

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای کمانش‌تاب تحت حرکات نزدیک‌گسل

رکوردهای حاصل از حرکات نزدیک‌گسل، به‌علت نزدیکی فاصله محل منبع انتشار موج، دارای خواص ویژه‌ای می‌باشند که رفتار آنها را از سایر رکوردها متفاوت می‌سازد. مهم‌ترین مشخصه این زلزله‌ها، وجود یک دامنه پالس‌مانند در ابتدای رکورد می‌باشد که محتوای انرژی بالایی دارد. استفاده از میراگرهای هیسترتیک، روشی مؤثر برای جذب میزان زیادی از این انرژی است. در این مقاله، با کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی و با استفاده از نرم‌افزار PERFORM3D، با اضافه نمودن مهاربندهای کمانش‌تاب با پیکربندهای مختلف به قاب‌های خمشی دوطبقه چهار و هشت طبقه بتنی با شکل‌پذیری متوسط، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی و مقاوم‌سازی شده توسط مهاربندهای کمانش‌تاب تحت هفت حرکت نزدیک‌گسل مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. در این مطالعه، براساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های مورد مطالعه، مقادیر جابه‌جایی و تغییرمکان نسبی طبقات و همچنین انرژی تلف شده توسط مهاربندهای کمانش‌تاب محاسبه و مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد به‌کارگیری مهاربندهای کمانش‌تاب ضمن بهبود عملکرد قاب‌ها تأثیر بسزایی در کاهش جابه‌جایی و تغییرمکان نسبی طبقات و همچنین افزایش جذب انرژی لرزه‌ای دارد.

واژگان کلیدی: مهاربند کمانش‌تاب، قاب خمشی بتنی، زلزله نزدیک‌گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مقاوم‌سازی.

محمد رضا ولی پور

کارشناسی ارشد سازه، دانشکده
فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد
اسلامی واحد اسلامشهر.
پست الکترونیک:
Valipour5240@gmail.com

بی‌تاله بدرلو*

استادیار، دانشکده فنی و
مهندسی، دانشگاه صنعتی قم.
پست الکترونیک:
badarloo@qut.ac.ir

۱- مقدمه

ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های آینده، امری اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. در این میان، استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب^۱ به‌علت رفتار مناسب، در هنگام وقوع زلزله (حلقه‌های منظم و پایدار هیستریزیس) و امکان جذب سهم بالایی از انرژی ورودی، مورد توجه کارشناسان در امر مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی قرار گرفته است. بنابراین شناخت کافی از رفتار لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب‌های خمشی بتنی مقاوم‌سازی شده توسط این نوع از مهاربندها تحت حرکات نزدیک‌گسل امری ضروری به نظر می‌رسد. از طرفی با توجه به مطالعات انجام شده و ورود حرکات نزدیک‌گسل در دستورالعمل‌ها، نتایج به‌دست آمده نشان داده است که موارد ذکر شده در آیین‌نامه‌ها

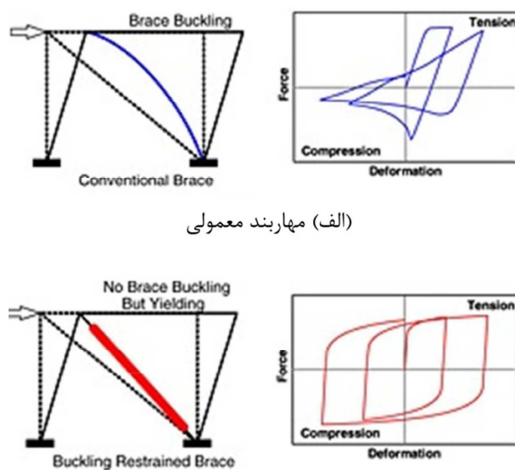
بخش عظیمی از ساختمان‌هایی که امروزه در کشور ما در حال بهره‌برداری است، از نوع سیستم قاب خمشی بتن مسلح می‌باشد. این سیستم به‌دلیل در دسترس بودن مصالح مورد نیاز و نیز اجرای ساده‌تر، به یکی از سیستم‌های متداول در کشور تبدیل شده است. ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های موجود نشان می‌دهد که به‌علت عدم رعایت ضوابط بارگذاری لرزه‌ای و نیز تغییر آیین‌نامه‌ها، ساختمان‌های طرح شده موجود در برابر بارهای لرزه‌ای اصلاح شده مقاوم نمی‌باشند. بنابراین مقاوم‌سازی این

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۳/۲۱، بازنگری: ۱۳۹۶/۰۵/۲۴، پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۱۸.
(DOI): 10.22091/cer.2017.2178.1089 شناسه دیجیتال

^۱- Buckling Restrained Brace

اصلی این سیستم‌ها برطرف می‌گردد. قاب مهاربندی شده‌ای که شامل چنین مهاربندی باشد، مهاربند مقاوم در برابر کمانش (BRB^2) نامیده می‌شود. بنابراین قاب‌های مهاربندی مقاوم در برابر کمانش ($BRBF^3$) یک رده خاص از قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز (CBF^4) می‌باشند که در آن از کمانش جلوگیری شده است [۲]. شکل ۱ مقایسه‌ای از رفتار BRB و بادبند معمولی را نشان می‌دهد.



شکل ۱- مقایسه رفتار مهاربند معمولی با مهاربند کمانش‌تاب

(الف) مهاربند معمولی

(ب) مهاربند کمانش‌تاب

شکل ۱- مقایسه رفتار مهاربند معمولی با مهاربند کمانش‌تاب [۳].

اکثر BRB هایی که امروزه تولید می‌شوند، هر یک مشخصات خاص خود را دارند، اما عملکرد کلی همگی آنها مشابه می‌باشد. شکل ۲، شمای کلی یک BRB را نشان می‌دهد. این مهاربند از یک هسته فولادی شکل‌پذیر تشکیل شده است. این مهاربند، به‌صورتی طراحی شده است که هم تحت فشار و هم تحت کشش جاری شود. به‌منظور جلوگیری از کمانش هسته در فشار، هسته، درون یک پوشش فولادی قرار گرفته و فاصله ایجاد شده با ملات پر می‌شود. قبل از ریختن ملات یک ماده جداکننده یا یک درز پر شده از هوا بین هسته و بتن در نظر گرفته

نمی‌تواند بخوبی تأثیرات مخرب حرکات نزدیک‌گسل را کاهش دهد. مطالعات محققین نشان می‌دهد که پاسخ غیرخطی سازه‌ها برای حوزه دور و نزدیک متفاوت بوده و این آیین‌نامه‌ها نیازمند بازنگری و تکمیل می‌باشند [۱]. از این‌رو، مطالعه و تحقیق در این زمینه همچنان به‌صورت گسترده ادامه دارد. رکوردهای نزدیک‌گسل سبب خرابی زیادی در نزدیکی منابع زلزله در طول زلزله‌های اخیر که دارای ماهیت متفاوتی نسبت به حرکات دور از گسل می‌باشند، شده‌اند. مطالعه اثر زلزله‌های نیرومند سال‌های گذشته نشان داده است که نگاشت‌های نزدیک‌گسل دارای مدت زمان مؤثر کمتری نسبت به نگاشت‌های دور از گسل هستند و در نگاشت‌های نزدیک‌گسل یک یا چند پالس ضربه‌ای با دامنه بزرگ و دوره تناوب زیاد وجود دارد که باعث افزایش نیاز شکل‌پذیری برای سازه‌ها در حرکات نزدیک‌گسل می‌شود [۱]. به نظر می‌رسد ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ با در نظر گرفتن ضریب اصلاح طیف (N) در واقع، اثر مربوط به تأثیر زلزله نزدیک‌گسل را برای سازه در نظر گرفته است. از آنجاکه با توجه به روابط ضریب اصلاح طیف برای سازه‌های با زمان تناوب کمتر از T_s ، مقدار N برابر یک می‌باشد؛ عملاً این ضریب در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های با $T > T_s$ لحاظ شده است.

