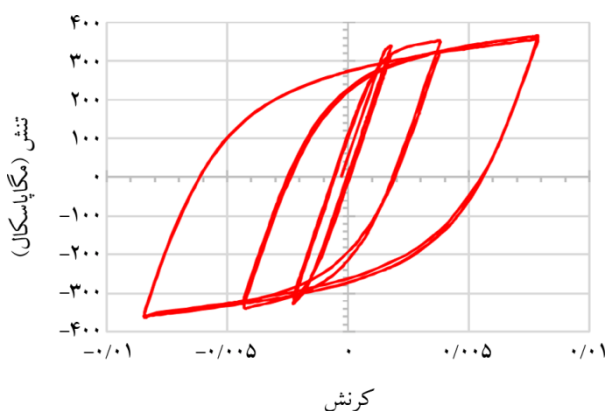


شکل (۴): سناریوی حذف ستون ۴ ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.



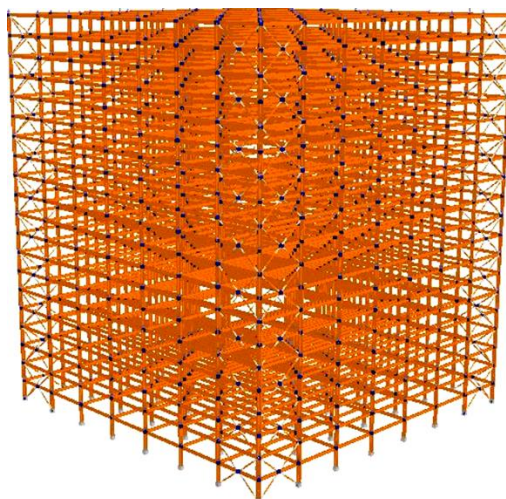
شکل (۸): سناریوی حذف ستون ۸۹۸ و ۸۹۹ طبقه پانزدهم ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه.

سایر نمونه‌ها نیز به همین صورت تحت تحلیل خرابی پیش‌رونده قرار می‌گیرند. مصالح به کار برده شده برای تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، از نوع (S۳۵۵) است و در نرم‌افزار ساینمو استراکت، با استفاده از رفتار فولاد منگوتو و پینتو [۲۱]، تعریف شده است که نمودار تنش- کرنش آن در شکل (۱۲) نشان داده شده است. تیرها و ستون‌ها در این نرم‌افزار با استفاده از المان (infrmFBPH)، که رفتار غیرخطی با مفصل پلاستیک دارد مدل‌سازی شده است، و برای مدل‌سازی مهاربند کماتش‌ناپذیر از المان (infrmFB) به دلیل شبیه‌سازی رفتار غیرخطی در طول المان از این حالت غیرخطی استفاده شده است.

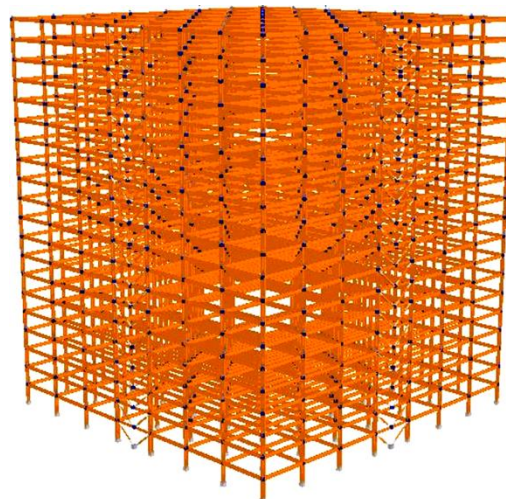


شکل (۱۲): نمودار تنش-کرنش مصالح تعریف شده در نرم‌افزار ساینمو استراکت برای مدل‌سازی رفتار فولاد (S۳۵۵).

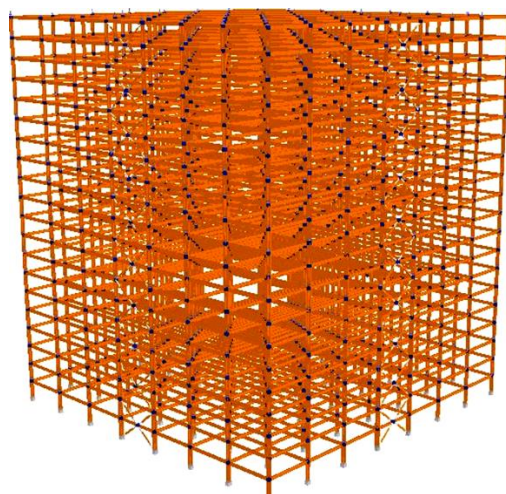
برای تمامی مقاطع از ۵۰۰ فایبر استفاده شده که جزئیات مقاطع و محل به‌کارگیری در سازه‌ها و مفاصل پلاستیک، مربوط به مهاربندها در جدول (۱) ارائه شده است، طول قسمت میانی مهاربندها برابر ۲/۳ متر و طول نواحی صلب انتهایی متشکل از چشمه اتصال و گاست پلیت برابر با ۱/۲۵ متر برای تمامی نمونه‌های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. سایر جزئیات مانند خصوصیات مکانیکی مقاطع تیرها و ستون‌ها در پیوست (ب) مرجع [۱۳]، به‌طور کامل شرح داده شده است. زاویه دوران تسلیم اتصالات گیردار خمشی ویژه برابر ۰/۱۵ و برای اعضای سازه با استفاده از معادله‌های (۱) تا (۵) به نقل از آیین‌نامه (ASCE 41) [۱۵]، محاسبه شده است.



شکل (۹): مدل‌سازی ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند (هشت-۸-هفت ۷) در دهانه‌های گوشه در نرم‌افزار ساینمو استراکت.



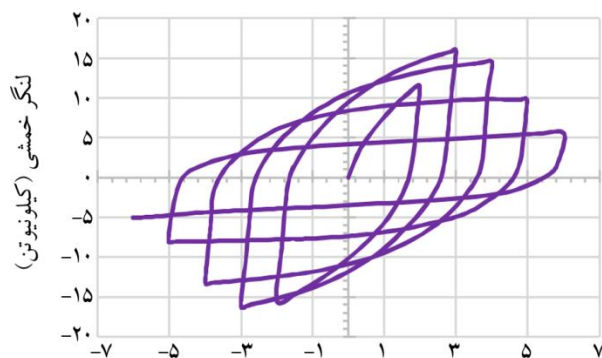
شکل (۱۰): مدل‌سازی ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (۷) در دهانه‌های گوشه در نرم‌افزار ساینمو استراکت.



شکل (۱۱): مدل‌سازی ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند (هشت ۸-هفت ۷) در دهانه‌های وسطی در نرم‌افزار ساینمو استراکت.

جدول (۱): مشخصات مهاربندهای کمانش‌ناپذیر طراحی شده در ساختمان‌های مورد بررسی.

نوع مهاربند	طبقه	مساحت هسته (سانتی‌متر مربع)	مشخصات مقطع		سازه
			عرض (سانتی‌متر)	ضخامت (سانتی‌متر)	
StarBRB17	۶ تا ۱	۱۱۰	۵	۲۲	قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های گوشه
StarBRB15	۱۵ تا ۷	۹۷	۵	۱۹/۴	
StarBRB12	۲۰ تا ۱۴	۷۷	۵	۱۵/۴	
StarBRB13	۶ تا ۱	۸۴	۴	۲۱	قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند (هشت-۸-هفت-۷) در دهانه‌های گوشه
StarBRB8.5	۲۰ تا ۸	۵۵	۳	۱۸/۳	
StarBRB12.5	طبقه ۷	۸۱	۴	۲۰/۲	
StarBRB22	۱۳ تا ۱	۱۴۲	۵	۲۸/۴	قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند شورون (V) در دهانه‌های کناری
StarBRB17	۲۰ تا ۱۴	۱۱۰	۴	۲۷/۵	
StarBRB24	۱۳ تا ۱	۱۵۵	۵	۳۱	قاب خمشی فولادی ویژه مجهز به مهاربند (هشت-۸-هفت-۷) در دهانه‌های کناری
StarBRB18	۲۰ تا ۱۴	۱۱۶	۴	۲۹	



دوران (میلی رادیان)

شکل (۱۳): رفتار فنر هموار برای مدل‌سازی اتصالات در نرم‌افزار سازه‌ای استراکت.

۳- صحت‌سنجی مدل‌های عددی

برای صحت‌سنجی مدل‌های عددی، نتایج پیش‌بینی شده توسط آنها با نتایج آزمایشگاهی و عددی پژوهشگران پیشین [۲، ۲۰]، مقایسه شده است. صحت‌سنجی انجام شده مطابق بخش‌های آتی در سطح رفتار مهاربند و سازه هر دو ارائه شده است.

