

تأثیر طول ناحیه‌ی تسلیم در عملکرد لرزه‌ی مهاربندهای کمانش تاب

مرتضی ریسی دهکردی* (استادیار)

امیرمحمد فروغی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهدی اقبالی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۶ (۷۷-۶۹)
دوره‌ی ۲، شماره‌ی ۲/۲، ص. ۶۹-۷۷

قاب های فولادی با مهاربندهای کمانش تاب، به‌عنوان یکی از سیستم‌های جدید در سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. هزینه‌ی نسبتاً زیاد برای تأمین این سیستم سازه‌ی باعث شده است که پژوهشگران همواره به دنبال روش‌هایی برای بهینه‌سازی هزینه‌های لازم با تأمین عملکرد لرزه‌ی موردنیاز در سازه‌ها باشند. در پژوهش حاضر، به بررسی تغییرات طول ناحیه‌ی تسلیم مهاربندهای کمانش تاب با کاهش سطح مقطع مهاربندها در سطوح عملکرد قاب‌های فولادی پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهد که کاهش سطح مقطع مهاربندهای کمانش تاب بیش از ۵۰٪ موجب تغییر سطح تقاضای لرزه‌ی در مدل‌های مورد مطالعه از این‌جانی به آستانه‌ی فروریزش شده است، که نتیجه‌ی مذکور برای ارزیابی و طراحی ساختمان‌های مختلف براساس سطوح عملکرد موردانتظار قابل استفاده خواهد بود. نتیجه این تحقیق می‌تواند در کاهش هزینه‌های مصالح مربوط به مهاربندهای کمانش تاب گردد و باعث گسترش کاربرد این مهاربندها در ساختمان‌ها با کاربری و میزان خطرپذیری مختلف شود.

واژگان کلیدی: مهاربند کمانش تاب، ناحیه‌ی تسلیم، سطوح عملکرد.

۱. مقدمه

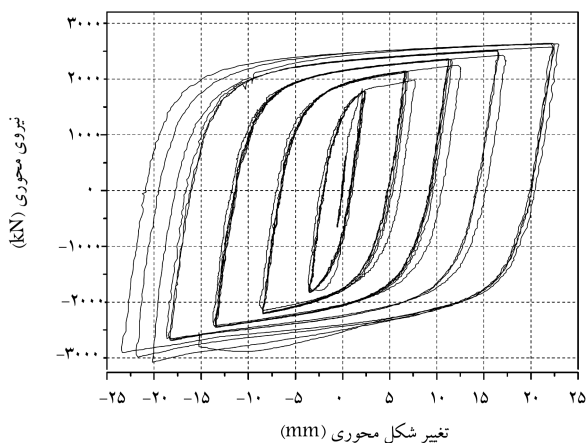
وقوع زلزله به‌عنوان یک پدیده‌ی طبیعی در اغلب مناطق دنیا به دلایل مختلف باعث ایجاد تلفات انسانی و خسارت‌های سازه‌ی و غیرسازه‌ی می‌شود. یکی از اهداف اصلی پژوهشگران مهندسی زلزله، کاهش خسارت‌های ناشی از وقوع زمین‌لرزه‌هاست. کشور ایران به دلیل قرارگیری بر روی کمربند زلزله‌خیز آلپ-همالیا از کشورهای لرزه‌خیز دنیا محسوب می‌شود و براساس تجربیات پیشین، احتمال وقوع زلزله‌های مختلف در آن دور از انتظار نیست. بنابراین لزوم استفاده از تمهیدات مناسب در سیستم‌های باربر جانبی سازه‌ها جهت کاهش خسارت‌های ناشی از زلزله‌ها اجتناب‌ناپذیر است.

یکی از سیستم‌های باربر جانبی قاب‌های فولادی مهاربندی است که به‌منظور افزایش سختی، استهلاک انرژی و کنترل تغییرشکل نسبی طبقات به‌طور رایج در ساختمان‌های فولادی کشور مورد استفاده قرار می‌گیرد. مهاربندها در قاب‌های مذکور، نقش اعضای افزایش‌دهنده‌ی سختی جانبی سازه را به‌عهده دارند، به‌طوری که در مقایسه با سیستم قاب خمشی نظیر آن، ممکن است سختی قاب تا ۱۰ برابر افزایش یابد.

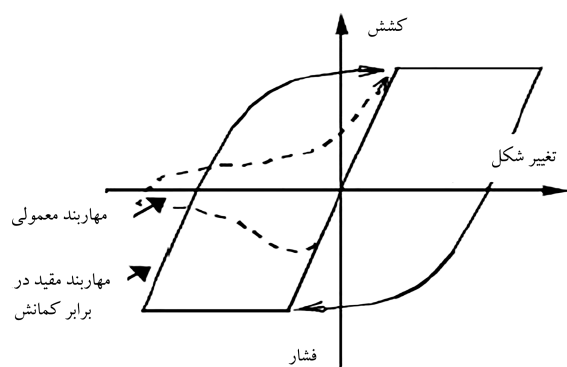
* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۳/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۴/۸/۱۸، پذیرش ۱۳۹۴/۱۰/۱۲.

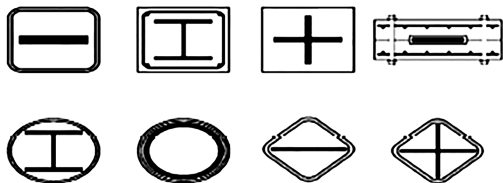
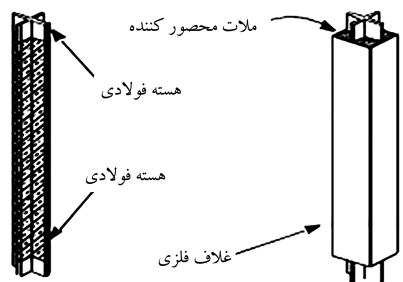
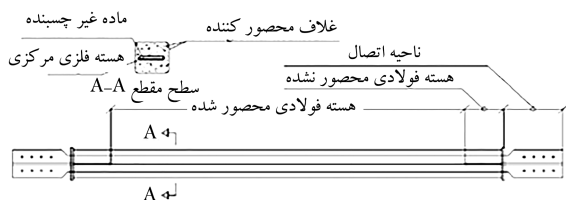
قاب‌های مهاربندی شده نسبت به قاب‌های خمشی، محدودیت‌هایی در تغییر شکل‌های غیرارتجاعی دارند. معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان‌ها و زمانی که به دلیل سختی کمتر استفاده از قاب خمشی غیراقتصادی می‌شود، سیستم‌های فولادی با مهاربندی همگرا جایگزین مناسبی خواهند بود. از مزیت‌های سیستم‌های قاب مهاربندی، می‌توان به امکان قابلیت تعمیرپذیری در صدمه‌های شدید و نیز تشکیل یک سیستم باربر جانبی مکمل با عملکرد مناسب به‌صورت سیستم دوگانه اشاره کرد. از مشکلات عمده‌ی سیستم‌های مذکور، شکل‌پذیری و جذب انرژی کم آن‌هاست، که اغلب به دلیل کمانش موضعی یا کلی عضو فشاری مهاربند و ضعف و عملکرد نامناسب اتصالات آن است. ظرفیت انرژی جذب‌شده توسط مهاربندهای همگرا از طریق رفتار غیرخطی چرخه‌ی مهاربندهای قطری تحت بارهای متناوب کششی و فشاری تعیین می‌شود. به‌منظور جلوگیری از کمانش مهاربند معمولاً سطح مقطع بزرگی به عضو تخصیص داده می‌شود. این امر منجر به افزایش سختی و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود و در نتیجه، سبب صلبیت بیشتر قاب در برابر زلزله، کاهش شکل‌پذیری، و ایجاد خرابی‌های شکننده در سازه می‌شود. افزایش سطح مقطع همچنین باعث می‌شود که مهاربند در هنگام وقوع زلزله و قبل از اعضای قاب در حیطه‌ی خمیری وارد نشود و در نتیجه، آسیب در اعضای تیر، ستون و به‌خصوص اتصالات متمرکز شود، که این حالت خرابی برای