۲- معرفی مهاربند کمانش‌تاب

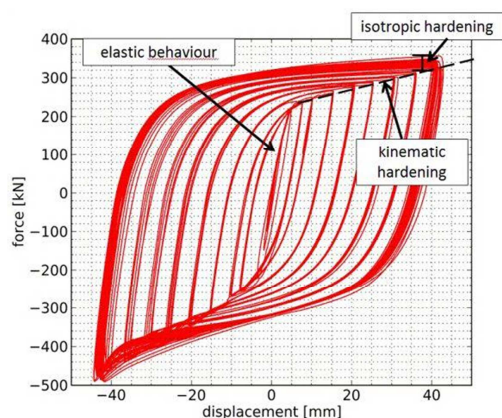
مهم‌ترین ضعف مهاربندهای متداول فولادی اختلاف بین ظرفیت آنها تحت نیروی فشاری و کششی می‌باشد، به‌طوری‌که اغلب قبل از جاری شدن مهاربند کششی و رسیدن آن به ظرفیت نهایی خود، مهاربند فشاری کمانش کرده و در نتیجه سختی و مقاومت قاب کاهش خواهد یافت. مهاربندهای سیستم‌های سازه‌ای مرسوم (همگرا) در ناحیه فشاری دارای چرخه هیستریزس ناپایدارند و جذب انرژی در ناحیه فشاری، کم است. حال اگر سیستم‌های مهاربندی هم‌محور معمول بتوانند بدون کمانش هم در کشش و هم در فشار جاری شوند، ضعف

2- Buckling Restrained Braced

3- Buckling-Restrained Braced Frame

4- Concentric Braced Frames

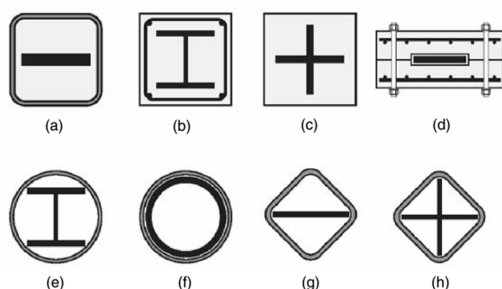
مهاربندها در فشار، بیش از مقاومت آنها در کشش است. دلیل این پدیده، انتقال نیروی محوری در فشار از هسته به ساز و کار جلوگیری از کمناش است. مقدار این اضافه مقاومت، بیشتر به شکل هسته و نوع ساز و کار جلوگیری از کمناش بستگی دارد و بین ۶/۵ تا ۱۳ درصد گزارش شده است [۴].



شکل ۳- نمونه‌ای از نمودار نیرو- تغییر مکان مهاربند کمناش تاب [۵].

۳- مکانیزم محدودکننده کمناش

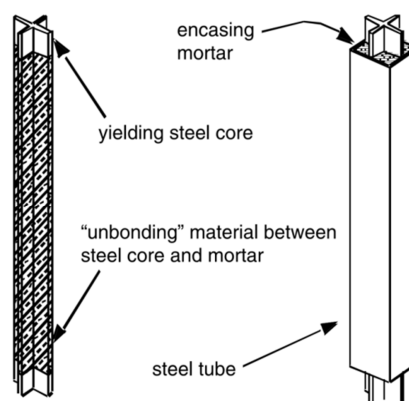
این مکانیزم به‌طور معمول از غلاف فولادی و ملات تشکیل شده، البته برخی از انواع BRBها بدون ملات نیز استفاده می‌شوند. شکل ۴ نمونه‌هایی از این مورد هستند.



شکل ۴- مقاطع مختلف انواع مهاربندهای کمناش تاب پیشنهاد شده در ژاپن [۲].

سیستم محدودکننده کمناش شامل اجزایی به‌منظور محدود کردن ناپایداری در هسته بدون دخالت در باربری هسته می‌باشد. این سیستم به‌عنوان قسمت خارجی مهاربند، اعضای داخلی را محصور کرده و از

می‌شود تا از انتقال نیروی محوری بین آنها جلوگیری کند. همچنین اثر پواسون سبب کرنش جانبی هسته شده و باعث می‌شود هسته فولادی تحت فشار منبسط شده و با ماده پرکننده در تماس قرار گیرد که در حقیقت، فضای خالی بین هسته فولادی و بتن برای کاهش اثرات این افزایش حجم در نظر گرفته شده است. شرایط موجود، هسته فولادی را قادر می‌سازد تا در درون محفظه‌ای که از بتن پر شده است بتواند آزادانه تغییر شکل‌های محوری دهد [۲].



شکل ۲- جزئیات یک نوع مهاربند کمناش تاب [۲].

تاکنون آزمایش‌های متعددی بر روی انواع مختلف مهاربندهای کمناش تاب انجام شده است. نتایج این آزمایش‌ها (به‌عنوان مثال شکل ۳) نشان داده است که مهاربندهای کمناش تاب، رفتار چرخه‌ای پایدار، منظم و نسبتاً متقارنی دارند و منحنی چرخه‌ای آنها نزدیک به منحنی چرخه‌ای دوخطی ایده‌آل است. همچنین در منحنی چرخه‌ای این مهاربندها، سخت‌شدگی ایزوتروپیک و کینماتیک دیده می‌شود. در سخت‌شدگی ایزوتروپیک، اندازه صفحه جاری شدن تغییر کرده ولی مرکز و شکل آن ثابت می‌باشد، ولی در سخت‌شدگی کینماتیک خالص، مرکز تغییر کرده، در حالی که اندازه و شکل صفحه جاری شدن ثابت است. سختی غیرالاستیک مهاربندهای کمناش تاب، نسبتاً کم است و در هر چرخه، نسبت به چرخه پیش، کاهش می‌یابد. نکته قابل توجه در مورد مهاربندهای کمناش تاب آن است که مقاومت این

برای جلوگیری از کمانش، واتانابه^۵ و همکاران، پیشنهاد کردند که غلاف فولادی باید با سختی خمشی کافی طراحی شود به طوری که [۸]:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.0 \quad (1)$$