۳-۱- صحت‌سنجی رفتار مهاربند کمانش‌ناپذیر

در پژوهش آزمایشگاهی لویز و همکاران [۲۰]، به بررسی قاب مهاربند کمانش‌ناپذیر شورون معکوس مطابق شکل (۱۴) پرداخته شده است. مصالح به کار برده شده برای تیر و ستون‌ها از نوع

$$\theta_y = \frac{M_{pe} L(1+\eta)}{6EI} \quad (1)$$

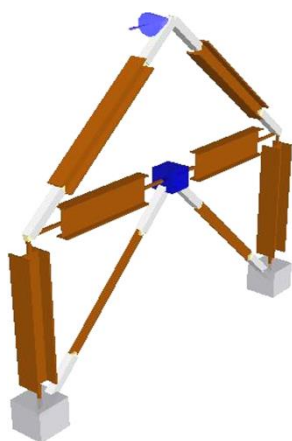
$$\eta = \frac{12EI}{L^2 G A_s} \quad (2)$$

$$\theta_y = \frac{M_{pce} L(1+\eta)}{6(\tau_b E) I} \quad (3)$$

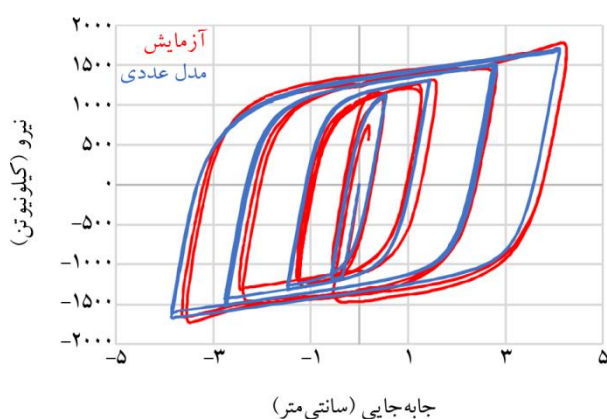
$$\tau_b = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0.5 \Rightarrow 1 \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.5 \Rightarrow \frac{4|P|}{|P_{ye}|} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (4)$$

$$M_{pce} = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} < 0.2 \Rightarrow M_{pe} \left(1 - \frac{|P|}{2P_{ye}}\right) \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.2 \Rightarrow M_{pe} \left(\frac{9}{8}\right) \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (5)$$

در شکل (۱۳) نمونه‌ی رفتار فنر هموار نشان داده شده است که در پژوهش حاضر از این نوع پیش‌فرض استفاده شده است. با توجه به عملکرد سری سختی‌های اتصال و تیر، باید سختی اتصالات را چند برابر بزرگ‌تر از سختی تیر در نظر بگیریم که در این پژوهش برای مدل‌سازی صحیح اتصالات از پیشنهاد‌های مرجع فنی [۲۳]، برای سختی اتصالات استفاده شده است.



شکل (۱۶): قاب آزمایشگاهی، مدل سازی شده در نرم‌افزار سازه‌مواستراکت.



شکل (۱۷): صحت‌سنجی مدل عددی در باز تولید منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی مهاربند کماتش‌ناپذیر مرجع [۲۰].

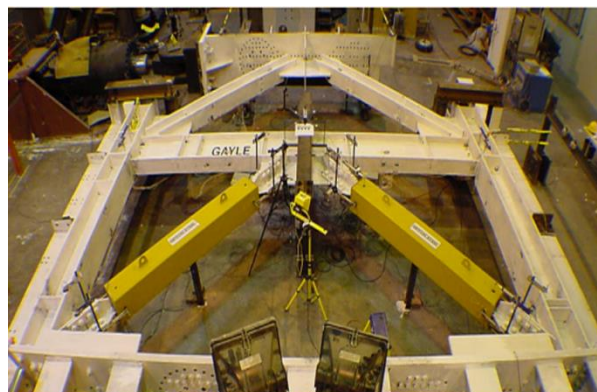
۳-۲- صحت‌سنجی خرابی پیش‌رونده در سازه

برای این منظور از یکی از مدل‌های پژوهش فو [۲]، مربوط به ساختمان با مهاربند ضربدری لوله‌ای شکل در دهانه کناری استفاده شده است. شکل (۱۸) نمای سه‌بعدی از سازه‌ی مورد نظر را نشان می‌دهد. پلان سازه فو همانند شکل (۱) است. بارگذاری کلی شامل ترکیب بار مرده و ضربدری از بار زنده با استفاده از ترکیب بار معادله (۱)، برابر $2/5$ کیلونیوتن بر مترمربع است که به صورت گسترده بر سقف هر طبقه اعمال می‌شود. در این سازه از میرایی ۵ درصد متناسب با جرم برای کل سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

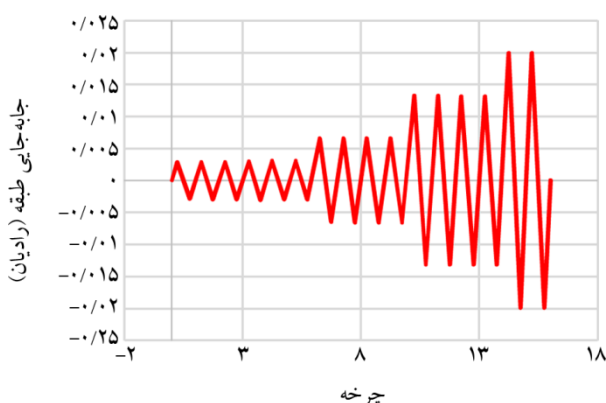
$$COMB1 = 1.2D + 0.5L + 0.2S \quad (۶)$$

در معادله (۶)، D : بار مرده، L : بار زنده و S : بار برف است.

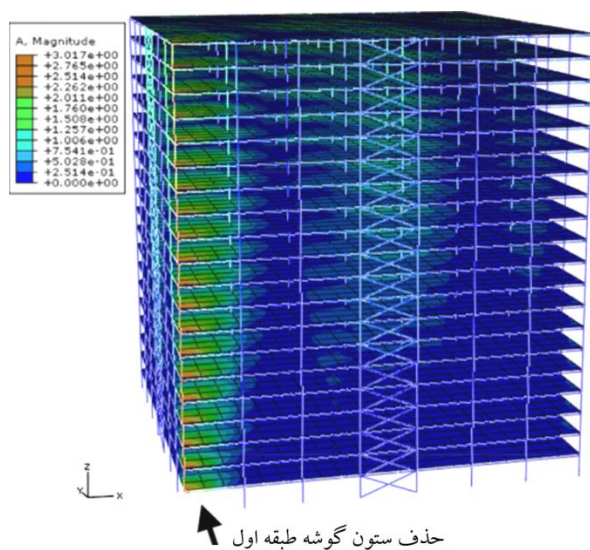
با تنش تسلیم 380 مگاپاسکال است و (ASTM-A572-Gr50) مهاربند کماتش‌ناپذیر با مقطع تسمه به ابعاد $(21/6 \times 1/9)$ سانتی‌متر از نوع (Jis*-SN400B) با تنش تسلیم 282 مگاپاسکال است. همه مصالح با استفاده از رفتار فولاد منگوتو و پیتتو، در نرم‌افزار سازه‌مواستراکت تعریف شده است. تغییر مکان افقی چرخه‌ای وارد بر نمونه آزمایشگاهی مانند نمودار شکل (۱۵) به قاب اعمال شده است. نمونه‌ی آزمایشی مورد نظر، در نرم‌افزار سازه‌مواستراکت 2016 مدل‌سازی شده است که این قاب مهاربندی شده در شکل (۱۶) نشان داده شده است. تیر و ستون‌ها با استفاده از المان پیش‌فرض (infrmFBPH) و مهاربندهای کماتش‌ناپذیر با استفاده از المان پیش‌فرض (infrmFB) با رفتار غیرخطی در طول المان مدل‌سازی شده است. مقایسه منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی نیرو- تغییر مکان با نتایج مدل عددی در شکل (۱۷) بیانگر انطباق مناسب نتایج عددی و تجربی است.



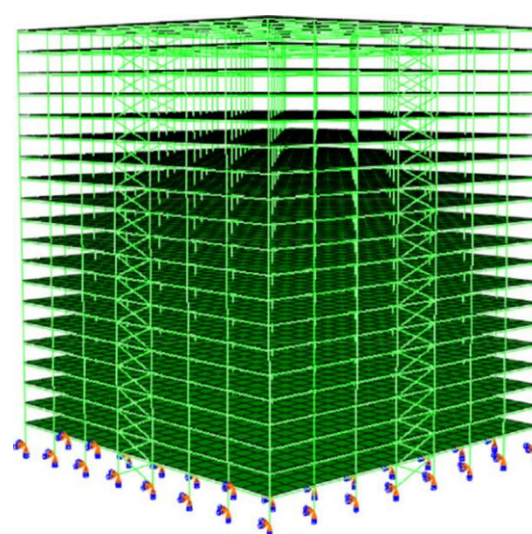
شکل (۱۴): نمونه آزمایشگاهی قاب با مهاربند کماتش‌ناپذیر شورون معکوس [۲۰] اجرا شده در آزمایشگاه.