شکل ۱. منحنی چرخه‌یی مهاربندهای کمانش تاب فولادی براساس نتایج آزمایشگاهی. [۱۵]



شکل ۲. رفتار هیستریزیس مهاربندهای متعارف و کمانش تاب. [۳]



شکل ۳. اجزاء تشکیل دهنده‌ی مهاربندهای کمانش تاب. [۱۷]

قاب‌ها نامطلوب و نایمن است. حلقه‌های هیستریزیس مهاربندهای همگرا بسیار ناپایدار و نامنظم هستند و میزان جذب و استهلاک انرژی شدیداً پایینی دارند. بنابراین به دلیل ضعف شکل پذیری، استفاده از مهاربندهای همگرا در مناطق زلزله خیز توصیه نمی‌شود.

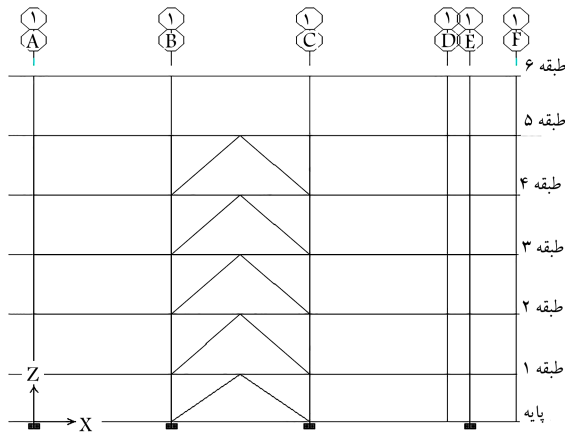
۲. مهاربندهای کمانش تاب

کمانش اعضای فشاری مهاربندهای رایج به عنوان رفتار نامطلوب سیستم‌ها تحت اثر تغییر شکل‌های ثانویه غیرخطی هندسی به وجود می‌آید و منجر به کاهش شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی در سازه می‌شود. توجه به این موضوع در بارگذاری‌های تناوبی مانند زلزله به دلیل ماهیت کاهش سختی تحت بارهای دینامیکی لرزه‌یی، اهمیت ویژه‌ی دارد.

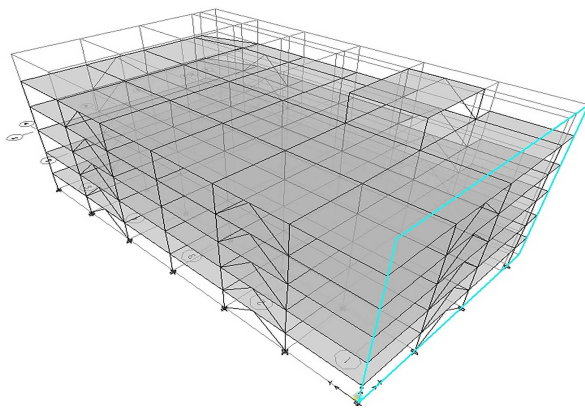
جلوگیری از کمانش اعضای مهاربند با هدف فراهم کردن تسلیم فشاری برای اولین بار، حدود ۳۰ سال پیش برای جلوگیری از کمانش ستون‌ها و افزایش باربری آن‌ها در هندوستان بررسی شده است. [۱] پس از آن، مطالعاتی بر روی مهاربندهای کمانش تاب در سال ۱۹۸۰ در ژاپن انجام شد و در سال ۲۰۰۰ نیز در آمریکا، مهاربندهای مذکور به صورت عملی مورد استفاده قرار گرفت و کاربرد آنها به سرعت گسترش یافت. [۲] در سال‌های مختلف، پژوهش‌های تئوری و آزمایشگاهی مختلفی برای معرفی و ارائه‌ی مشخصات رفتاری مربوط به مهاربندهای کمانش تاب انجام شده است. [۳-۸] در ادامه نیز مطالعات تئوری و آزمایشگاهی ارزشمندی درخصوص اعتبارسنجی مشخصات و ضوابط مربوط به مهاربندهای کمانش تاب ارائه شده است. [۹-۱۴]

همچنین یک سری مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار لرزه‌یی مهاربندهای کمانش تاب فولادی در سال ۲۰۱۰ صورت گرفته است، [۱۵] که مطابق شکل ۱، نشان‌گر رفتار چرخه‌یی پایدار برای نمونه‌های آزمایشگاهی بوده و نشان داده شده که نحوه‌ی پیکربندی مهاربندهای کمانش تاب در تسلیم هسته‌ی فولادی تأثیرگذار است. [۱۵، ۸] براساس پژوهش‌های مختلف انجام‌گرفته، رفتار مهاربندهای متعارف و کمانش تاب در شکل ۲ ارائه شده است. [۳] بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌یی مهاربندهای کمانش تاب در سازه‌های مختلف و ارزیابی ضوابط آیین‌نامه‌یی آن‌ها نیز در مطالعات مختلفی صورت گرفته است. [۱۶-۲۱] اجزاء مهاربندهای کمانش تاب در شکل ۳ نشان داده شده است. به منظور جلوگیری از وقوع کمانش هسته‌ی فولادی، فضای داخل غلاف با بتن یا بتن کم مقاومت پر می‌شود. بنابراین برای ایجاد امکان تغییر شکل طولی فولادی و کمانش فشاری مهاربند پس از جاری شدن هسته‌ی فولادی، باید در سیستم مذکور امکان وقوع لغزش بین هسته‌ی فولادی و بتن با ملات محصورکننده فراهم شود. زمانی که مهاربند تحت نیروهای کششی و فشاری قرار می‌گیرد، رفتار طولی از مهاربند از محدوده‌ی رفتار ارتجاعی فراتر می‌رود و وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود. در پژوهشی در سال ۲۰۰۴، [۱۰] طول ناحیه‌ی پلاستیک‌شدگی مهاربندهای کمانش تاب را ۰/۷ طول کلی مهاربند پیشنهاد داده‌اند، که این فرض در بسیاری از کاربردهای عملی مورد استفاده قرار گرفته است.