که در آن P_y تنش جاری شدن المان محصور شده و P_e بار کمانش الاستیک پوشش فولادی می‌باشد.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{sc}}{L_{sc}^2} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، E مدول یانگ، I_{sc} ممان اینرسی فولادی و L_{sc} طول آزاد مهاربند می‌باشد. از اثر ملات، که در سختی خمشی پوشش فولادی تأثیرگذار است، در معادله (۲) صرف نظر شده است [۹]. باید توجه شود که اثر سخت شدگی در معادله (۱) در نظر گرفته نشده است؛ اگر این اثر در نظر گرفته شود، مقاومت فشاری مهاربند باید به میزان ۳۰٪ افزایش یافته و یک ضریب مقاومت، ϕ ، برابر با ۰/۸۵ در صورت کسر اضافه می‌شود [۱۰]. بنابراین روابط به صورت معادلات (۳) و (۴) نوشته می‌شوند:

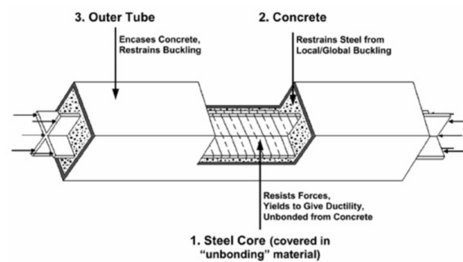
$$\frac{\phi P_e}{1.3 P_y} \geq 1.0 \quad (3)$$

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5 \quad (4)$$

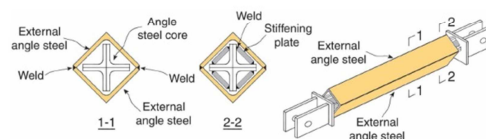
۴- تاریخچه استفاده از مهاربند کمانش‌تاب

مفهوم اساسی هسته فولادی محبوس شده به طوری که در فشار همانند کشش جاری شود، بیش از ۴۰ سال پیش در ژاپن مورد بررسی قرار گرفت. این مهاربندها برای اولین بار به صورت تجربی توسط یوشینو^۶ در سال ۱۹۷۱ مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعات، بارگذاری چرخه‌ای روی چند نمونه که هر کدام شامل یک

کمانش موضعی یا کلی هسته فولادی تا تغییر شکل‌های متناظر با دو برابر تغییر مکان نسبی طبقه در طراحی جلوگیری می‌کند. استفاده از بتن همراه غلاف فلزی (شکل ۵ الف)) در ساخت مهاربند، بیشتر رایج می‌باشد. شکل ۵ ب)، مهاربند BRB بدون ملات که به مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی معروف می‌باشند را نشان می‌دهد.



الف) سیستم مقیدکننده بتن همراه غلاف فلزی [۶]



ب) سیستم مقیدکننده فلزی [۷]

شکل ۵- سیستم مقیدکننده کمانش هسته.

برای اطمینان از مقاومت فشاری کافی برای ملات، نیاز به طرح اختلاط و عمل‌آوری مناسب می‌باشد. در غیراین صورت، ملات نمی‌تواند به طور مؤثر از کمانش ناحیه تسلیم شونده محصور شده، جلوگیری کند. در شکل ۶، شکم دادن غلاف فولادی به دلیل مقاومت ناکافی ملات نشان داده شده است. در صورتی که طراحی و اجرا به درستی انجام شده باشد، غلاف فلزی هیچ‌گونه بار محوری را نباید تحمل کند.



شکل ۶- شکم دادن پوشش فولادی [۲].

⁵- Watanabe

⁶- Yashino

۲۰۱۰، دیسارنو و منفردی^{۱۳} ارزیابی عددی از عملکرد لرزه‌ای ساختمان دو طبقه بتن‌آرمه که فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده بود و قاب‌های محیطی توسط مهاربندهای کمانش‌تاب مقاوم‌سازی شده بود، انجام دادند. نتایج به‌دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت هفت شتاب نگاشت نشان داد که تغییرمکان جانبی سازه پس از مقاوم‌سازی، کاهش یافته و در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP^{۱۴})، بیش از ۶۰ درصد کل انرژی، توسط مهاربندهای کمانش‌تاب تلف شده است [۱۷]. ژانگ^{۱۵} و همکاران در سال ۲۰۱۳، مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی را بر روی دو نمونه قاب بتنی یک طبقه با مقیاس ۱/۲ انجام دادند. یکی از قاب‌ها توسط مهاربند کمانش‌تاب و ژاکت فولادی، مقاوم‌سازی شد. آزمون‌های چرخه‌ای شبه‌استاتیکی بر روی دو قاب بتنی و قاب بتنی مقاوم‌سازی شده به‌منظور ارزیابی کارایی این روش مقاوم‌سازی ترکیبی، صورت گرفت. نتایج نشان داد مهاربند کمانش‌تاب به‌طور قابل‌توجهی سبب افزایش مقاومت قاب در برابر بارهای جانبی و همچنین افزایش ظرفیت اتلاف انرژی قاب بتنی شده است. از طرفی، ژاکت فولادی به‌طور مؤثر می‌تواند با تغییر مکانیسم شکست قاب بتن مسلح، از شکست ستون جلوگیری کند [۱۸]. ماهرن هولتز^{۱۶} و همکاران در سال ۲۰۱۴، آزمون‌های دوره‌ای بر روی قاب‌های بتن مسلح که توسط مهاربندهای کمانش‌تاب مقاوم‌سازی شده بودند را به‌منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها انجام دادند. آزمون‌ها نشان داد این روش مقاوم‌سازی، سبب افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و سطح عملکرد لرزه‌ای سازه شده است. در مقایسه با قاب خمشی بتن مسلح، انرژی مستهلک شده در حدود پنج برابر و ظرفیت باربری جانبی در حدود چهار برابر بیشتر

صفحه فولادی پوشیده شده توسط غلاف بتن مسلح بود، انجام شد. این سیستم در واقع، دیوار برشی بود که در داخل آن از مهاربند استفاده شده بود. در این سیستم، ورق فولادی از غلاف بتنی جدا شده بود و به همین علت نیروی محوری تنها توسط صفحه فلزی تحمل می‌شد. غلاف بتنی نیز از کمانش صفحه فلزی جلوگیری می‌کرد [۱۱]. واکابایاشی^۷ و همکاران در سال ۱۹۷۳، با مطالعات گسترده تجربی، به بررسی دقیق‌تر اجرای این مهاربند پرداختند. ایشان با انجام آزمایشاتی بر روی این صفحات فولادی نشان دادند که به‌منظور بالا بردن استهلاک انرژی بایستی در فضای بین صفحات فولادی و بتن از ماده‌ای غیرچسبنده^۸ و لزج استفاده کرد [۱۲ و ۱۳]. در یکی از اولین تحقیقات صورت گرفته در آمریکای شمالی، ترمبلی^۹ و همکاران در سال ۱۹۹۹، یک سری تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی روی قاب‌های مهاربندی شده توسط مهاربندهای کمانش‌تاب به‌منظور بهسازی یک ساختمان چهار طبقه در شهر کوبک در کشور کانادا انجام دادند [۱۴]. اولین قاب مهاربندی شده توسط این مهاربندها در کشور آمریکا، در ساختمان مهندسی دانشگاه ایالت کالیفرنیا (داویس^{۱۰}) در سال ۲۰۰۰، توسط کلارک^{۱۱} ساخته شد [۱۵]. در سال ۲۰۰۴، وادا و ناکاشیما^{۱۲} آزمایش‌هایی را بر روی پنج مهاربند کمانش‌تاب که ابعاد هسته فولادی برابر با ۱۹۰×۱۹۰ و طول هسته ۳۲۹۰ میلی‌متر بود، انجام دادند. هسته فولادی در یک لوله فولادی قرار گرفته و توسط بتن احاطه شده بود. آزمایش‌ها نشان داد که به‌منظور جلوگیری از کمانش زودهنگام باید نسبت کمانش الاستیک پوشش فولادی به تنش جاری شدن المان محصور شده (P_e/P_y) از ۱/۵ بیشتر باشد [۱۶]. در سال