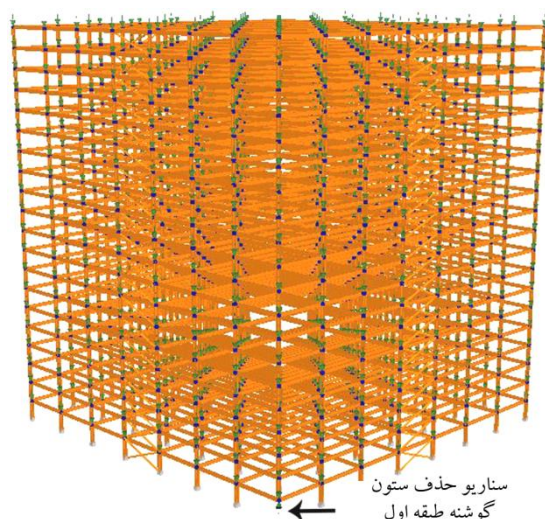
شکل (۱۵): تغییر مکان افقی چرخه‌ای وارد بر نمونه آزمایشگاهی [۲۰].



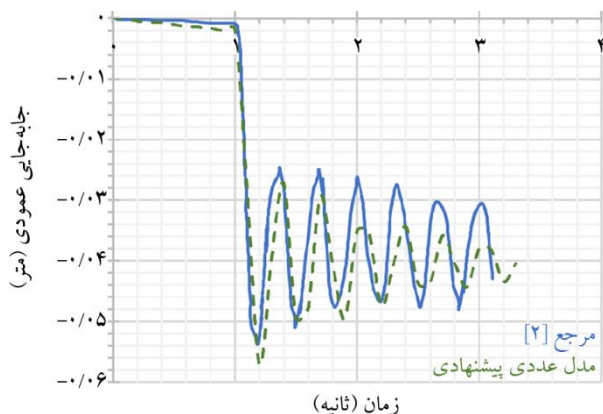
شکل (۱۹): مدل سازی عددی خرابی پیش‌رونده بر اساس سناریوی حذف ستون گوشه طبق اول طبق مرجع [۲].



شکل (۱۸): نمای سه‌بعدی از مدل مرجع [۲].



شکل (۲۰): نمونه مدل سازی سازه مرجع [۲] در نرم‌افزار ساینمو استراکت.



شکل (۲۱): مقایسه نتایج عددی مدل اجزا محدود مرجع [۲] با مدل پیشنهادی حاصل از تحلیل خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ستون گوشه طبق اول.

برای بررسی خرابی پیش‌رونده از سناریوی حذف ستون گوشه، طبقه اول در مدل فو [۲] مطابق شکل (۱۹) استفاده شده است. این نمونه در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحت تحلیل خرابی پیش‌رونده با روش دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است. سازه فو در نرم‌افزار ساینمو استراکت مدل‌سازی و در شکل (۲۰) نشان داده شده است. نتایج تحلیل خرابی پیش‌رونده حاصل از تحقیقات فو با رویکرد حذف ستون گوشه طبقه اول با نتایج حاصل از همان مدل‌سازی در نرم‌افزار ساینمو استراکت در شکل (۲۱) نشان داده شده است. انطباق خوب نتایج مدل عددی با مرجع فنی [۲]، بیانگر توانایی مدل عددی در شبیه‌سازی رفتار عمومی^۸ سازه است.

برخلاف مدل آباکوس مرجع [۲]، مدل پیشنهادی در نرم‌افزار ساینمو استراکت توانایی شبیه‌سازی المان‌های پوسته‌ای سقف را ندارد که این موضوع به دلیل کاهش میرایی موجب افزایش جابه‌جایی آن نسبت به مدل مرجع به‌ویژه در هنگام ارتعاش آزاد حول وضعیت تعادل نهایی می‌گردد. در این راستا مقادیر اختلاف نسبی جابه‌جایی پیک‌های متوالی در جدول (۲) ارائه شده که اگرچه میزان اختلاف نسبی در پیک‌های قسمت ارتعاش آزاد نسبتاً زیادتر است (حداکثر در حدود ۴۰ درصد)، ولی در عین حال حداکثر خطا در بیشینه جابه‌جایی (اولین پیک) تنها در حدود ۵/۵ درصد است و رفتار عمومی مدل‌ها نیز انطباق مناسبی با یکدیگر نشان می‌دهند.

جدول (۲): برآورد خطای نسبی در مقادیر اوج جابه‌جایی مدل‌های پیشنهادی و مرجع [۲].

زمان (ثانیه)	۱/۱۴	۱/۳۶	۱/۴۴	۱/۶۳	۱/۷۵	۱/۹۳	۲/۱۲	۲/۲۴	۲/۴۳	۲/۵۵	۲/۷۴	۲/۹۵
مرجع [۲]	-۰/۰۵۴	-۰/۰۲۴	-۰/۰۵۱	-۰/۰۲۴	-۰/۰۴۸	-۰/۰۲۵	-۰/۰۴۷	-۰/۰۲۶	-۰/۰۴۸	-۰/۰۳	-۰/۰۴۸	-۰/۰۲۹
مدل پیشنهادی	-۰/۰۵۷	-۰/۰۲۷	-۰/۰۴۹	-۰/۰۲۹	-۰/۰۴۹	-۰/۰۳۵	-۰/۰۴۷	-۰/۰۳۴	-۰/۰۴۳	-۰/۰۳۵	-۰/۰۴۴	-۰/۰۳۸
اختلاف (%)	۵/۵	۱۲/۵	۳/۹	۲۰/۸	۲۰	۴۰	۰	۳۰	۱۰/۴	۱۶/۷	۸/۳	۳۱

جدول (۳): معرفی نمونه تحلیلی و سناریوهای خرابی در سازه‌های پیشنهادی.

نام نمونه تحلیلی	نوع و آرایش مهاربند	سناریوی خرابی
SMRF-C-V-C1	مهاربند شورون V در دهانه‌های گوشه	حذف ستون گوشه طبقه اول، C1
SMRF-C-V-C4	مهاربند شورون V در دهانه‌های گوشه	حذف ستون کناری طبقه اول، C4
SMRF-C-V-C897	مهاربند شورون V در دهانه‌های گوشه	حذف ستون گوشه طبقه پانزدهم، C897
SMRF-C-V-C900	مهاربند شورون V در دهانه‌های گوشه	حذف ستون کناری طبقه پانزدهم، C900
SMRF-C-V-C2&C3	مهاربند شورون V دهانه‌های گوشه	حذف دو ستون کناری طبقه اول، C2 و C3
SMRF-C-V-C898&C899	مهاربند شورون V دهانه‌های گوشه	حذف دو ستون کناری C898 و C899 طبقه پانزدهم
SMRF-C-A.V-C1	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف ستون گوشه طبقه اول، C1
SMRF-C-A.V-C4	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف ستون کناری طبقه اول، C4
SMRF-C-A.V-C897	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف ستون گوشه طبقه پانزدهم، C897
SMRF-C-A.V-C900	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف ستون کناری طبقه پانزدهم، C900
SMRF-C-A.V-C2&C3	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف دو ستون کناری طبقه اول، C2 و C3
SMRF-C-A.V-C898&C899	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های گوشه	حذف دو ستون کناری C898 و C899 طبقه پانزدهم
SMRF-E-V-C1	مهاربند شورون V در دهانه کناری	حذف ستون گوشه طبقه اول، C1
SMRF-E-V-C4	مهاربند شورون V در دهانه کناری	حذف ستون کناری طبقه اول، C4
SMRF-E-V-C897	مهاربند شورون V در دهانه‌های کناری	حذف ستون گوشه طبقه پانزدهم، C897
SMRF-E-V-C900	مهاربند شورون V در دهانه‌های کناری	حذف ستون کناری طبقه پانزدهم، C900
SMRF-E-V-C3&C4	مهاربند شورون V در دهانه‌های کناری	حذف دو ستون کناری طبقه اول، C3 و C4
SMRF-E-V-C899&C900	مهاربند شورون V در دهانه‌های کناری	حذف دو ستون کناری C899 و C900 طبقه پانزدهم
SMRF-E-A.V-C1	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه کناری	حذف ستون گوشه طبقه اول، C1
SMRF-E-A.V-C4	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه کناری	حذف ستون کناری طبقه اول، C4
SMRF-E-A.V-C897	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های کناری	حذف ستون گوشه طبقه پانزدهم، C897
SMRF-E-A.V-C900	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های کناری	حذف ستون کناری طبقه پانزدهم، C900
SMRF-E-A.V-C3&C4	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های کناری	حذف دو ستون کناری طبقه اول، C3 و C4
SMRF-E-A.V-C899&C900	مهاربند (هشت-هفت) در دهانه‌های کناری	حذف دو ستون کناری C899 و C900 طبقه پانزدهم