میزان کارایی و تأثیر استفاده از مهاربندهای کمانش تاب در پژوهش‌های بسیاری بررسی و زمینه‌ی گسترش استفاده از آن‌ها بیش از گذشته فراهم شده است. یکی از موانع امکان استفاده از مهاربندهای ذکرشده در ساختمان‌های کشور، عدم تأمین ملاحظات اقتصادی است. در پژوهش حاضر، کاهش سطح مقطع مهاربند کمانش



شکل ۴. نمای محور ۱ سازه ۵ طبقه.



شکل ۵. شکل سه بعدی سازه ۵ طبقه.

است. بعد از انجام هر مرحله از تغییرات سطح مقطع مهاربند، با توجه به نیروی فشاری به دست آمده از مرحله قبل و طول مهاربند در هر یک از سازه‌ها و با انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی طول ناحیه خمیری در هر مرحله محاسبه شده است. در شکل ۶، یک نمونه از مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS، [۲۶] ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، در دو انتهای طول مهاربند، سطح مقطع مربوط به طراحی و تحلیل اولیه بدون تغییر بوده و کاهش سطح مقطع فقط در وسط طول مهاربند اعمال شده است. مدل مقطع مهاربند نیز در شکل ۷ نشان داده شده است. در مدل اجزاء محدود، برای جلوگیری از کمانش هسته فولادی، بتن پرکننده با تنش فشاری 30 kgf/cm^2 به عنوان بتن پرکننده بین هسته فولادی و غلاف لحاظ شده و از فولاد ST۳۷ با تنش تسلیم 2400 kgf/cm^2 برای مدل‌سازی هسته فولادی استفاده شده است. منحنی تنش-کرنش فولاد نیز به صورت منحنی دو خطی در نظر گرفته شده است. همانند شکل ۸، برای مدل‌سازی اجزاء محدود بتن مورد استفاده در مهاربندهای کمانش تاب از المان ۸ گرهی C3D۸R استفاده شده است. ۸ گره این المان در ۳ جهت تعریف شده است و هر گره المان، ۳ درجه آزادی تغییر شکل در جهت‌های x، y، و z دارد. بنابراین در مجموع ۲۴ درجه آزادی برای هر المان وجود دارد. این المان برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مناسب است و توانایی در نظر گرفتن تغییر شکل‌های خمیری و بزرگ را دارد. فولاد مهاربندهای کمانش تاب نیز با المان Solid مدل‌سازی شده است. اتصال بین فولاد و بتن مهاربندهای کمانش تاب به صورتی است که بتن پرکننده بین غلاف و هسته

تاب منجر به کاهش طول ناحیه تسلیم و سطح تماس بین هسته و غلاف شده و بنابراین نیروی اصطکاک انتقالی به غلاف نیز کاهش یافته، و طول ناحیه کمانش نیز کوتاه‌تر شده است. در نتیجه، غلاف فولادی مهاربند را می‌توان با مقدار طول کمتری جایگزین کرد، که از لحاظ اقتصادی باعث صرفه‌جویی در هزینه‌ها خواهد شد. در فرایند ایجاد این تغییرات در مشخصات مهاربند، رفتار لرزه‌یی مهاربندها نیز برای مقاصد طراحی و ارزیابی بررسی شده است، تا علاوه بر ملاحظات اقتصادی، سطح عملکرد لرزه‌یی مهاربندها نیز مطالعه شود.

۳. مدل‌سازی

در پژوهش حاضر، ۲ گروه از ساختمان‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه ۵ و ۸ طبقه فولادی با قاب‌های مهاربندی کمانش تاب با دهانه‌های ۴ و ۶ متری مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. بارگذاری ثقلی طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، [۲۲] و بارگذاری جانبی براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، [۲۳] انجام شده است. ساختمان‌های مورد مطالعه در پهنه‌ی با خطر نسبی متوسط و بر روی خاک نوع II و با ضریب اهمیت ۱ لحاظ شده است. ضریب رفتار مطابق $1-0.7 \text{ ACSE}$ ، [۲۴] در هر دو جهت برابر ۷ است.

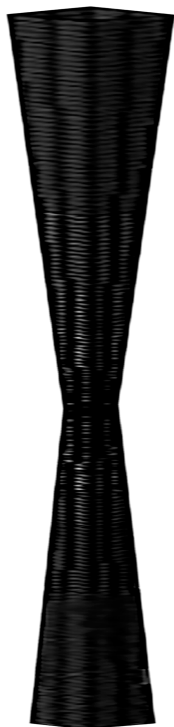
پس از انجام تحلیل اولیه مدل‌ها و بر مبنای نیروهای ناشی از بارهای وارد بر سازه، طراحی مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندها بر اساس ضوابط $10-360$ AISC، [۲۵] انجام شده است. یک نمونه از نما و شکل سه بعدی ساختمان ۵ طبقه در شکل‌های ۴ و ۵ ارائه شده است. پلان ساختمان‌های مورد مطالعه با دهانه‌های ۴ و ۶ متری مشابه هستند و تفاوت آنها در طول دهانه‌هاست. ساختمان‌ها در هر دو جهت دارای مهاربندهای کمانش تاب هستند. در جدول‌های ۱ الی ۳، مقاطع بهینه‌ی اعضای اصلی ساختمان‌های مورد مطالعه پس از تحلیل و طراحی ارائه شده است.

۴. مدل‌سازی مهاربندها

پس از تهیه مدل اولیه ساختمان‌ها و محاسبه‌ی مقطع مورد نیاز و نیروی موجود در مهاربندها، مدل‌سازی هر یک از مهاربندها به صورت اجزاء محدود انجام شده است. برای مدل اجزاء محدود غیرخطی مهاربندها از نرم‌افزار ABAQUS، [۲۶] استفاده شده است. طراحی مهاربندها براساس بیشینه‌ی نیروی فشاری به دست آمده از مدل‌های ساختمانی انجام شده است. بنابراین برای هر یک از مدل‌های مورد مطالعه، مقادیر بیشینه‌ی نیروی طراحی و سطح مقطع مورد نیاز مهاربندهای کمانش تاب از تحلیل و طراحی مدل‌های سازه‌یی به دست آمده است.

هدف پژوهش حاضر، به دست آوردن سطح مقطع بهینه‌ی مهاربندهای کمانش تاب با تأمین عملکرد لرزه‌یی مورد انتظار است. بنابراین، سطح مقطع بهینه‌ی مهاربندها، برای دو انتهای مهاربند در نظر گرفته شده و کاهش سطح مقطع مهاربند برای مقادیر مختلف اعمال شده است.