7- Wakabayashi

8- Debonding Material

9- Tremblay

10- Davis

11- Clark

12- Nakashima and Wada

13- Disarno and Manfredi

14- Collapse Prevention

15- Zhang

16- Mahrenholtz

مسلم با شکل‌پذیری متوسط می‌باشند. سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک و مقادیر بارهای مرده و زنده سقف به ترتیب برابر با ۵۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد. مقاومت مشخصه بتن برابر با ۲۵۰، مقاومت تسلیم میلگردهای طولی ۴۰۰۰، مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است. ضریب پواسون برابر با ۰/۱۵ و مدول الاستیسیته برابر $2/65 \times 10^5$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد. طراحی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار ایتبس^{۱۹} انجام گرفته است. در این نرم‌افزار، طراحی مقاطع قاب‌های مورد مطالعه براساس آیین‌نامه مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲) کنترل گردیده است. در شکل ۷، پلان و نمای ارتفاعی قاب‌ها و در جدول ۱ مقاطع طراحی شده، ارائه گردیده است.

جدول ۱- مقاطع تیر و ستون قاب‌های چهار و هشت طبقه.

مدل	طبقات	ابعاد تیر (سانتیمتر)	ستون	
			ابعاد (سانتیمتر)	درصد آرماتور
۱	۱	۳۵×۳۵	۴۰×۴۰	۱
	۲	۳۵×۳۵	۴۰×۴۰	۱
	۳	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵	۱
	۴	۳۵×۳۵	۲۵×۲۵	۱
۲	۱	۴۵×۴۰	۵۰×۵۰	۱
	۲ و ۳	۴۵×۴۰	۴۵×۴۵	۱
	۴	۴۰×۴۰	۴۰×۴۰	۱
	۵	۳۵×۳۵	۴۰×۴۰	۱
	۶	۳۵×۳۵	۴۰×۴۰	۱
	۷	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵	۱
	۸	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵	۱

۶- انتخاب و مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها

در این مطالعه، از هفت رکورد نزدیک‌گسل برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. در انتخاب رکوردها، سعی شده است که همگونی مناسبی

بود [۱۷]. کیویو^{۱۷} و همکاران در سال ۲۰۱۵، نشان دادند که اگرچه نیروی نامتعادل ناشی از مهاربند در اواسط ستون، مانع استفاده از مهاربند در پیکربندی K شکل و K شکل دویل در قاب‌های مهاربندی هم‌محور می‌شود، اما این محدودیت نیاز به ارزیابی مجدد برای قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب دارد. بدین منظور ایشان آزمون‌های استاتیکی را بر روی سه نمونه قاب بتنی که با مقیاس ۱/۲ ساخته شده بود، انجام دادند. به‌طورکلی، نتایج حاصل از آزمون‌های استاتیکی بر روی نمونه‌ها نشان داد که اتصال مهاربندهای کمانش‌تاب به میانه دهانه تیر و ستون اثرات قابل‌توجهی بر خرابی قاب‌های بتن مسلح ندارد [۱۹]. پالازو^{۱۸} و همکاران در سال ۲۰۱۵، مطالعه عددی را بر روی یک قاب خمشی فولادی چهار طبقه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب که به‌صورت دوبعدی مدل شده بود، تحت ۱۰ شتاب نگاشت دور و نزدیک‌گسل انجام دادند. نتایج نشان داد که مهاربند کمانش‌تاب تحت کلیه شتاب نگاشت‌های دور و نزدیک انتخابی، سبب کاهش پاسخ دینامیکی قاب مورد آزمایش شده است. همچنین این مهاربندها برای کاهش جابه‌جایی ماندگار سازه، بسیار مؤثر هستند [۲۰].

۵- مشخصات مدل‌ها

قاب‌های مورد مطالعه در این پژوهش، قاب‌های بتن مسلح با تعداد طبقات چهار و هشت طبقه، با چهار دهانه به طول چهار متر و ارتفاع طبقات سه متر می‌باشد. بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲) صورت گرفته است. طراحی لرزه‌ای قاب‌ها براساس ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ انجام شده است. سازه در منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع شده و خاک مورد نظر از نوع تیپ، II فرض شده است. قاب‌ها با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتن

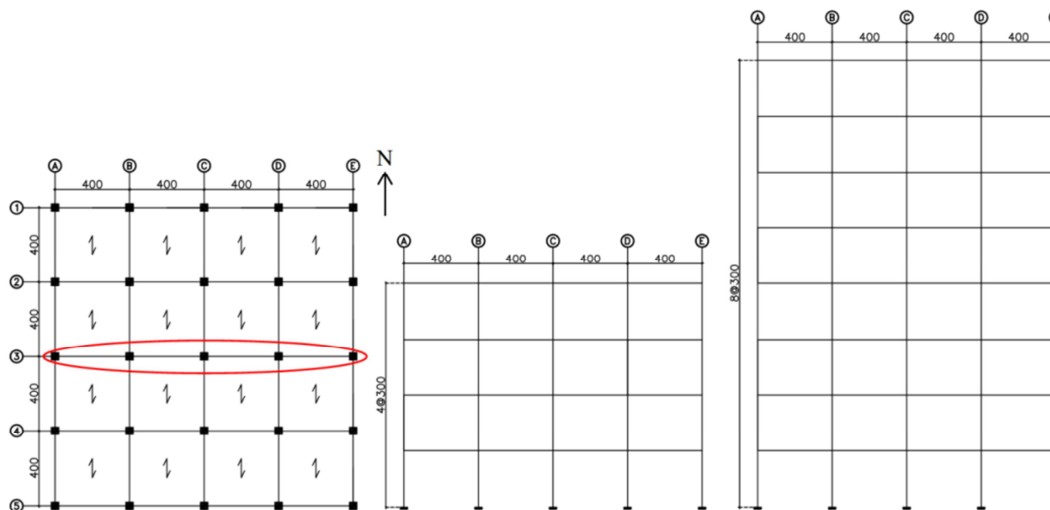
¹⁷- Qu

¹⁸- Palazzo

¹⁹- ETABS

انتخاب شده و لذا از لحاظ مسائلی مانند پردازش رکوردها، و غیره تقریباً می‌توان این اطمینان را داشت که یکنواختی و هماهنگی وجود دارد. لازم به ذکر است که کلیه رکوردها از سایت PEER برداشت شده است [۲۲]. در جدول ۲ اطلاعات مربوط به رکوردها ارائه گردیده است.