۴- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سناریوهای

خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها

(۲۲) تا (۲۹) ارائه شده است. در تمامی نمودارها عبارت A1 نشان‌دهنده‌ی مرحله اول تحلیل در سازه‌های مسکونی و عبارت A2 نشان‌دهنده‌ی مرحله دوم تحلیل در سازه‌های تجاری است. در سناریوی حذف ستون‌های C2-C3 و C3-C4، خیز نقطه بالای

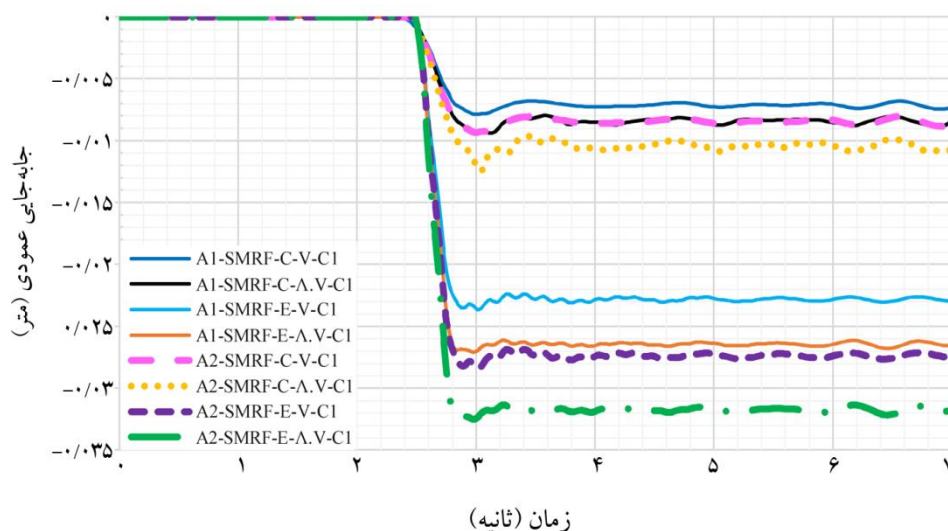
نمونه‌های تحلیلی انتخاب شده در جدول (۳) تشریح شده و جابه‌جایی عمودی گره بالای ستون حذف شده در شکل‌های

۰/۰۲۶ است. برای تیرها و ستون‌ها نیز بر اساس روابط ارائه شده در مرجع [۱۵]، مقادیر حدی بر اساس دوران عضو متغیر بوده و به مشخصات هندسی مقاطع و مشخصات مکانیکی مصالح و نیروهای وارد شده بر اعضا بستگی دارد که در هر حالت محاسبه می‌شود.

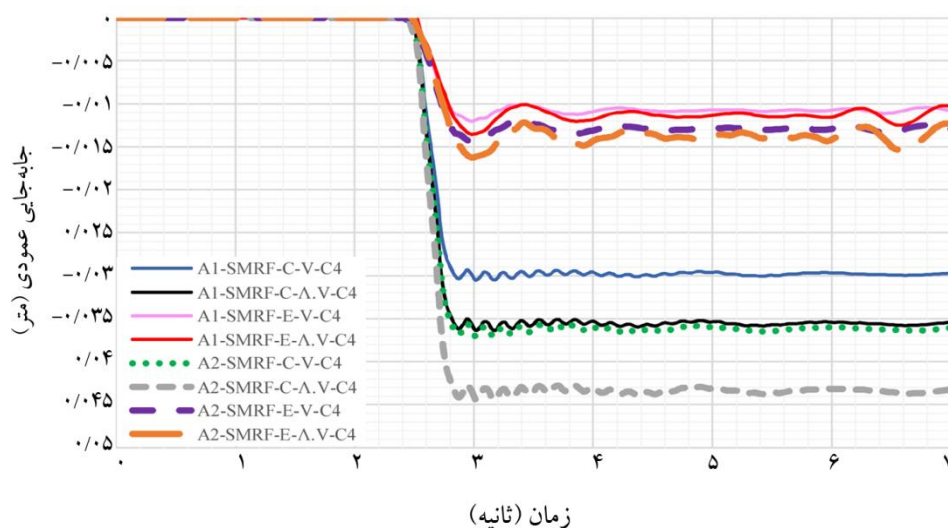
نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف ستون گوشه طبقه اول C1 در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری در شکل (۲۲) نشان داده شده است. در سناریوی حذف ستون C1 برای هر دو نوع کاربری مورد بررسی، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است برای مهاربندی‌های (هشت-هفت) و شورون به ترتیب در محدوده (۲/۶ تا ۲/۹) و (۳ تا ۳/۱) برابری خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی قرار دارد. بر اساس منحنی‌های به دست آمده در شکل (۲۲) و برای ساختمان‌های مسکونی دارای سیستم‌های دوگانه مجهز شده به مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه، مقدار خیز حداکثر در حالت استفاده از مهاربند (هشت-هفت) در مقایسه با مهاربند شورون تقریباً به میزان ۲۰ درصد بزرگ‌تر بوده و برای ساختمان تجاری این میزان افزایش خیز سیستم مجهز به مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون به حدود ۳۳ درصد رسیده است. همچنین، برای ساختمان‌های دارای سیستم‌های دوگانه مجهز شده به مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در

ستون‌های حذف شده‌ای که در موقعیت مشابه در سازه‌ها هستند در یک مجموعه نمودار نشان داده شده است، مانند ستون C2 در سیستم مهاربندی شورون (V) و (هشت-هفت)، در دهانه گوشه و ستون C4، در سیستم مهاربندی شورون (V) و (هشت-هفت)، در شکل (۲۶) نشان داده شده است و نتایج خیز نقطه بالای ستون‌های حذف شده C3 در کلیه سازه‌ها در شکل (۲۷) نشان داده شده است. در سناریو حذف ستون‌های C898-C899 و C899-C900، خیز نقطه بالای ستون‌های حذف شده‌ای که در موقعیت مشابه در سازه‌ها هستند در یک مجموعه نمودار نشان داده شده است، مانند ستون C899 در سیستم مهاربندی شورون (V) و (هشت-هفت)، در دهانه گوشه و ستون C900، در سیستم مهاربندی شورون (V) و (هشت-هفت)، در شکل (۲۸) نشان داده شده است و نتایج خیز نقطه بالای ستون‌های حذف شده C899 در کلیه سازه‌ها در شکل (۲۹) نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که در نمونه‌های عددی پژوهش حاضر، سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای اعضا تعریف شده است. بر اساس توصیه مرجع [۱۵]، مقادیر حدی کرنش پلاستیک (فولاد S355) در مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب برابر ۰/۰۰۶ و ۰/۰۲ و



شکل (۲۲): تاریخچه زمانی جابه‌جایی عمودی گره بالای ستون گوشه حذف شده طبقه اول (C1).



شکل (۲۳): تاریخچه زمانی جابه‌جایی عمودی گره بالای ستون کناری حذف شده طبقه اول (C۴).

دهانه‌های گوشه، مقدار خیز حداکثر در حالت استفاده از مهاربند (هشت-هفت) به ترتیب با افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۰ و ۳۳ درصد ناشی از تغییر کاربری از مسکونی به تجاری مواجه شده‌ایم. به علاوه، در حالت تعبیه مهاربندها در دهانه کناری سیستم‌های دوگانه، مقدار تقریبی افزایش خیز کاربرد مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون برای هر دو حالت کاربری‌های مسکونی و تجاری برابر ۱۵ درصد بوده است. نتیجه دیگر اینکه در حالت چیدمان مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های کناری، اثر تغییر کاربری از مسکونی به تجاری، برای هر دو حالت استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت)، به افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۱۹ و ۲۲ درصد ناشی از تغییر کاربری از مسکونی به تجاری مواجه شده‌ایم. به علاوه، در حالت تعبیه مهاربندها در دهانه کناری سیستم‌های دوگانه، مقدار تقریبی افزایش خیز کاربرد مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون برای هر دو حالت کاربری‌های مسکونی و تجاری برابر ۱۳ درصد بوده است. نتیجه دیگر اینکه در حالت چیدمان مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های کناری، اثر تغییر کاربری از مسکونی به تجاری، برای هر دو حالت استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت)، به افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۰ درصد منجر شده است.