در مرحله‌ی اول، سطح مقطع دو انتهای مهاربند برابر مقدار به دست آمده از مرحله‌ی قبل بوده و در وسط طول مهاربند به میزان ۲۵٪ کاهش سطح مقطع اعمال شده است، به طوری که دو سطح موازی در امتداد طول مهاربند به دست آمده است. در مرحله‌ی دوم، کاهش مقطع در وسط دهانه به نسبت ۵۰٪ سطح مقطع دو انتهای مهاربند اعمال شده است. در مرحله‌ی سوم، کاهش سطح مقطع وسط دهانه‌ی مهاربند به میزان ۷۵٪ سطح مقطع اولیه‌ی دو انتهای مهاربند انجام شده



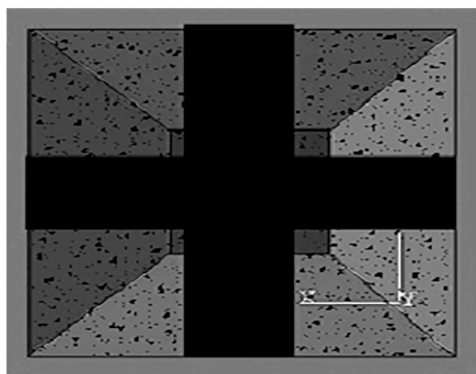
جدول ۱. مقاطع تیرها.

مقطع	طبقات	ساختمان
IPE۲۰۰		
IPE۲۲۰	کلیه‌ی طبقات	مدل ۵ طبقه
IPE۲۷۰		
IPE۳۰۰		
IPE۱۸۰		
IPE۲۰۰	کلیه‌ی طبقات	مدل ۸ طبقه
IPE۲۲۰		
IPE۲۷۰		
IPE۳۰۰		

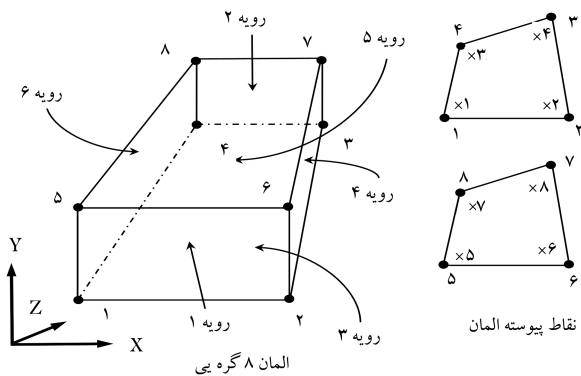
جدول ۲. مقاطع ستون‌ها.

مقاطع	طبقات	ساختمان
BOX۳۰ × ۳۰ × ۳	طبقات اول و دوم	مدل ۵ طبقه
BOX۳۰ × ۳۰ × ۲		
BOX۲۶ × ۲۶ × ۱٫۶	طبقه‌های سوم تا پنجم	
BOX۲۰ × ۲۰ × ۱٫۶		
BOX۳۲ × ۳۲ × ۴		
BOX۳۰ × ۳۰ × ۳	طبقات اول و دوم	
BOX۳۰ × ۳۰ × ۲		
BOX۲۸ × ۲۸ × ۴		
BOX۲۶ × ۲۶ × ۲٫۵	طبقه‌های سوم تا پنجم	مدل ۸ طبقه
BOX۲۶ × ۲۶ × ۱٫۶		
BOX۲۰ × ۲۰ × ۱٫۶		
BOX۱۸ × ۱۸ × ۱	طبقه‌های ششم تا هشتم	
BOX۱۶ × ۱۶ × ۱		

شکل ۶. شکل سه بعدی ساخته شده در نرم افزار ABAQUS برای مهاربند کماتش تاب.



شکل ۷. مقطع مهاربند کماتش تاب.



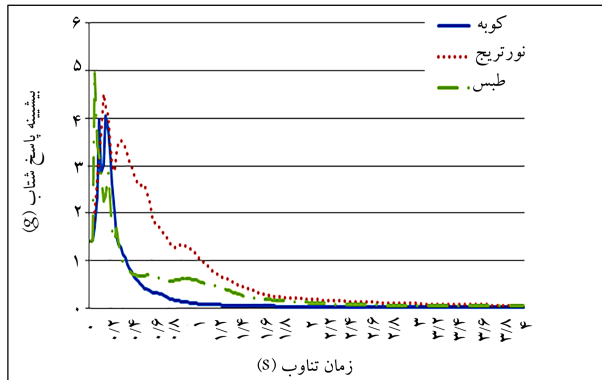
شکل ۸. المان ۸ گره‌یی C3D8R.

جدول ۳. مقاطع مهاربندها.

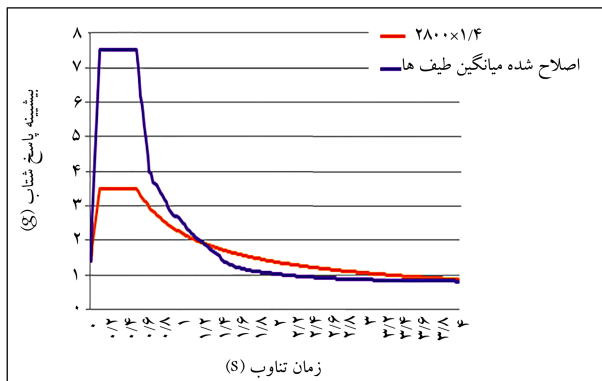
مقاطع	طبقات	ساختمان
۲U۱۰۰ × ۵۰ × ۶	کلیه‌ی طبقات	مدل ۵ طبقه
۲U۱۴۰ × ۶۰ × ۷		
۲U۸۰ × ۴۵ × ۶		
۲U۱۰۰ × ۵۰ × ۶	کلیه‌ی طبقات	مدل ۸ طبقه
۲U۱۲۰ × ۵۵ × ۷		

جدول ۴. مشخصات رکوردهای انتخاب شده.

زلزله	ایستگاه، تاریخ وقوع	بیشینه‌ی شتاب PGA (g)	بزرگا (M)	فاصله از گسل
Kobe	OKJMA، ۱۹۹۵، ۱/۱۶	۰/۸۲	۶/۹	۰/۶
Northridge	۷۷ Rinaldi eceiving ۱۹۹۴، ۱/۱۷	۰/۸۵	۶/۷	۷/۱
Tabas	۹۱۰۱ Tabas، ۱۹۷۸، ۱/۱۶	۰/۸۳	۷/۴	۰/۳



شکل ۹. طیف‌های به‌دست آمده برای ۳ زلزله از روش SRSS.



شکل ۱۰. میانگین طیف‌های اصلاح‌شده و طیف طرح استاندارد ۲۸۰.

نسبت میرایی ۵٪ تعیین و با استفاده از روش SRSS با یکدیگر ترکیب شده و طیف ترکیبی مربوط به هر زوج شتاب‌نگاشت به‌دست آمده است. در شکل ۹، طیف‌های به‌دست آمده برای رکوردهای پژوهش حاضر ارائه شده است. در شکل ۱۰، میانگین طیف‌های پاسخ ترکیبی ۳ زوج شتاب‌نگاشت در محدوده‌ی زمان‌های تناوب ۰/۲T الی ۱/۵T در مقایسه با طیف طرح استاندارد طوری مقیاس شده‌اند، که مقادیر متوسط طیف پاسخ مساوی یا بیشتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف طرح استاندارد باشد.