بین آنها وجود داشته باشد. به این معنا که نوع خاک رکوردها با توجه به سرعت موج برشی آنها در محدوده $۳۷۵ \leq V_s \leq ۷۵۰$ متر بر مجذورثانیه باشد. این نوع خاک در آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران، خاک نوع II می‌باشد [۲۱]. همچنین کلیه رکوردها از یک مرجع ثابت



شکل ۷- پلان و نمای ارتفاعی قاب‌های چهار و هشت طبقه (ابعاد به سانتیمتر).

جدول ۲- خصوصیات و مشخصات رکوردهای نزدیک‌گسل.

مدت دوام (ثانیه)	PGA (g)	فاصله (کیلومتر)	بزرگا (M_w)	ایستگاه	سال	رویداد لرزه‌ای	ردیف
۱۳/۴	۰/۱۰۷	۰/۲۱	۷/۱۴	Lamont 1058	۱۹۹۹	Duzce	۱
۱۰/۱	۰/۴۳۲	۵/۲۶	۶/۶۹	Pacoima Kagel Canyon	۱۹۹۴	Northridge	۲
۱۳/۴	۰/۲۰۶	۸/۴۹	۷/۰۱	Bunker Hill	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۳
۲۷/۱	۰/۲۸۴	۱۱/۰۳	۷/۲۸	Joshua Tree	۱۹۹۲	Landres	۴
۱۰/۲	۰/۶۰۷	۰	۶/۹۳	LGPC	۱۹۸۹	Loma Prieta	۵
۹/۶	۰/۸۰۷	۰/۰۵	۶/۶	Bam	۲۰۰۳	Bam	۶
۱۶/۵	۰/۸۶۱	۱/۷۹	۷/۳۵	Tabas	۱۹۷۸	Tabas	۷

براساس ضوابط FEMA-356 در نرم‌افزار PERFORM3D از المان تیر فم^{۲۰} و ستون فم^{۲۱} برای مدل کردن رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها و از المان بادبند کمناش‌تاب برای مدل کردن رفتار غیرخطی مهاربندهای BRB مورد استفاده قرار گرفته است [۲۳].

رکوردهای انتخابی طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) همپایه شدند. طیف پاسخ شتاب هفت زلزله نزدیک‌گسل به همراه میانگین آنها و طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) در شکل ۸ نشان داده شده است.

۷- مدل‌سازی در نرم‌افزار PERFORM3D

²⁰- FEMA Beam
²¹- FEMA Column

و برابر نسبت نیروی کششی حداکثر اندازه‌گیری شده حاصل از آزمایش‌های ارزیابی مهاربند برای محدوده‌ای از تغییرشکل‌ها مربوط به دو برابر تغییرمکان نسبی طبقه در طراحی، به نیروی تسلیم هسته مهاربند (P_{ysc}) می‌باشد [۲۵].

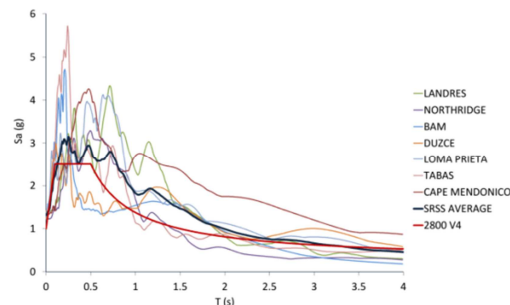
۸- مقاوم‌سازی قاب‌ها

در این مرحله، سطح عملکرد قاب‌های مورد مطالعه، مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۲۶] و با استفاده تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی آنها تحت شتاب نگاشت‌های نزدیک‌گسل مورد ارزیابی قرار گرفته و تعیین می‌شوند. بررسی‌ها حاکی از آن است که قاب‌ها تحت شتاب نگاشت‌های نزدیک‌گسل قادر به دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر که همان ایمنی جانی می‌باشد، نیستند. پس مهاربندهای کمانش‌تاب با سه پیکربندی قطری^{۲۲}، هشتی^{۲۳} و هفتی-هشتی^{۲۴}، به قاب‌ها اضافه شدند. موقعیت دهانه‌های مهاربندی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همچنین، مساحت هسته مهاربندهای طراحی شده برای مدل‌ها و پیکربندی‌های مختلف در جدول ۳ ارائه شده است.

۹- بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها، قبل و بعد از مقاوم‌سازی

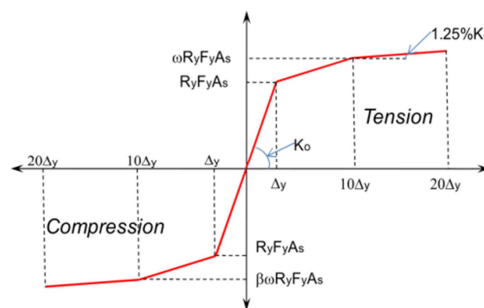
از امکانات وسیع نرم‌افزار PERFORM3D، برآورد پارامترهای مربوط به سطوح عملکردی می‌باشد. برای این کار، مقادیر مربوط به دوران مفاصل پلاستیک در تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و همچنین مقادیر تغییرمکان نسبی در هر لحظه از زلزله محاسبه می‌شود. سپس با تقسیم این مقادیر به مقادیر حدی معرفی شده به نرم‌افزار، نسبت‌های تقاضا به ظرفیتی به‌دست می‌آیند که نسبت‌های کاربرد

مهاربندهای مورد استفاده، با هسته فولادی A38 با تنش تسلیم ۲۶۷۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع می‌باشند.



شکل ۸- طیف پاسخ رکوردهای انتخابی به همراه طیف میانگین و طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ (میرایی ۰/۰۵).

مقادیر فاکتورهای تنظیم کننده مقاومت β و ω به ترتیب برابر با ۱/۱ و ۱/۲۵ می‌باشد. طول قسمت تسلیم شونده مقاوم شده در برابر کمانش، ۷۰ درصد طول کلی مهاربند و سختی پس از تسلیم BRB، برابر با ۱/۲۵ درصد سختی BRB در ناحیه خطی در نظر گرفته شده است. سطح مقطع ناحیه الاستیک، سه برابر ناحیه جاری شونده فرض شده است. منحنی رفتاری که در PERFORM3D برای رفتار غیرخطی المان BRB مورد استفاده قرار گرفته است، در شکل ۹ نشان داده شده است [۲۴].



شکل ۹- منحنی رفتاری مورد استفاده برای مدل‌سازی غیرخطی BRB [۲۴].