در شکل (۲۴) نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف ستون گوشه طبقه پانزدهم C۸۹۷ در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری نشان داده شده است. در سناریوی حذف ستون C۸۹۷ برای هر دو نوع کاربری مورد بررسی، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون

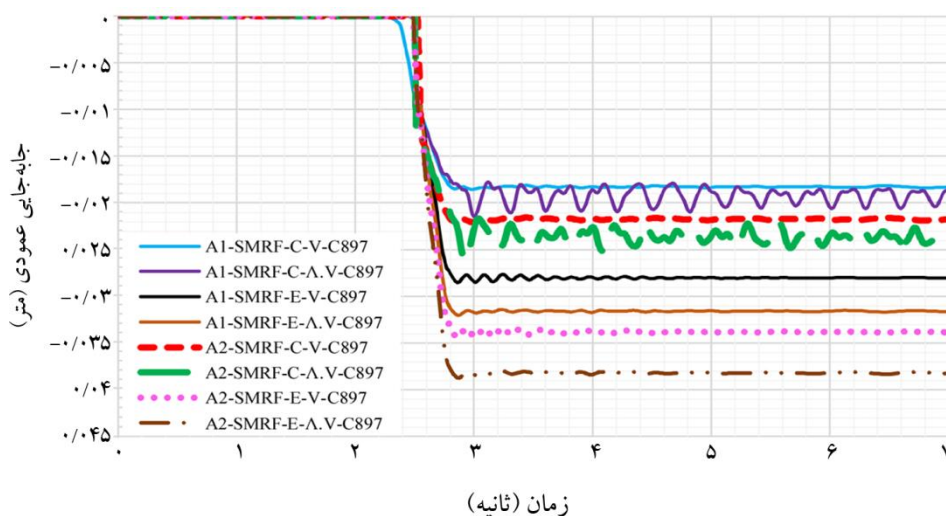
دهانه‌های گوشه، در حالت‌های استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت) به ترتیب با افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۰ و ۳۳ درصد ناشی از تغییر کاربری از مسکونی به تجاری مواجه شده‌ایم. به علاوه، در حالت تعبیه مهاربندها در دهانه کناری سیستم‌های دوگانه، مقدار تقریبی افزایش خیز کاربرد مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون برای هر دو حالت کاربری‌های مسکونی و تجاری برابر ۱۵ درصد بوده است. نتیجه دیگر اینکه در حالت چیدمان مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های کناری، اثر تغییر کاربری از مسکونی به تجاری، برای هر دو حالت استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت)، به افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۰ درصد منجر شده است.

در شکل (۲۳) نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف ستون کناری طبقه اول C۴ در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری نشان داده شده است. در سناریوی حذف ستون C۴ برای هر دو نوع کاربری مورد بررسی، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است برای مهاربندی‌های (هشت-هفت) و شورون به ترتیب در محدوده (۲/۶۸ تا ۲/۷۲) و (۲/۵۶ تا ۲/۵۸) برابری خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی قرار دارد. بر اساس منحنی‌های به دست آمده در شکل (۲۳) برای ساختمان‌های مسکونی دارای سیستم‌های دوگانه مجهز شده به مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در

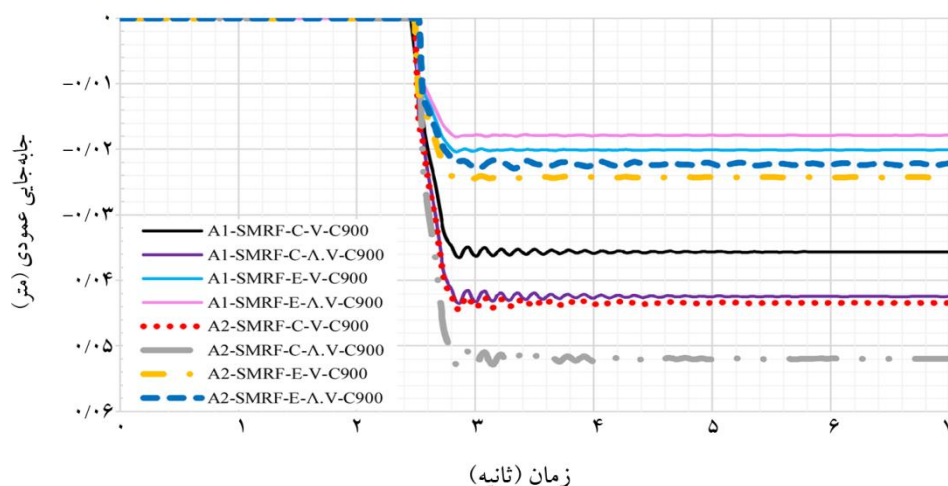
مهاربندهای شورون و (هشت-هفت)، به افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۰ درصد منجر شده است.

در شکل (۲۵) نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف ستون کناری طبقه پانزدهم C۹۰۰ در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری نشان داده شده است. در سناریوی حذف ستون C۹۰۰ برای هر دو نوع کاربری مورد بررسی، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است برای مهاربندی‌های (هشت-هفت) و شورون به ترتیب در محدوده (۲/۳۴ تا ۲/۴۶) و (۱/۷۳ تا ۱/۸۱) برابری خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی قرار دارد. بر اساس منحنی‌های به دست آمده در شکل (۲۵) برای ساختمان‌های مسکونی دارای سیستم‌های دو گانه مجهز شده به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه، مقدار خیز حداکثر در حالت استفاده از مهاربند (هشت-هفت) در مقایسه با مهاربند شورون تقریباً به میزان ۱۹ درصد بزرگ‌تر بوده و برای ساختمان تجاری این میزان افزایش خیز سیستم مجهز به مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون به حدود ۲۰ درصد رسیده است. همچنین، برای ساختمان‌های دارای سیستم‌های دو گانه مجهز شده به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه، در حالت‌های استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت) به ترتیب با افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۲۱ و ۲۲ درصد ناشی از تغییر کاربری از مسکونی به تجاری مواجه شده‌ایم.

حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است برای مهاربندی‌های (هشت-هفت) و شورون به ترتیب در محدوده (۱/۴۸ تا ۱/۵) و (۱/۵۴ تا ۱/۵۶) برابری خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی قرار دارد. بر اساس منحنی‌های به دست آمده در شکل (۲۴) برای ساختمان‌های مسکونی دارای سیستم‌های دو گانه مجهز شده به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه، مقدار خیز حداکثر در حالت استفاده از مهاربند (هشت-هفت) در مقایسه با مهاربند شورون تقریباً به میزان ۱۶ درصد بزرگ‌تر بوده و برای ساختمان تجاری این میزان افزایش خیز سیستم مجهز به مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون به حدود ۱۹ درصد رسیده است. همچنین، برای ساختمان‌های دارای سیستم‌های دو گانه مجهز شده به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در دهانه‌های گوشه، در حالت‌های استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت-هفت) به ترتیب با افزایش تقریبی مقدار خیز به میزان ۱۹ و ۲۲ درصد ناشی از تغییر کاربری از مسکونی به تجاری مواجه گردیده‌ایم. به علاوه، در حالت تعیبه مهاربندها در دهانه کناری سیستم‌های دو گانه، مقدار تقریبی افزایش خیز کاربرد مهاربند (هشت-هفت) نسبت به شورون برای هر دو حالت کاربری‌های مسکونی و تجاری برابر ۱۲ درصد بوده است. نتیجه دیگر اینکه در حالت چیدمان مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در دهانه‌های کناری، اثر تغییر کاربری از مسکونی به تجاری، برای هر دو حالت استفاده از



شکل (۲۴): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون گوشه حذف شده طبقه پانزدهم (C۸۹۷).



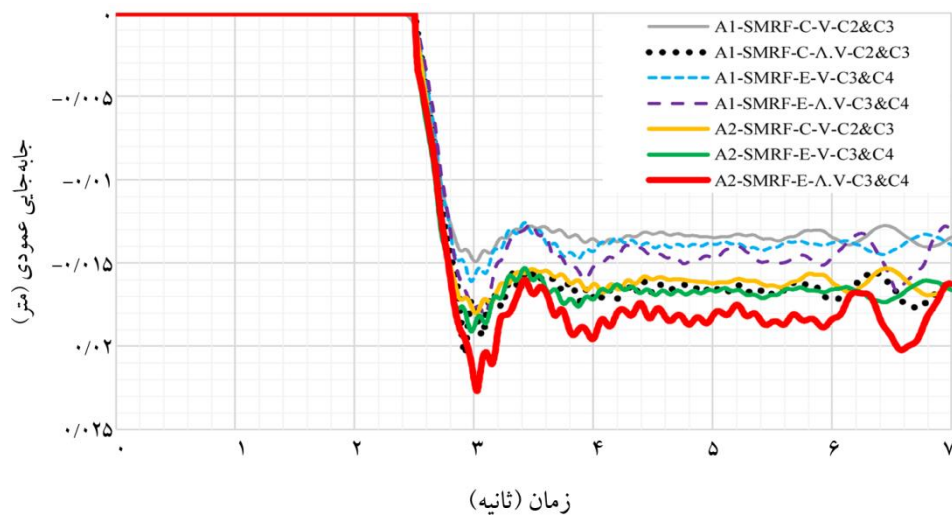
شکل (۲۵): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون کناری حذف شده طبقه پانزدهم (C۹۰۰).