۶. ارزیابی عملکردی

۱.۶. تعیین سطوح عملکرد

به منظور ارزیابی عملکردی ساختمان‌های مورد مطالعه، ابتدا تلاش طراحی در اعضای مهاربندها به‌دست آمده است. سپس با تهیه‌ی مدل‌های اجزای محدود مهاربندهای کمانش تاب و تحلیل آنها براساس تلاش‌های طراحی، مشخصات مقطع مهاربندها محاسبه و در مدل‌های مورد مطالعه اعمال شده است. به‌منظور ارزیابی

فقط جهت انتقال نیروی فشاری است و هیچگونه نیروی کششی را نمی‌تواند انتقال دهد. بین بتن و فولاد، برش‌گیر وجود ندارد و فرض بر آن بوده است که بتن روی فولاد می‌لغزد. در مدل اجزای محدود، بیشترین نیروی فشاری مهاربند موردنظر به‌صورت فشاری و در جهت Y (موازی المان) به‌صورت آبی به مدل وارد و شرایط مرزی به‌صورت ۲ تکیه‌گاه مفصلی در نظر گرفته شده است.

اندازه‌ی مش‌بندی در مدل‌سازی متوسط در نظر گرفته شده است. اندازه‌ی مش‌های کوچک باعث می‌شوند که زمان تحلیل‌ها طولانی شود و تغییری هم در نتایج حاصل نشود و نتایج به‌دست آمده از مش‌بندی بزرگ دقت کافی را نخواهند داشت. بنابراین در مدل‌سازی مذکور، با انتخاب اندازه‌های متوسط المان‌ها سعی شده است تا میزان دقت نتایج و زمان تحلیل‌ها منطقی و مناسب به‌دست آید. در مورد مش‌بندی لازم به توضیح است که اندازه‌ی مش‌ها در هر مرحله نصف شده و تا جایی پیش رفته است که تغییرات در نتایج کمتر از ۱۰٪ باشد.

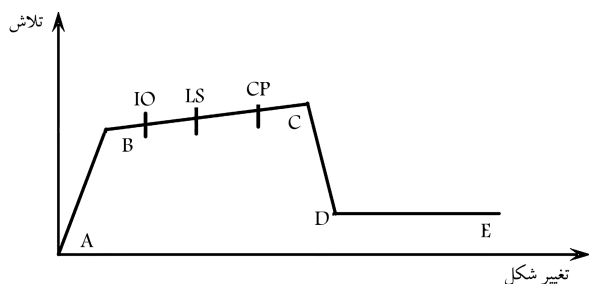
به دلیل آنکه در پژوهش حاضر سعی شده است ناحیه‌ی تسلیم به‌صورت کنترل شده باشد و همچنین فاصله‌ی بین ناحیه‌ی تسلیم و ناحیه‌ی اتصال دو انتهای مهاربند با بیشینه‌ی فاصله‌ی ممکن باشد، بنابراین کاهش سطح مقطع در وسط طول مهاربندها اعمال شده است. اتصالات از نظر طراحان محل مناسبی برای تسلیم نیست. در حقیقت، بخش تسلیم‌شونده‌ی مهاربند کمانش تاب به‌عنوان فیوز‌سازیه‌ی عمل می‌کند و در صورت نیاز به جایگزینی ناحیه‌ی تسلیم‌شونده باید فقط همان بخش از مهاربند تعویض شود.

منظور از طول ناحیه‌ی خمیری، طولی از مهاربند است که تنش در آن از مقدار تنش مجاز مصالح بیشتر می‌شود. به‌عبارت دیگر، نسبت تنش موجود به تنش مجاز از مقدار ۱ تجاوز می‌کند. با کاهش طول ناحیه‌ی تسلیم، تقاضای کرنشی در ناحیه‌ی مذکور افزایش می‌یابد، که این امر ممکن است باعث ایجاد شکست ناشی از خستگی در مصالح شود. بنابراین در کاهش سطح مقطع مهاربند باید ۲ معیار نیرو و سطح عملکرد مورد انتظار به‌طور هم‌زمان تأمین شود. بدین ترتیب در هر یک از سازه‌های ۵ و ۸ طبقه با دهانه‌های ۴ و ۶ متر، ۳ مدل مختلف با کاهش سطح مقطع به میزان ۲۵٪، ۵۰٪، و ۷۵٪ ایجاد شده و در نتیجه، در پژوهش حاضر ۱۲ مدل مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۵. شتاب‌نگاشت‌ها

به دلیل نیاز به انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از رکوردهای زلزله منطبق با شرایط ساختمانی و لرزه‌ی مدل‌های مورد مطالعه استفاده شده است. رکوردهای انتخاب شده (جدول ۴)، [۲۷] در ساختگاه خاک نوع II با بزرگای بیش از ۶/۵ ثبت با توجه به فاصله از مرکزگسل به‌عنوان زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک طبقه‌بندی شده‌اند. مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰، اجزای مؤلفه‌های افقی هر شتاب‌نگاشت در ابتدا به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس شده و بدین ترتیب بیشینه‌ی شتاب آنها با شتاب نقل برابر و سپس طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با

نتایج تحلیل‌های مربوط به ارزیابی سطوح عملکرد مدل‌های ۵ طبقه در جدول ۶ ارائه شده است. در نام‌گذاری مدل‌ها، بخش اول، شامل تعداد طبقات؛ بخش دوم، طول دهانه؛ و بخش سوم، میزان کاهش سطح مقطع است. به عنوان مثال، مدل ۵S-L۴-۲۵A یعنی مدل ۵ طبقه با طول دهانه‌ی ۴ متر و ۲۵٪ کاهش سطح مقطع است. در شکل ۱۲، چهار نمونه‌ی مهاربند مدل شده پس از اعمال نیروی فشاری با نسبت تنش موجود به تنش مجاز در حالت خطی نشان داده شده است. رنگ‌های سبز، زرد، و قرمز نشان‌دهنده‌ی انتقال از محدوده‌ی رفتار کشسان و ورود ناحیه‌ی مورد نظر به محدوده‌ی خمیری هستند. در جدول ۷، نتایج مربوط به قاب ۸ طبقه ارائه شده است.



شکل ۱۱. مدل رفتاری اعضا.