پارامتر β ، معرف ضریب تنظیم مقاومت فشاری بوده و برابر با نسبت نیروی فشاری حداکثر به نیروی کششی حداکثر نمونه آزمایشی می‌باشد که براساس آزمایش‌های ارزیابی مهاربند برای محدوده‌ای از تغییرشکل‌ها مربوط به دو برابر تغییرمکان نسبی طبقه در طراحی تعیین می‌شود. پارامتر ω ، معرف ضریب تنظیم سخت‌شدگی کرنشی بوده

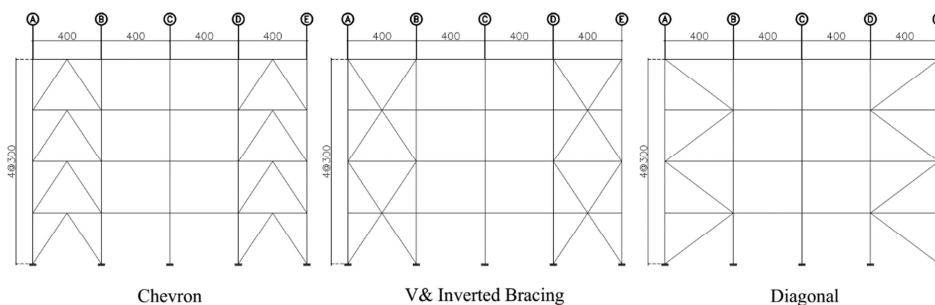
²²- Diagonal

²³- Chevron

²⁴- V & Inverted Bracing

ستون و θ_{LS} دوران مجاز المان تیر یا ستون در سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشند. همانطور که در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ قابل مشاهده است، قاب‌های خمشی تحت شتاب نگاشت‌های نزدیک‌گسل قادر به دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر که همان ایمنی جانی می‌باشد، نیستند.

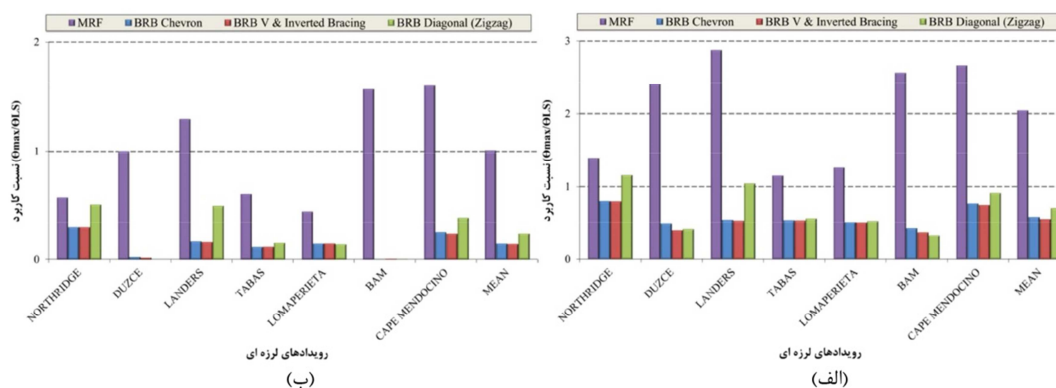
نامیده می‌شوند. بدیهی است اگر این نسبت‌ها کمتر از یک باشند، از حد مورد نظر تجاوز نشده است. تمامی نسبت‌های مربوط به هر چهار پارامتر در شکل‌های ۱۱ و ۱۲، که میانگین نسبت‌های کاربرد برای هفت زلزله در سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشد، آورده شده است. در این اشکال، θ_{MAX} حداکثر دوران پلاستیک المان تیر یا



شکل ۱۰- نمای ارتفاعی قاب‌های مقاوم‌سازی شده و دهانه‌های مهاربندی شده (ابعاد به سانتیمتر).

جدول ۳- مساحت هسته مهاربندهای طراحی شده.

مدل	طبقات	پیکربندی قطری (سانتیمترمربع)	پیکربندی هشتی (سانتیمترمربع)	پیکربندی هفتی-هشتی (سانتیمترمربع)
۴ طبقه	۱	۱۲/۹	۱۲/۹	۱۲/۹
	۲	۹/۷	۹/۷	۹/۷
	۳ و ۴	۶/۵	۶/۵	۶/۵
۸ طبقه	۱ و ۲	۲۲/۶	۲۲/۶	۲۲/۶
	۳ و ۴	۱۹/۴	۱۹/۴	۱۹/۴
	۵ و ۶	۱۶/۱	۱۶/۱	۱۶/۱
	۷ و ۸	۱۲/۹	۱۲/۹	۱۲/۹



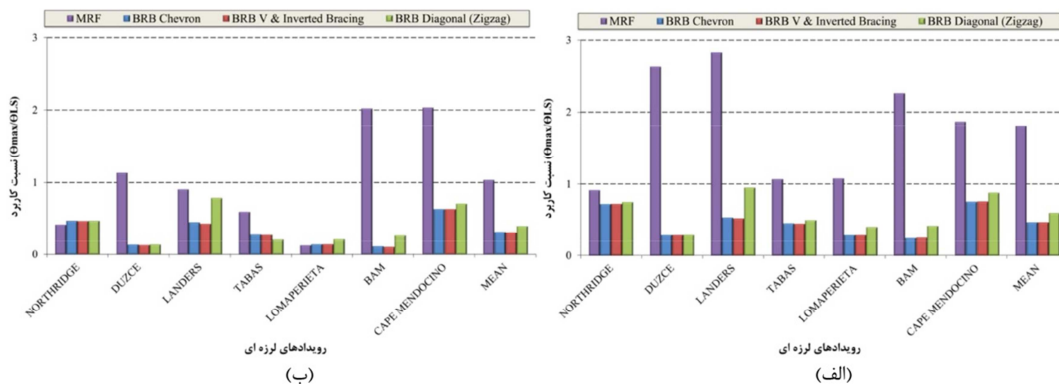
شکل ۱۱- نسبت حداکثر دوران پلاستیک به دوران مجاز در مدل چهار طبقه، (الف) تیرها و (ب) ستون‌ها.

سازه تحت این زوج شتاب‌نگاشت‌ها به‌عنوان پاسخ نهایی سازه خواهد بود [۲۱]. نتایج حاصل از ۵۶ تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های بتن مسلح در چهار حالت

برطبق استاندارد ۲۸۰۰ وقتی که از هفت زوج شتاب نگاشت برای تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود، میانگین پاسخ‌ها و بازتاب‌های به‌دست آمده از

سه‌م انرژی تلف شده BRBها از انرژی ورودی ارائه گردید.

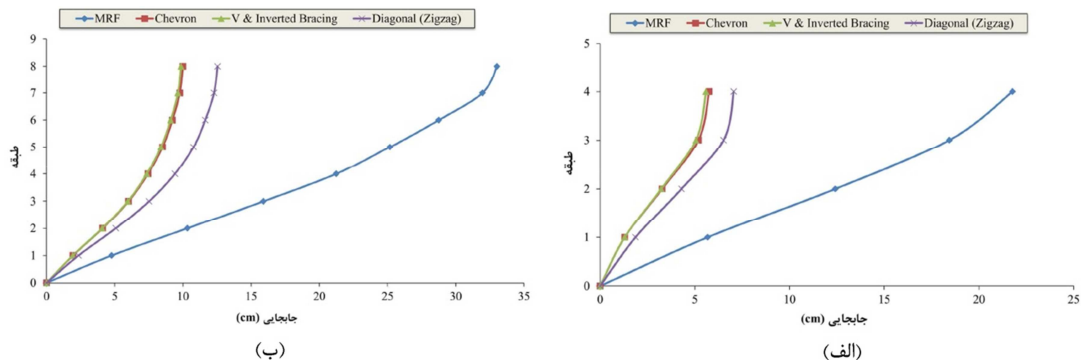
سیستم قاب خمشی و مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌تاب با پیکربندی قطری، هشتی و هفتی-هشتی به‌صورت جابه‌جایی بام، جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای و