جابه‌جایی با تغییر کاربری از مسکونی به تجاری در حدود ۲۱ درصد افزایش یافته است. در مورد ساختمان‌های مورد مطالعه با مهاربندی در دهانه‌های کناری نیز نتایج به‌دست آمده بیانگر افزایش تقریبی به میزان ۲۰ درصد در جابه‌جایی به دلیل تغییر نوع مهاربندی از شورون به (هشت‌ا-هفت‌و) و یا تغییر کاربری از مسکونی به تجاری می‌باشد.

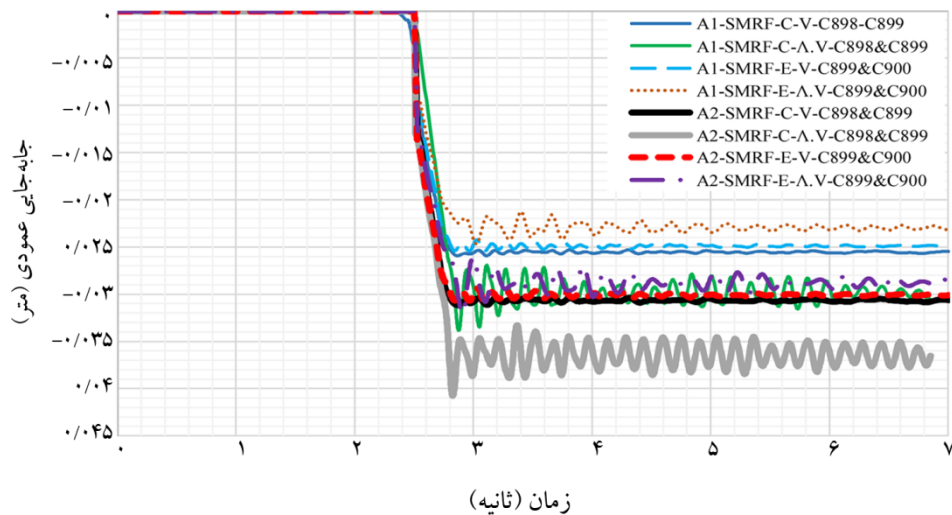
در شکل‌های (۲۸) و (۲۹) نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف دو ستون کناری طبقه پانزدهم C۸۹۸-C۸۹۹ و C۸۹۹-C۹۰۰، در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری نشان داده شده است. بر اساس نتایج نشان داده شده در شکل‌های (۲۸) و (۲۹) برای ساختمان‌های مسکونی مورد مطالعه با مهاربندی گوشه در سناریوی حذف دو ستون C۸۹۸-C۸۹۹ و C۸۹۹-C۹۰۰، مقدار جابه‌جایی سازه با تغییر نوع مهاربند از شورون به (هشت‌ا-هفت‌و) و یا تغییر نوع کاربری از مسکونی به تجاری به میزان تقریبی ۲۲ تا ۲۵ درصد افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، در مورد ساختمان‌های مورد مطالعه با مهاربندی در دهانه‌های کناری نیز نتایج به‌دست آمده بیانگر افزایش جابه‌جایی ناشی از تغییر نوع مهاربندی از شورون به (هشت‌ا-هفت‌و) و یا تغییر کاربری از مسکونی به تجاری به ترتیب در حدود ۱۵ و ۲۳ درصد می‌باشد. به‌طور کلی در سازه‌هایی که ستون غیرواقع در دهانه مهاربندی حذف می‌شود مقدار خیز به‌مراتب بزرگ‌تر از حالتی است که سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی رخ می‌دهد.

به‌علاوه، در حالت تعبیه مهاربندها در دهانه کناری سیستم‌های دوگانه، مقدار تقریبی کاهش خیز کاربرد مهاربند (هشت‌ا-هفت‌و) نسبت به شورون برای هر دو حالت کاربری‌های مسکونی و تجاری در سناریوی حذف ستون C۹۰۰ طبقه پانزدهم، به ترتیب برابر ۱۵ و ۸ درصد بوده است. این کاهش به دلیل متمرکز بودن نقطه تلاقی مهاربندهای طبقه بالا و پایین در تیر بوده که باعث افزایش ابعاد تیرها و مهاربندها نسبت به حالت مهاربندی شورون و در نتیجه افزایش مقاومت در برخی از نقاط در این سازه شده است. نتیجه دیگر اینکه در حالت چیدمان مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در دهانه‌های کناری، اثر تغییر کاربری از مسکونی به تجاری، برای هر دو حالت استفاده از مهاربندهای شورون و (هشت‌ا-هفت‌و)، به افزایش تقریبی مقدار خیز به ترتیب به میزان ۱۶ و ۲۶ درصد منجر شده است.

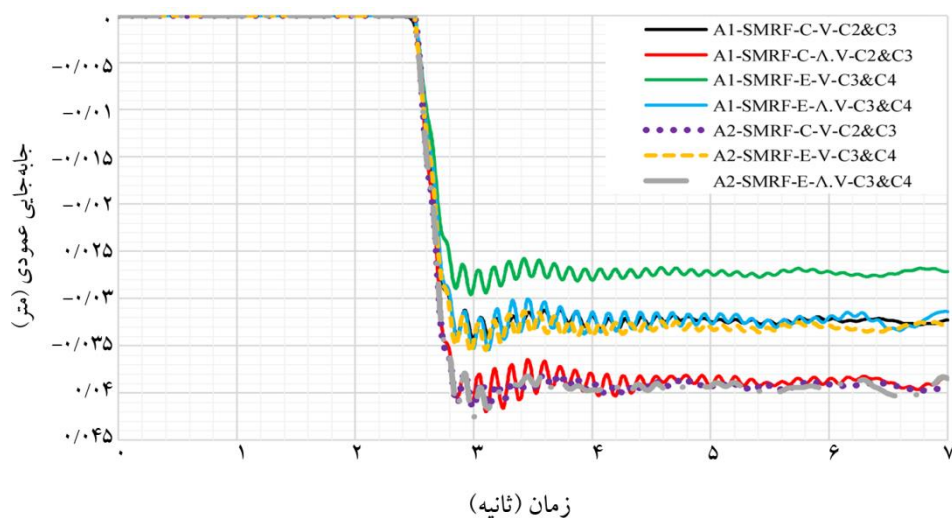
در شکل‌های (۲۶) و (۲۷) نتایج تحلیل سناریوهای خرابی ناشی از حذف دو ستون کناری طبقه اول C۲-C۳ و C۳-C۴، در تمامی سازه‌های مسکونی و تجاری نشان داده شده است. در سناریوی حذف دو ستون C۲ و C۳، سازه دارای مهاربندی (هشت‌ا-هفت‌و) و کاربری تجاری دچار خرابی شد. بر اساس نتایج نشان داده شده در شکل‌های (۲۶) و (۲۷) برای ساختمان‌های مسکونی مورد مطالعه با مهاربندی گوشه، مقدار جابه‌جایی سازه دارای مهاربندی (هشت‌ا-هفت‌و) در مقایسه با سازه دارای مهاربندی شورون در حدود ۲۳ درصد بزرگ‌تر است. همچنین، در حالت تعبیه مهاربندی شورون در گوشه ساختمان، مقدار



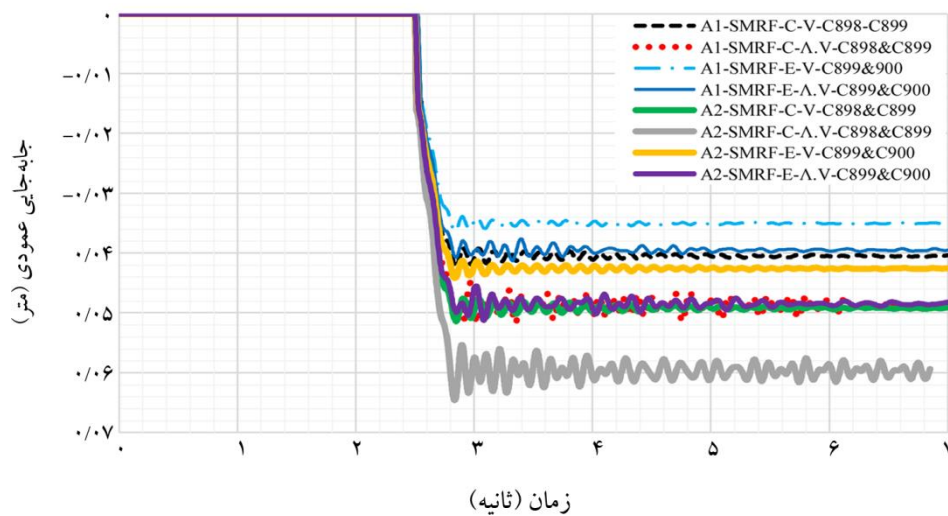
شکل (۲۶): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون‌های کناری حذف شده طبقه اول (C۲) و (C۴).