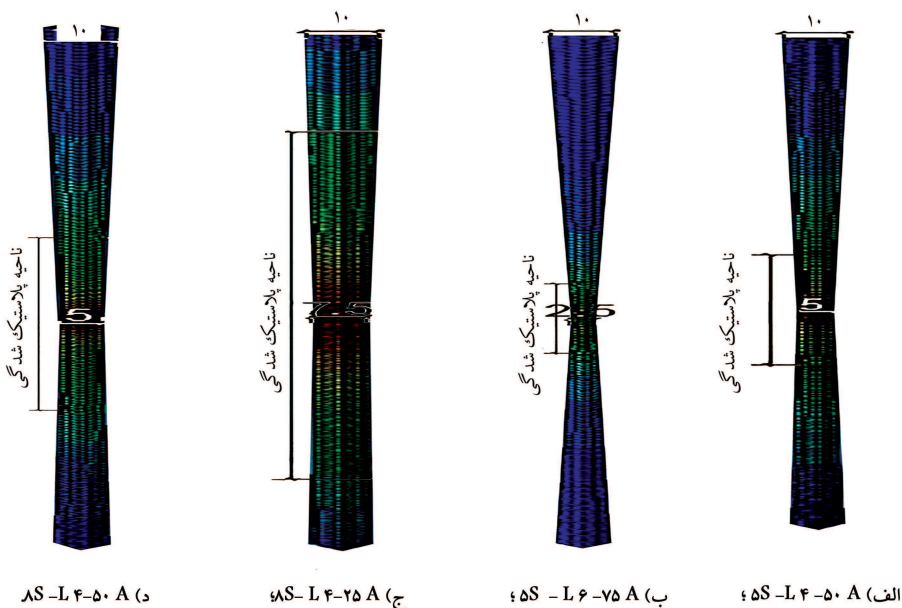
عملکرد لرزه‌یی مدل‌های سازه‌یی با مهاربندهای کم‌انرژی تاب از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. بارگذاری مطابق استاندارد ۲۸۰° و با ۳ نوع الگوی متفاوت انجام شده است. استفاده از ضریب بار زلزله و تعریف بار جانبی به صورت یکنواخت و اعمال بارگذاری از طریق شتاب‌نگاشت‌های منطبق با شرایط پژوهش الگوهای مختلف بارگذاری بوده‌اند. بعد از انجام تحلیل‌های غیرخطی، نتایج به دست آمده با معیارهای پذیرش مهاربندها مقایسه شده است. در جدول ۵، معیار پذیرش مهاربندهای کم‌انرژی تاب مورد استفاده در این پژوهش (ASCE 41-06)^[۲۴] و Nippon steel^[۲۸] و همچنین در شکل ۱۱، مدل رفتاری اعضا در سطوح عملکرد مختلف ارائه شده است. پس از اعمال بارگذاری‌ها و انجام تحلیل‌های غیرخطی، سطوح عملکرد هر یک از سازه‌های مورد مطالعه مشخص شده است. برای نمونه،

جدول ۵. معیارهای پذیرش مهاربندهای کم‌انرژی تاب.

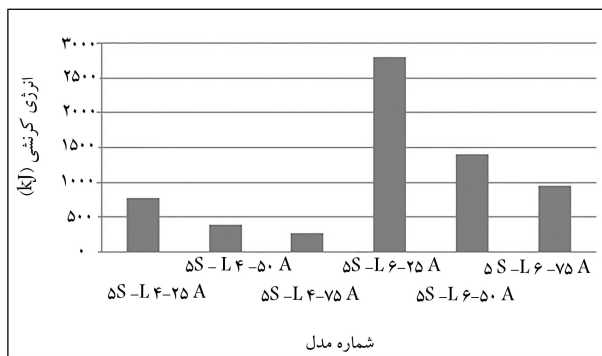
سطوح عملکرد	معیارهای پذیرش	
	Nippon Steel	ASCE 41-06
قابلیت استفاده‌ی بدون وقفه (IO)	$0.25\Delta_y$	$0.25\Delta_y$
ایمنی جانی LS	$0.15\Delta_y$	$0.11\Delta_y$
آستانه‌ی فروریزش CP	$0.20\Delta_y$	$0.13\Delta_y$

جدول ۶. نتایج طول ناحیه‌ی خمیری و سطح عملکرد تأمین‌شده‌ی مدل‌های ۵ طبقه.

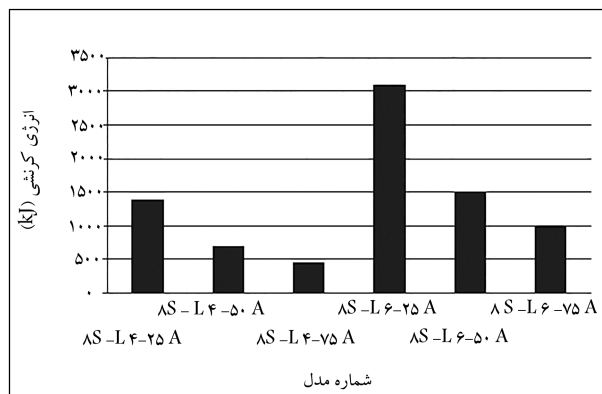
نام مدل	میزان کاهش سطح مقطع (%)	نسبت طول ناحیه‌ی تسلیم به طول مهاربند (%)	
		سطح عملکرد	تسلیم به طول مهاربند (%)
۵S-L۴-۲۵A	۲۵	۴۶	LS
۵S-L۴-۵۰A	۵۰	۲۰	LS
۵S-L۴-۷۵A	۷۵	۱۰	CP
۵S-L۶-۲۵A	۲۵	۵۳	LS
۵S-L۶-۵۰A	۵۰	۳۱	CP
۵S-L۶-۷۵A	۷۵	۱۳	CP



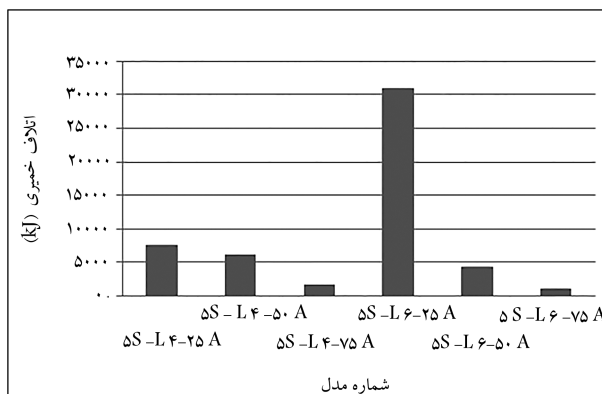
شکل ۱۲. نسبت تنش موجود به تنش مجاز در حالت خطی برای ۴ مدل از مهاربندهای کم‌انرژی تاب.



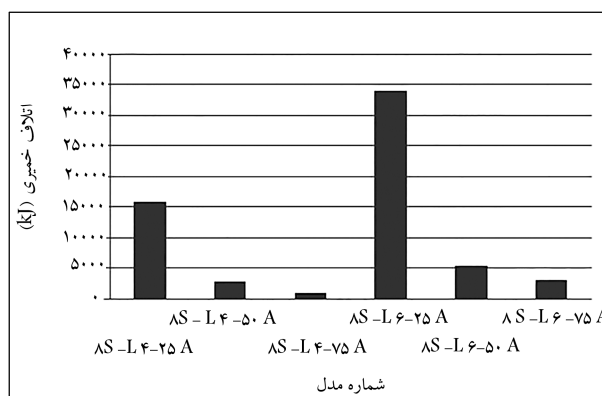
شکل ۱۳. مقایسه‌ی انرژی کرنشی در سازه‌ی ۵ طبقه.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی انرژی کرنشی در سازه‌ی ۸ طبقه.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی انرژی کرنشی در سازه‌ی ۵ طبقه.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی انرژی کرنشی در سازه‌ی ۸ طبقه.