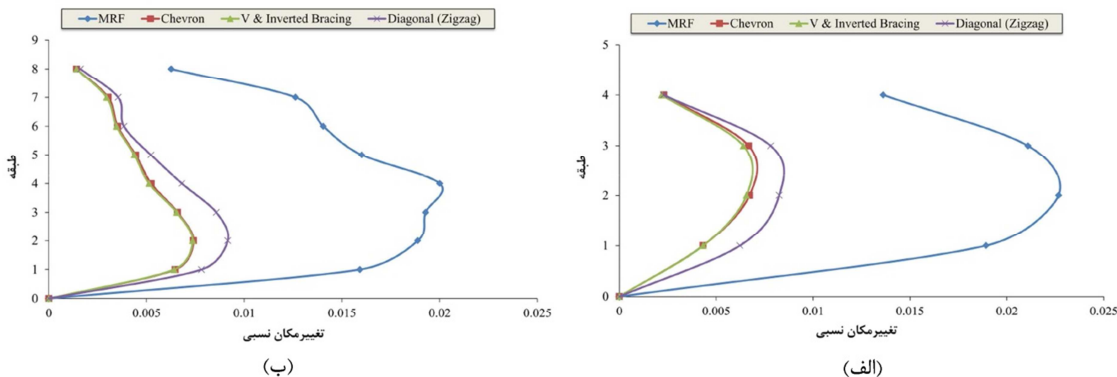
شکل ۱۲- نسبت حداکثر دوران پلاستیک به دوران مجاز در مدل هشت طبقه، (الف) تیرها و (ب) ستون‌ها.

طبقات و جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای برای قاب‌های مقاوم‌سازی شده با پیکربندی‌های مختلف به میزان قابل توجهی کاهش یافته است.

در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ جابه‌جایی طبقات و جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در انواع سیستم‌های مورد مطالعه در قاب‌های چهار و هشت طبقه نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، مقدار جابه‌جایی



شکل ۱۳- جابه‌جایی طبقات قاب‌های مدل، (الف) چهار طبقه و (ب) هشت طبقه.



شکل ۱۴- تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های مدل، (الف) چهار طبقه و (ب) هشت طبقه.

میزان کاهش در جابه‌جایی بام در قاب‌های چهار طبقه با پیکربندی هشتی ۷۳/۵۹ درصد، پیکربندی هفتی- هشتی ۷۴/۳۲ درصد و پیکربندی قطری ۶۷/۶ درصد و در قاب‌های هشت طبقه با پیکربندی هشتی ۶۹/۷۲ درصد، پیکربندی هفتی- هشتی ۷۰/۱۲ درصد و پیکربندی قطری ۶۲/۰۳ درصد می‌باشد.

در جدول ۴ مقایسه بین جابه‌جایی بام برای قاب خمشی و مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای BRB با پیکربندی‌های مختلف مورد مطالعه در این تحقیق، نشان داده شده است. در این جدول، مشاهده می‌گردد مقاوم‌سازی قاب‌ها با پیکربندی هفتی- هشتی نسبت به دو پیکربندی دیگر، در کاهش جابه‌جایی بام مؤثرتر است.

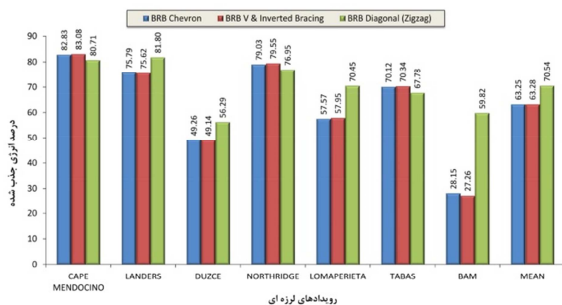
جدول ۴- مقدار جابه‌جایی مرکز جرم بام برای قاب‌های چهار و هشت طبقه و مقاوم‌سازی شده با پیکربندی‌های مختلف.

تعداد طبقه	نوع سازه	جابه‌جایی مرکز جرم بام (سانتیمتر)
۴ طبقه	MRF	۲۱/۷۷۴
	Diagonal	۷/۰۵۵
	Chevron	۵/۷۵۱
	V & Inverted Bracing	۵/۵۹۲
۸ طبقه	MRF	۳۳/۰۲۴
	Diagonal	۱۲/۵۴۱
	Chevron	۱۰/۰۰۱
	V & Inverted Bracing	۹/۸۶۷

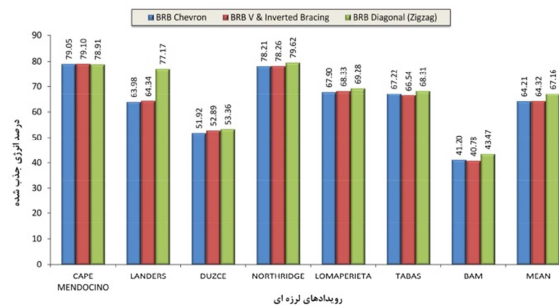
نشان‌دهنده شکل‌پذیری بیشتر قاب با پیکربندی قطری می‌باشد. این نتیجه با توجه به جابه‌جایی و دررفت قاب با پیکربندی قطری نسبت به دو پیکربندی دیگر، قابل پیش‌بینی بود. این نکته قابل ذکر است که مهاربندهای BRB با افزایش تغییرمکان جانبی در سازه وارد عمل شده و با جذب انرژی سیستم، انرژی ورودی را مستهلک می‌کنند. به همین علت، جابه‌جایی و تغییرمکان نسبی طبقات در قاب با پیکربندی قطری بیشتر از دو پیکربندی دیگر می‌باشد.

۱۰- انرژی مستهلک شده

یکی از پارامترهای اصلی در بررسی عملکرد میراگرها، نسبت انرژی تلف شده به انرژی ورودی است. در شکل ۱۵، سهم انرژی تلف شده BRBها از انرژی ورودی برای پیکربندی‌های مختلف نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مهاربندهای BRB قابلیت بالایی در جذب انرژی ورودی به سازه را دارا می‌باشند. این مقدار برای قاب‌های مقاوم‌سازی شده با پیکربندی قطری نسبت به دو پیکربندی دیگر، بیشتر می‌باشد که



(ب)



(الف)

شکل ۱۵- درصد انرژی جذب شده از انرژی ورودی در مهاربندها برای قاب‌های (الف) چهار طبقه و (ب) هشت طبقه.

۱۱- نتیجه‌گیری

استفاده شده است که خود پالس‌های قوی را به سازه اعمال می‌کند.