شکل (۲۷): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون‌های کناری حذف شده طبقه اول (C۳).



شکل (۲۸): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون‌های کناری حذف شده طبقه پانزدهم (C۸۹۸) و (C۹۰۰).



شکل (۲۹): تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گره بالای ستون‌های کناری حذف شده طبقه پانزدهم (C۸۹۹).

می‌توان متوجه شد سازه‌های تغییر کاربری شده از مسکونی به تجاری کمترین مقاومت را در برابر خیز از خود نشان داده و این ضعف در سازه‌های دارای مهاربند کماتش‌ناپذیر (هشت‌ا-هفت‌۷) در دهانه‌های گوشه بیشتر است به طوری که در سازه تجاری با مهاربند کماتش‌ناپذیر (هشت‌ا-هفت‌۷) در دهانه‌های گوشه با سناریوی حذف دو ستون کناری در طبقه اول دچار خرابی شد که در شکل (۳۰) نموداری برای آن حالت در نظر گرفته نشده است.

در توضیح دلایل نتایج حاصله قابل ذکر است که همان‌گونه که مورد انتظار بود با افزایش جرم و بارهای ثقلی ناشی از تغییر کاربری به تجاری مقادیر تقاضا افزایش می‌یابد. به علاوه، در حالتی

در جدول (۴) مقادیر بیشینه جابه‌جایی سازه‌های تجاری و مسکونی دارای مهاربندهای (هشت‌ا-هفت‌۷) گوشه و کناری تحت اثر سناریوهای حذف ستون مورد مطالعه ارائه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، به استثنای سازه تجاری دارای مهاربندی (هشت‌ا-هفت‌۷) که در سناریوی حذف دو ستون C۲-C۳، دچار خرابی شد، در سایر حالت‌ها مقادیر خیز در محدوده ۰/۷ تا ۶/۵ سانتی‌متر به دست آمده است.

پس از اعمال سناریوهای مختلف خرابی در هر نوع از سازه‌ها، حداکثر خیز نقطه‌ی بالای ستون حذف شده در یکی از سناریوهایی که بیشترین خیز را ایجاد کرده‌اند به صورت نمودار در شکل (۳۰) ارائه شده است. با بررسی نمودارهای شکل (۳۰)

جدول (۴): مقادیر بیشینه جابه‌جایی (سانتی‌متر) سازه‌های تجاری و مسکونی دارای مهاربندهای (هشت‌ا-هفت‌۷) گوشه و کناری تحت اثر سناریوهای حذف ستون مورد مطالعه.

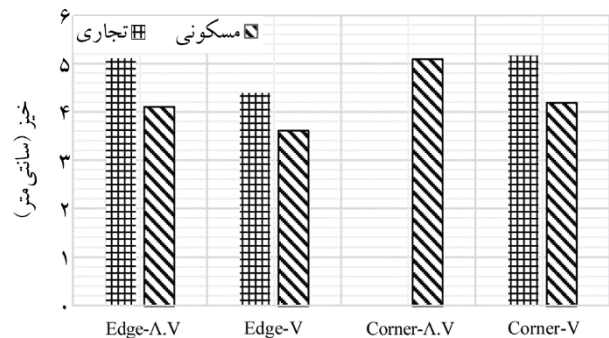
Edge-A.V		Edge-V		Corner-A.V		Corner-V		سناریو
تجاری	مسکونی	تجاری	مسکونی	تجاری	مسکونی	تجاری	مسکونی	
۳/۲۴	۲/۷	۲/۸۳	۲/۳۵	۱/۲۴	۰/۹۳	۰/۹۳	۰/۷۷	C۱
۱/۶۲	۱/۳۵	۱/۴۴	۱/۲	۴/۴۲	۳/۶۲	۳/۷	۳/۱	C۴
۳/۸۷	۳/۲	۳/۴۴	۲/۸۵	۲/۶۱	۲/۱۴	۲/۲	۱/۸۵	C۸۹۷
۲/۲۷	۱/۸	۲/۴۵	۲/۱	۵/۳۱	۴/۳۴	۴/۴۳	۳/۶۴	C۹۰۰
۴/۲۶	۳/۵۴	۳/۵۶	۲/۹۵	خرابی	۴/۲	۴/۱۳	۳/۴۲	C۲&C۳- C۳&C۴
۵/۱۱	۴/۱۲	۴/۴	۳/۶۲	۶/۴۳	۵/۱	۵/۱۷	۴/۲	C۸۹۸&C۸۹۹- C۸۹۹&C۹۰۰

جدول (۵): مقادیر دوره تناوب مودهای اول تا سوم سازه‌های مورد بررسی.

دوره تناوب (ثانیه)			سازه‌های مورد بررسی
مود سوم	مود دوم	مود اول	
۲/۶۹	۳/۰۶	۳/۲۵	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند شورون (۷) در دهانه‌های گوشه
۲/۸۹	۳/۳۴	۳/۵۵	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند (هشت-۸-هفت) در دهانه‌های گوشه
۲/۴۷	۲/۷۱	۲/۹۳	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند شورون (۷) در دهانه‌های کناری
۲/۶۳	۳/۰۲	۳/۲۱	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند (هشت-۸-هفت) در دهانه‌های کناری
۲/۹۷	۳/۳۸	۳/۶	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند شورون (۷) در دهانه‌های گوشه
۳/۲	۳/۷	۳/۹۳	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند (هشت-۸-هفت) در دهانه‌های گوشه
۲/۷۳	۳	۳/۲۴	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند شورون (۷) در دهانه‌های کناری
۲/۹۱	۳/۳۴	۳/۵۶	قاب خمشی فولادی ویژه با مهاربند (هشت-۸-هفت) در دهانه‌های کناری

هفت (۷) و شورون می‌باشند که در دهانه‌های کناری و گوشه نصب شده‌اند. با توجه به انتظار عملکرد بهتر سازه در سناریوی حذف ستون در دهانه‌های مهاربندی شده ناشی از مشارکت اعضای مهاربندی در باربری ثقلی در مقایسه با سناریوی حذف ستون در دهانه‌های فاقد مهاربندی و به منظور بررسی کمی میزان این تأثیرات و تعیین حالت بهینه بر اساس مطالعات عددی مقاله حاضر نتایج زیر به دست آمده است:

- علاوه بر سایر الزامات طراحی، بررسی خرابی پیش‌رونده در ارزیابی عملکرد سازه‌های موجود و یا راهکارهای بهسازی و مقاوم‌سازی می‌بایست مد نظر قرار بگیرد. به عنوان نمونه، برای یک نمونه از سازه‌های تجاری مورد بررسی در مقاله حاضر ضوابط مربوط به مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده تأمین نگردید.
- ضعیف‌ترین عملکرد در میان سازه‌های مورد بررسی مربوط به سازه دوگانه با مهاربند کمانش‌ناپذیر (هشت-۸-هفت) در گوشه بوده است. در این حالت سازه تجاری خراب شده و مقدار حداکثر خیز در بدترین سناریوی مورد بررسی در حدود ۵ سانتی‌متر برای سازه مسکونی برآورد شده است.
- بهترین عملکرد در میان سازه‌های مورد بررسی مربوط به سازه دوگانه با مهاربند کمانش‌ناپذیر شورون در دهانه کناری بوده است. در این حالت مقدار حداکثر خیز در بدترین سناریوی مورد بررسی برای سازه‌های مسکونی و تجاری به


شکل (۳۰): نمودار عملکرد سازه‌ها بر اساس میزان جابه‌جایی نقطه بالای ستون حذف شده.

که حذف ستون در دهانه‌های مهاربندی شده اتفاق افتاده است به علت مشارکت اعضای مهاربندی در باربری ثقلی عملکرد سازه بهتر از حالتی بوده که حذف ستون در دهانه‌های فاقد مهاربندی رخ داده است که مقادیر کمی تأثیر عوامل به شرح نتایج تفصیلی فوق‌الذکر در هر حالت محاسبه شده است. مقادیر دوره تناوب مودهای اول تا سوم سازه‌های مورد بررسی نیز در جدول (۵) ارائه شده است.