جدول ۷. نتایج طول ناحیه‌ی خمیری و سطح عملکرد تأمین‌شده‌ی مدل‌های ۸ طبقه.

نام مدل	میزان کاهش سطح مقطع (%)	نسبت طول ناحیه‌ی تسلیم به طول مهاربند (%)	سطح عملکرد
AS-L4-25A	25	58	LS
AS-L4-50A	50	38	LS
AS-L4-75A	75	16	LS
AS-L6-25A	25	56	LS
AS-L6-50A	50	34	LS
AS-L6-75A	75	18	CP

۲.۶. استهلاک انرژی

مساحت زیر نمودار تنش-کرنش بیانگر جذب یا اتلاف انرژی در سازه است. به عبارت دیگر، مساحت زیر منحنی‌های بارگذاری و باربرداری، بیانگر اتلاف انرژی در سازه است. در حالت کشسان، بارگذاری و باربرداری در محدوده‌ی ناحیه‌ی خطی انجام می‌شود و بنابراین حلقه‌ی هیستریزس تشکیل نمی‌شود و در نتیجه هیچ‌گونه اتلاف انرژی وجود ندارد. هنگامی که سازه وارد ناحیه‌ی خمیری شود، حلقه‌های هیستریزس بارگذاری و باربرداری تشکیل خواهد شد و مساحت داخلی این نمودار همان انرژی تلف شده در حالت خمیری خواهد بود. انرژی کرنشی در واقع یک معیار از جذب انرژی است. نرخ آزاد شدن انرژی کرنشی تعیین‌کننده‌ی انرژی موجود برای گسترش ترک است. انرژی کرنشی از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید:

$$U = \int \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV \quad (1)$$

که در آن، σ_{ij} تانسور تنش، ε_{ij} تانسور کرنش، و V حجم ناحیه‌ی مورد نظر است. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، مقایسه‌ی انرژی کرنشی به ترتیب در سازه‌های ۵ و ۸ طبقه ارائه شده است. هنگامی که در سازه از مهاربندهای کماتش تاب استفاده می‌شود، مساحت منحنی‌های هیستریزس تشکیل شده به مراتب از مهاربندهای فولادی معمولی بیشتر است. این موضوع به وضوح در شکل ۲ مشخص است. اتلاف در حالت خمیری از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید:

$$\frac{dW}{dN} = \int \int \left\{ \oint \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p \right\} dA \quad (2)$$

که در آن، σ_{ij} تانسور تنش، ε_{ij} تانسور کرنش، W کار انجام شده، و N جابه‌جایی است. انتگرال مساحت کل در قسمت خمیری، گویای انرژی تلف شده در چرخه‌ی مورد نظر است. این مقدار به هر میزان در مدل‌های مورد مطالعه بیشتر باشد، در واقع انرژی بیشتری در هنگام زلزله تلف خواهد شد و برای مقاصد مهندسی مطلوب است. در شکل‌های ۱۵ و ۱۶، مقایسه‌ی اتلاف خمیری به ترتیب در سازه‌های ۵ و ۸ طبقه نشان داده شده است.

۷. نتیجه‌گیری

ارزیابی لرزه‌ی سازه‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر بر مبنای نتایج تحلیل‌های غیرخطی در مورد کاهش مصالح مصرفی مورد استفاده در مهاربندهای کماتش تاب منجر به حصول نتایج ذیل شده است:

است. نتایج مشابهی نیز در مورد اتلاف انرژی خمیری مدل‌های مختلف مورد مطالعه به‌دست آمده است.

- کاهش سطح مقطع مهاربندهای کمانش تاب به میزان ۲۵٪ باعث خواهد شد که حدود ۱۲٪ کاهش در وزن مصالح مصرفی ایجاد شود و در نتیجه در حدود ۱۰٪ در میزان هزینه‌های مورد نیاز صرفه‌جویی خواهد شد. کاهش سطح مقطع به اندازه‌ی ۵۰٪ باعث می‌شود که میزان وزن مصالح مصرفی، به حدود ۲۵٪ کاهش منجر شود، که در نتیجه در حدود ۲۲٪ در هزینه‌ها صرفه‌جویی خواهد شد. میزان کاهش سطح مقطع به اندازه‌ی ۷۵٪ باعث کاهش وزن مصالح مصرفی مهاربندهای کمانش تاب در حدود ۳۸٪ خواهد شد، که این موضوع منجر به صرفه‌جویی در هزینه‌های مربوط به مهاربندهای کمانش تاب تا حدود ۳۵٪ خواهد شد.

۸. جمع‌بندی

در پژوهش حاضر، کاربرد مهاربندهای کمانش تاب باعث بهبود شکل‌پذیری، افزایش مقاومت، و افزایش سختی سازه‌های مورد مطالعه شده است. در مجموع، مهاربندهای کمانش تاب جایگزین مناسبی برای مهاربندهای معمولی و قدیمی هستند. هزینه‌های نسبتاً زیاد ساخت، تهیه، و نصب مهاربندهای کمانش تاب از موضوعات مورد توجه در کاربرد آن‌ها هستند. با توجه به نتایج پژوهش حاضر، می‌توان با کاهش مصالح مصرفی و در نتیجه، کاهش هزینه‌ها و با اطمینان از تأمین سطوح عملکرد مورد انتظار سازه‌ها با مهاربندهای کمانش تاب نسبت به گسترش کاربرد آن‌ها برای اهداف طراحی و بهسازی اقدام کرد.

در مدل‌های کوتاه‌مرتبه به دلیل عملکرد برشی سازه، عمدتاً رفتار سازه در محدوده‌ی خطی است، ولی با افزایش ارتفاع مدل‌ها عملکرد سازه از حالت برشی به خمشی یا خمشی-برشی تغییر می‌کند و امکان ورود سازه به محدوده‌ی رفتار غیرخطی تحت اثر بارهای لرزه‌ی افزایش می‌یابد؛ بنابراین، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب باعث کنترل تغییرشکل و افزایش باربری جانبی این سازه‌ها خواهد شد. با افزایش تعداد طبقات مدل‌های مورد مطالعه، کاربرد سیستم مهاربندهای کمانش تاب منجر به نتایج بهتری در بهبود عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌ها شده است و بنابراین پیش‌بینی می‌شود که استفاده از سیستم باربر جانبی مذکور در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه بسیار مقرون به‌صرفه خواهد بود، که البته این موضوع، نیازمند مطالعات بیشتر در این زمینه است.