- ۳- میزان کاهش در جابه‌جایی بام در قاب چهار طبقه با پیکربندی هشتی، ۷۳/۵۹ درصد و قاب هشت طبقه، ۶۹/۷۲ درصد می‌باشد.
- ۴- میزان کاهش در جابه‌جایی بام در قاب چهار طبقه با پیکربندی هفتی-هشتی، ۷۴/۳۲ درصد و قاب هشت طبقه ۷۰/۱۲ درصد می‌باشد.
- ۵- میزان کاهش در جابه‌جایی بام در قاب چهار طبقه با پیکربندی قطری، ۶۷/۶ درصد و قاب هشت طبقه ۶۲/۰۳ درصد می‌باشد.
- ۶- در محدوده نتایج به‌دست آمده مشخص است درصد جذب انرژی توسط مهاربندهای BRB بسیار بالا می‌باشد و لذا این دسته مهاربندها می‌توانند بخوبی نقش میراگر را ایفا نمایند.
- ۷- انرژی جذب شده توسط مهاربندها وابستگی شدیدی به شکل مهاربندی ندارد.

با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت نگاشت‌های نزدیک‌گسل نتایج زیر حاصل گردید:

- ۱- با تغییرات صورت گرفته در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و با توجه به اختلاف طیف پاسخ حرکات نزدیک‌گسل با طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و نتایج این تحقیق، به نظر می‌رسد حتی با تغییرات صورت گرفته در ویرایش چهارم، طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای طراحی ساختمان‌های نزدیک‌گسل مناسب نمی‌باشد و ساختمان‌های طراحی شده با این طیف، جوابگوی نیاز لرزه‌ای حرکات نزدیک‌گسل نمی‌باشد.
- ۲- به‌کارگیری مهاربندهای کمانش‌تاب ضمن بهبود عملکرد قاب‌ها و برآورده کردن سطح عملکرد ایمنی‌جانی، تأثیر بسزایی در کاهش جابه‌جایی و تغییر مکان نسبی طبقات دارد. نکته قابل توجه این است که در این ارزیابی از رکوردهای نزدیک‌گسل

مراجع

- [1] Chopra, A. K., & Chintanapakdee, C. (2001). "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30(12), 1769-1789.
- [2] Uang CM, Nakashima M. Steel buckling-restrained frames, in *Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications*, Chapter 16, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, Eds, CRC Press, Publication Pending.
- [3] Mahrenholtz, C., Lin, P. C., Wu, A. C., Tsai, K. C., Hwang, S. J., Lin, R. Y., & Bhayusukma, M. Y. (2015). "Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(1), 59-78.
- [4] Black, C., Makris, N., & Aiken, I. (2002). "Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces, Pacific Earthquake Engineering Research Center", *University of California, Berkeley CA, Report No. PEER-2002/08*.
- [5] Zsarnóczay, Á. (2012). "Seismic performance evaluation of buckling restrained braces and frame structures", In *Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering: Karlsruhe Institute of Technology (KIT)*, 195-200.
- [6] Prinz, G. S. (2010). Using buckling-restrained braces in eccentric configurations. Brigham Young University.
- [7] Zhao, J., Wu, B., & Ou, J. (2012). "Effect of brace end rotation on the global buckling behavior of pin-connected buckling-restrained braces with end collars", *Engineering Structures*, 40, 240-253.

- [8] Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., & Fujimoto, M. (1988). "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", In *Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering*, 4, 719-724.
- [9] Chen, C. C., Wang, C. H., & Hwang, T. C. (2001). "Buckling strength of buckling inhibited braces", In *Proc. 3rd Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, 265-271.
- [10] Powell, S. (2002). Personal communication, Park City, UT. Star Seismic LLC.
- [11] Yoshino, T., & Karino, Y. (1971). "Experimental study on shear wall with braces: Part 2", In *Summaries of technical papers of annual meeting*, 11, 403-404.
- [12] Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katagihara, A., Yogoyama, H., & Morisono, T. (1973). "Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading (Parts 1 & 2)", In *Summaries of technical papers of annual meeting*, 10, 1041-1044.
- [13] Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katagihara, A., Yogoyama, H., & Morisono, T. (1973). "Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading (Parts 1 & 2)", In *Summaries of technical papers of annual meeting*, 6, 121-128.
- [14] Tremblay, R., Degrange, G., & Blouin, J. (1999). "Seismic rehabilitation of a four-story building with a stiffened bracing system", In *Proc. 8th Can. Conf. on Earthquake Engineering*, 549-554.
- [15] Kersting, R. A., Fahnestock, L. A., & López, W. A. (2015). "Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames", *NIST GCR*, 15-917.
- [16] Wada, A., & Nakashima, M. (2004). "From infancy to maturity of buckling restrained braces research", In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*.
- [17] Tsionis, G., Apostolska, R., & Taucer, F. (2014). "Seismic strengthening of RC buildings", *JRC Science and Policy Reports. doi*, 10, 138156.
- [18] Zhang, J., Wu, B., Mei, Y., & Shing, P. B. (2015). "Experimental and Analytical Studies on a Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Buckling-Restrained Brace and Steel Caging", *Advances in Structural Engineering*, 18(2), 155-171.
- [19] Qu, Z., Xie, J. Z., & Wang, T. (2015). "Experimental tests of reinforced concrete frame subassemblies with buckling restrained braces in double-K configuration", In *Proc. 6th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, UIUC, US*.
- [20] Palazzo, G. L., Martín, P., Calderón, F., Roldán, V., & López-Almansa, F. (2015). "Numerical Study of the Seismic Efficiency of Buckling-Restrained Braces for Near and Far-Fault Inputs", *The Open Civil Engineering Journal*, 9, 281-294.
- [۲۱] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰). (۱۳۹۲). ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، وزارت راه و شهرسازی.
- [22] <http://ngawest2.berkeley.edu/spectras/44729/searches/new>
- [23] FEMA, P. (2000). Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- [24] Moehle, J., Bozorgnia, Y., Jayaram, N., Jones, P., Rahnama, M., Shome, N., & Zareian, F. (2011). Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means. *Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley PEER Report*, 5.
- [25] Seismic, A. I. S. C. (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, (ANSI/AISC 341-10).
- [۲۶] دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰. (۱۳۹۲). معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی.

M.R. Valipour

M.Sc. Graduated in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Islamic Azad University Islamshahr Branch.

e-mail: Valipour5240@gmil.com

B. Badarloo *

Assistant Professor, Faculty of Engineering and Technology, Qom University of Technology.

e-mail: badarloo@qut.ac.ir

Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Buckling-Restrained Brace Under Near- Fault Earthquakes

Records of near-field earthquakes due to the closely location of the source wave propagation has special properties That their behavior makes them more different than other records. The most important characteristic of these earthquakes is a pulse amplitude at the beginning of the record Which has a high energy content. The use of Hysteresis dampers is an effective way to attract a large proportion of this energy. In this paper, according to nonlinear dynamic analysis and using PERFORM 3D software, by adding Buckling Restrained Braces (BRB) with different configurations to the 4 and 8 story 2D Concrete frames with medium ductility, The seismic performance of Moment-Resisting Frames and retrofitted by Buckling Restrained Braces under seven near-field earthquakes have been measured and compared. According to Nonlinear Dynamic Analysis, The level of story displacement, interstory drift and dissipated energy by buckling restrained braces have been Provided. The results indicate the Buckling Restrained Braces have good performance in absorbing energy and the reduction of story displacement.

Keywords: Buckling-Restrained Brace, Reinforced Concrete Frame, Near- Fault Earthquake, Nonlinear Dynamic Analysis, Retrofitting.

* Corresponding author