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش بررسی خرابی پیش‌روندهی سازه‌های بلندمرتبه دارای سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربند کمانش‌ناپذیر با در نظر گرفتن سناریوهای خرابی متعدد در دستور کار قرار می‌گیرد. مهاربندهای فولادی از نوع (هشت-۸-

3. Khandelwal, K., El-Tawil, S., and Sadek, F. (2009) Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(3), 699-708.
 4. Kim, J. and Lee, Y.H. (2010) Progressive collapse resisting capacity of tube-type structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **19**(7), 761-777.
 5. GSA (2013) *Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*. General Services Administration, Washington, D.C.
 6. Kim, J., Lee, Y., and Choi, H. (2011) Progressive collapse resisting capacity of braced frames. *The structural Design of Tall and Special Buildings*, **20**(2), 257-270.
 7. Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A. (2013) Progressive collapse assessment of new hexagrid structural system for tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(12), 947-961.
 8. Fu, F. (2014) Assessment of the progressive collapse potential in tall buildings with 3D FE method. *Structures Congress 2014*, ASCE, Boston, Massachusetts, 847-856.
 9. Rezvani, F. and Yousefi, A. (2015) Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. *Structures*, **3**, 81-89.
 10. Rezvani, F. and Ali Mohammad, M. (2017) Effect of Inverted-V Bracing on Retrofitting Against Progressive Collapse of Steel Moment Resisting Frames. *International Journal of Steel Structures*, **17**(3), 1103-1113.
 11. Faghihmaleki, H., Nejati, F. and Masoomi, H. (2017) Evaluation of Progressive Collapse in Steel Moment Frame with Different Braces. *Jordan Journal of Civil Engineering*, **11**(2), 280-289.
 12. BHRC (2007) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard No. 2800 (4th Edition)*. Building and Housing Research Center (in Persian).
 13. Moradkhani, M. (2019) *Progressive Collapse of Dual Steel Moment-Resisting Frames with Buckling-Restrained Braces*. M.Sc. Thesis, West Tehran Branch, Islamic Azad University (in Persian).
- ترتیب در حدود ۳/۶ و ۴/۴ سانتی متر برآورد شده است.
- عملکرد سیستم‌های مورد بررسی برای حالت‌های مهاربند شورون در دهانه گوشه و مهاربند (هشت-هفت) در دهانه کناری تا حد زیادی مشابه یکدیگر بوده به صورتی که مقدار حداکثر خیز در بدترین سناریوی مورد بررسی برای سازه‌های مسکونی و تجاری به ترتیب در حدود ۴/۲ و ۵/۲ سانتی متر برآورد شده است.
- در تمامی سناریوهای حذف تک‌ستون مورد بررسی، مقدار خیز در سازه‌هایی که ستون حذف شده در دهانه مهاربندی قرار نداشته است به میزان قابل توجهی بزرگ‌تر از خیز سازه دارای سناریوی حذف برای ستون واقع در دهانه مهاربندی می‌باشد به صورتی که نسبت مقادیر حداکثر خیز در حالت‌های مورد بررسی برای مهاربندی‌های (هشت-هفت) و شورون به ترتیب در محدوده (۱/۵ تا ۲/۹) و (۱/۵ تا ۳/۱) بوده است. در نتیجه به صورت تقریبی می‌توان نتیجه گرفت که نسبت مقادیر حداکثر خیز در محدوده (۱/۵ تا ۳) می‌باشد.
- مقدار حداکثر خیز ناشی از تغییر کاربری مسکونی به تجاری در حالت‌های مورد بررسی تقریباً به اندازه ۲۰ تا ۳۳ درصد افزایش یافته است.

تشکر و قدردانی

نویسندگان مراتب تشکر خود را از دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب و پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ابراز می‌نمایند.

مراجع

1. Kaewkulchai, G. and Williamsin, E.B. (2003) Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse. *16th ASCE Engineering Mechanics Conference*. University of Washington, Seattle.
2. Fu, F. (2009) Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method. *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(5), 1269-1278.

Excitations. Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, California.

14. BS 5950-1-2000 (2001) *Structural Use of Steelwork in Buildings, Part 1: Code of Practice for Design-Rolled and Welded Sections*. British Standards Institution, London, UK.

واژه نامه

Dual	۱- دوگانه
Steel Moment-Resisting Frames	۲- قاب خمشی فولادی
Buckling-Restrained-Braces	۳- مهاربند کمانش ناپذیر
Progressive Collapse	۴- خرابی پیش رونده
High Rise	۵- بلندمرتبه
Ronan Point	۶- رونان پوینت
Gusset Plates	۷- ورق های اتصال مهاربندی
Overall	۸- عمومی

15. ASCE/SEI 41-17 (2017) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE, Reston, VA 20191.

16. SeismoSoft (2016) SeismoStruct, a computer program for static and dynamic non-linear analysis of framed structures [Online]. Available: www.seismosoft.com [2017, January 15].

17. Hosseini, A. and Hassanipour, A. (2015) Numerical modeling of BRB frame systems with and without concrete. *Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST)*, 2(8), 2309-2314.

18. Bagerzadeh Karimi, M.R., Lotfollahi-Yaghin, M.A., Mehdi Nejad, R., and Sadeghi, V. (2015) Seismic behavior of steel structure with buckling restrained braces. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 9(4), 480-488.

19. Zaruma, O. (2017) *Seismic Stability of Buckling Restrained Braced Frames*. M.Sc. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

20. Lopez, W.A., Gwie, D.S., Lauck, T.W., and Saunders, M. (2004) Structural design and experimental verification of a buckling-restrained braced frame system. *Engineering Journal*, 41(4), 177-186.

21. Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973) Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 15-22.

22. Orkun, Y. and Serkan, B. (2018) Seismic performance of post-northridge welded connections. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 15(2), 1-18.

23. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005) *Global Collapse of Frame Structures under Seismic*

Investigating Progressive Collapse in High-Rise Dual Special Steel Moment-Resisting Frames and Buckling-Restrained Braces

Mostafa Moradkhani¹, Abolfazl Riahi Nouri^{2*}, and Majid Mohammadi³

1. M.Sc. Graduate of Structural Engineering, Department of Arts and Architecture, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, Department of Arts and Architecture, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: riahinouri.abolfazl@wtiau.ac.ir
3. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

In the recent decades designing buildings against progressive collapse has been subjected to growing attention. In progressive collapse, the failure of one single structural member is transmitted to other members resulting in collapse of the entire load-resisting system of the building. Progressive collapse in buildings can be triggered by diverse factors such as accidental gas blast, impact between vehicles and one of the columns, etc. It is, thus, of great importance to design a building to withstand such catastrophic collapse. In this manner, in the design process, the building is subjected to different failure scenarios of single elements, e.g. a column, and investigate whether the failure spread to the remaining parts of the structure. While a substantial effort has been devoted to design earthquake-resilient structures based on the current seismic codes and state-of-the-art researches in earthquake engineering, still further studies are required to investigate the resistance of structures against progressive collapse.

In this research the progressive collapse of dual special steel moment-resisting frames and buckling-restrained braces, as an earthquake-resilient structural system for high-rise buildings, has been numerically investigated considering several failure scenarios. Buckling-restrained braces have been considered to provide appropriate seismic performance due to fair tensile and compressive behavior as well as almost symmetrical hysteresis response. In the performed numerical analyses, progressive collapse in four high-rise residential and commercial 20-story buildings with dual special steel moment-resisting frames and buckling-restrained braces with different configuration, such as (combined V-Inverted V) and (V) located in the corner and edge bays is studied, regarding different failure scenarios. The above-mentioned scenarios include the removal of a corner or edge column in the first or fifteenth floor, as well as the removal of two edge columns of the braced bays in the first or fifteenth floor. The numerical models were verified against existing published experimental and numerical results before being applied to the analytical cases. This is achieved by comparing the results reproduced by the numerical tool to the previously published results regarding both cyclic analysis, at the sub-assembly level, and time-history analysis, at the structural level.

The adopted numerical models were based on Finite Element (FE) simulation of the structures taking into account both material and geometric nonlinearities. The Inelastic force-based plastic hinge frame element type in SeismoStruct software was used to model beam and column elements, while Inelastic force-based frame element type elements was implemented to model the nonlinear behavior along the buckling-restrained braces. Each of the bracing elements consisted of three parts, including: a middle part to simulate the core as well as transition and elastic segments of bracings, and two end parts with large stiffness to simulate the panel zone and gusset plates. Rayleigh damping was also selected to model the damping in time-history analyses of the progressive collapse process. The performance criteria for all the members and connections were selected according to ASCE/SEI 41-17.

Based on the obtained results, the peak vertical deflection of the top node of the removed column was approximated to be as large as 6.5 cm, and collapse was observed in one of the numerical models (commercial building contains X-bracing in the corner bays).

The dual structure with X-bracing in the corner bays represents the weakest performance, while the best performance was related to the case of V-bracing in the edge bays, and the V-bracing in the corner bays and X-bracing in the edge bays have shown similar behaviors. In addition, in all the single column removal scenarios, the peak value of deflection in the cases in which the column removal was not located at the bracing bays was significantly greater, approximately 1.5 to 3 times larger, compared to those of column removals in the bracing bays.

Keywords: Dual; Steel Moment-Resisting Frames; Buckling-Restrained-Brace; Progressive Collapse; High Rise.