منابع (References)

1. Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. and Fujimoto, M. "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", *In Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 4, pp. 719-724 (1988).
2. Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. "Analytical and experimental studies on buckling restrained braced composite frames", *In Proc. of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction*, pp. 177-88 (2003).
3. Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E. and Kimura, I. "Design procedures for buildings incorporating hys-

• هر چقدر باریک‌شدگی مقطع وسط دهانه‌ی مهاربند بیشتر شود، طول ناحیه‌ی تسلیم کاهش می‌یابد و در نتیجه ناحیه‌ی کمتری از مهاربند به حد تسلیم می‌رسد و تمرکز تنش در ناحیه‌ی کوتاهی وجود دارد و ضریب اطمینان به شدت کاهش می‌یابد. همچنین، به هر میزان، طول مهاربند بیشتر شود، طول ناحیه‌ی تسلیم افزایش می‌یابد، ولی نسبت ناحیه‌ی تسلیم به طول مهاربند تغییر چندانی ندارد. با توجه به افزایش نیرو و عملکرد مناسب مهاربندهای کمانش تاب، نیرو در آن‌ها به طور مناسبی توزیع می‌شود و از تمرکز تنش در یک ناحیه و ایجاد شرایط بحرانی جلوگیری می‌شود.

• با افزایش تعداد طبقات و کاهش یکسان سطوح مقطع، طول ناحیه‌ی تسلیم افزایش می‌یابد؛ که می‌توان نتیجه گرفت به علت افزایش طول ناحیه‌ی خمیری، تنش کاهش یافته و ضریب اطمینان افزایش می‌یابد، که این امر منجر به بهبود شرایط استفاده از مهاربندهای کمانش تاب در سازه‌های بلندتر می‌شود.

• در مدل‌های مورد مطالعه که کاهش سطح مقطع مهاربند به مقدار ۷۵٪ بوده است، تقاضای لرزه‌ی ایجاد شده در مهاربندها به میزان تغییر مکان‌های متناظر با سطوح عملکرد فروریزش افزایش یافته است.

• در مدل‌های مورد مطالعه که کاهش سطح مقطع در آنها به مقدار ۵۰٪ بوده است، سطوح تقاضای لرزه‌ی در مدل‌های میان‌مرتبه در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار گرفته است، ولی در مدل‌های کوتاه‌مرتبه، تقاضای لرزه‌ی به میزان سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش افزایش یافته است. در نتیجه، در مدل‌های میان‌مرتبه‌ی مورد مطالعه، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب با سطح مقطع کاهش‌یافته، به میزان ۵۰٪ سطح مقطع اولیه برای تأمین اهداف طراحی و در بهسازی با این سطح عملکرد مناسب خواهد بود.

• در مدل‌های مورد مطالعه که کاهش سطح مقطع در آنها به مقدار ۲۵٪ بوده است، میزان تقاضای لرزه‌ی در سطح عملکرد ایمنی جانی بوده است. بنابراین استفاده از مهاربندهای کمانش تاب (با کاهش ۲۵٪ سطح مقطع) در مدل‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه برای تأمین اهداف طراحی و بهسازی مناسب خواهد بود.

• مدل‌های با دهانه‌های بزرگ‌تر و با کاهش ۲۵٪ سطح مقطع، انرژی کرنشی جذب‌شده‌ی بیشتری نسبت به بقیه‌ی مدل‌ها داشته‌اند، که در مقایسه با مدل‌ها دهانه‌های کوچک‌تر، نشان‌دهنده‌ی جذب بیشتر انرژی در مدل‌های ذکر شده

teretic damping devices", *In Proceedings 68th Annual Convention*, pp. 355-371 (1999).

4. Inoue, K., Sawaizumi, Sh. and Higashibata, Y. "Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels", *Journal of Structural Engineering*, 127(6), pp. 712-719 (2001).
5. Black, C.J., Makris, N. and Aiken, I.D., *Component Testing, Stability Analysis, and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces (TM)*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 100 p (2002).
6. Tembata, H., Koetaka, Y. and Inoue, Kazuo. "Out-of-plane buckling load of buckling-restrained braces including brace joints", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 581, pp. 127-134 (2004).

7. Xie, Q. "State of the art of buckling-restrained braces in Asia", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(6), pp. 727-748 (2005).
8. Takeuchi, T., Suzuki, K., Marukawa, T., Kimura, Y., Ogawa, T., Sugiyama, T. and Kato, S. "Performance of compressive tube members with buckling restrained composed of mortar in-filled steel tube", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **590**, pp. 71-78 (2005).
9. Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, Ch. "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, **25**(5), pp. 655-666 (2003).
10. Lopez, W.A. and Sabelli, R. *Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames*, Steel tips, Technical Information & Product Service, 78 p (July 2004).
11. Fahnstock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. "Analytical and experimental studies on buckling restrained braced composite frames", *In Proc. of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction*, pp. 177-188 (2003).
12. Fahnstock, L.A., Sause, R., Ricles, J.M. and Lu, L-W. "Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **2**(2), pp. 255-268 (2003).
13. Fahnstock, L.A., Ricles, J.M. and Sause, R. "Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame", *Journal of Structural Engineering*, **133**(9), pp. 1205-1214 (2007).
14. Fahnstock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. "Seismic response and performance of buckling-restrained braced frames", *Journal of Structural Engineering*, **133**(9), pp. 1195-1204 (2007).
15. Eryasar, M.E. and Topkaya, C. "An experimental study on steel-encased buckling-restrained brace hysteretic dampers", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **39**(5), pp. 561-581 (2010).
16. Zhao, J., Wu, B. and Ou, J. "A novel type of angle steel buckling-restrained brace: Cyclic behavior and failure mechanism", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(10), pp. 1083-1102 (2011).
17. Lopez, W.A., Gwie, D.S., Saunders, M. and W.Lauck, T. W. "Lessons learned from large-scale tests of unbonded braced frame subassemblage", *In Proceedings of the 71st Annual Convention*, pp. 171-183 (2002).
18. Kim, J., Park, J., Shin, S-W. and Min, K-W. "Seismic performance of tubular structures with buckling restrained braces", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **18**(4), pp. 351-370 (2009).
19. Asgarian, B., and Shokrgozar, H.R. "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(2), pp. 290-298 (2009).
20. Ariyaratana, C, and Fahnstock, L.A. "Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength", *Engineering Structures*, **33**(1), pp. 77-89 (2011).
21. Jones, P. and Zareian, F. "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(3), pp. 291-299 (2013).
22. National Building Regulation, Sixth Topic Loads on Building. Ministry of Roads and Urban Development, Department of National Building Regulations Affairs (2013).
23. Standard No. 2800, "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings", Third Revision, Building and Housing Research Center, Iran, (2005).
24. ASCE. "Minimum design loads for buildings and other structures" ASCE/SEI 7-05-2006 (2006).
25. American Institute of Steel Construction, Specification for structural steel buildings, *American Institute of Steel Constructions -ANSI/AISC 360-10*, 2010, Chicago, Illinois.
26. ABAQUS User's Manual, Version 5.6. Pawtucket: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., (1996).
27. PEER Strong Motion Database, <http://ngawest2.berkeley.edu>.
28. Nippon Steel Engineering Unbounded Brace Design Information Packet(2006).