نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۲ شماره ۵، سال ۱۳۹۹، صفحات ۱۱۲۷ تا ۱۱۴۲
DOI: 10.22060/ceej.2018.15235.5858

ارزیابی لرزه‌ای قاب های خمشی بتن‌آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا به کمک تحلیل دینامیکی فزاینده و پوش‌اور در حوزه نزدیک گسل

علی خیرالدین، مجید قلهکی*، قاسم پاچیده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

خلاصه: بررسی تاریخچه زلزله‌های اخیر کشور نشان می‌دهد که تقریباً هر ۱۰ سال یک زلزله مخرب باعث تخریب ساختمان‌ها و خسارت‌های جانی و مالی گسترده‌ای شده است. مقاوم‌سازی لرزه‌ای، افزودن اعضای جدید به سازه‌های موجود در نواحی لرزه‌خیز می‌باشد که به موجب آن، مقاومت سازه در برابر زمین‌لرزه، افزایش خواهد یافت. یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، استفاده از مهاربندهای فولادی است. در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی که به کمک دو نوع مهاربند فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) تقویت شدند، تحت هفت رکورد زلزله نزدیک گسل با شدت‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفت. به این منظور دو قاب ده طبقه بتنی با پنج دهانه بر اساس روش آیین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند. جانمایی مهاربندها در دهانه‌های اول و پنجم می‌باشد. نتایج حاکی از آن است که تقویت قاب بتنی با استفاده از مهاربند CBF و EBF، ظرفیت تسلیم قاب را به ترتیب ۲/۳ و ۲ برابر افزایش می‌دهد. استفاده از مهاربند EBF در قاب بتنی تا ۷ برابر از میزان برش پایه وارد بر ساختمان نسبت به قاب CBF می‌کاهد. با تقریب مناسبی، تغییرمکان بام در قاب EBF در حوزه نزدیک گسل، کمتر از قاب CBF می‌باشد. همچنین رفتار نرم‌تر قاب EBF در برابر رکوردهای زلزله، باعث بالا رفتن ایمنی و سطح عملکرد قاب خمشی بتنی در سطح ایمنی جانی می‌شود.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۲-۰۸-۱۳۹۷
بازنگری: ۲۵-۰۸-۱۳۹۷
پذیرش: ۲۲-۰۹-۱۳۹۷
ارائه آنلاین: ۲۴-۰۹-۱۳۹۷

کلمات کلیدی:
قاب خمشی بتن‌آرمه،
مهاربند فولادی همگرا و واگرا،
تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)،
حوزه نزدیک گسل،
مقاوم‌سازی

۱- مقدمه

بررسی تاریخچه زلزله‌های اخیر کشور نشان می‌دهد که تقریباً هر ۱۰ سال یک زلزله مخرب باعث تخریب ساختمان‌ها و خسارت‌های جانی و مالی گسترده‌ای شده است. در این راستا، مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود به عنوان یک ضرورت مطرح گردید. مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه، با توجه به نوع سازه و شرایط معماری، میزان آسیب وارده و شرایط محیطی و امکان دسترسی به مصالح و اقتصاد طرح، به کمک روش‌های گوناگونی انجام خواهد پذیرفت. این روش‌ها در ساختمان‌های متداول عبارتند از ورق‌پوش‌کردن، زره‌پوش‌کردن بتنی و فولادی، افزودن دیوار برشی و استفاده از مهاربند فولادی در انتخاب روش‌های تقویت، افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه تقویت شده، از ضروریات طرح محسوب می‌شود. در ساختمان‌های بتن‌آرمه‌ای که دارای قاب خمشی و دیوار برشی بوده و نیازمند تقویت هستند، یکی از روش‌های ساده که کمتر نیاز به تخریب سطوح بتنی داشته و دارای سرعت اجرا و صرفه اقتصادی بهتری نسبت به روش‌های دیگر می‌باشد استفاده از مهاربند فولادی می‌باشد [۱].

جهت اجرای مهاربند در قاب بتن‌آرمه از دو روش متداول استفاده می‌گردد. در روش اول که مطمئن‌تر بوده و در سازه‌های مهم به کار می رود مهاربند فولادی ابتدا در داخل یک قاب فولادی قرار گرفته و سپس مجموعه‌ی مهاربند و قاب فولادی توسط بولت و اپوکسی در داخل قاب بتن‌آرمه نصب می‌شود. در روش دوم، که ساده‌تر می‌باشد مهاربند فولادی توسط طوقه فلزی و یا ورق و بولت مستقیماً به قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد. در این مقاله، به منظور بررسی رفتار غیرخطی قاب های بتن آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) واگرا (EBF) از روش دوم استفاده شده است.

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode دیدن فرمائید.

۲- تاریخچه تحقیقات

مطالعه و بررسی قاب‌های بتن‌آرمه که توسط مهاربند فولادی تقویت شده اند موضوع نسبتاً جدیدی بوده و مطالعات محدودی در این زمینه صورت پذیرفته است. گول و لی در سال ۱۹۹۰ مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده به وسیله مهاربند فولادی شکل‌پذیر را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق قاب بتن‌آرمه دو طبقه‌ای که در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی خسارت دیده بود به وسیله مهاربند فولادی و با مقیاس تقویت و ساخته شده و تحت بارهای رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفت. مهم‌ترین نتیجه این آزمایش، پایداری، وسیع بودن حلقه هیسترزیس و شکل‌پذیری عالی قاب تقویت شده بود [۲].

در سال ۱۹۹۴ ناطقی‌الهی مطالعه‌ای بر روی تقویت لرزه‌ای ساختمان هشت طبقه بتن‌آرمه به وسیله مهاربندهای فولادی انجام داد. در این تحقیق اطلاعاتی راجع به روش‌های تقویت و ملاحظات به کار گرفته شده به منظور تقویت ساختمان برای بارهای جانبی و قائم ارائه گردید [۳].

در سال ۱۹۹۵ ماهری و صاحبی بررسی آزمایشگاهی بر روی قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی انجام دادند. جهت انجام این مطالعه، چهار نمونه از قاب با مقیاس یک‌چهارم ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج این تحقیق نشان داد که شکست نهایی قاب و انهدام مهاربند کششی بر رفتار قاب حاکم است، به این معنی که مهاربند فولادی در جبهه اول مقابله با نیروی زلزله قرار گرفته و سپس بار را به قاب می‌دهد [۴و۵].

حاجی‌غفاری در سال ۱۳۷۶ مطالعه‌ای بر روی اندرکنش قاب و مهاربند فولادی در سازه‌های بتن‌آرمه برای تحمل نیروهای جانبی انجام داد. در این تحقیق تأثیر مهاربندهای فولادی X و K شکل برای تقویت قاب خمشی بتن‌آرمه بدون دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که در صورت استفاده از مهاربند فولادی در قاب بتن‌آرمه، باید از تنش مجاز طراحی $0.1F_y$ جهت طراحی مهاربند فولادی استفاده گردد که در این صورت مهاربندها ۷۵ درصد نیروی جانبی را می‌توانند جذب کنند [۶].

خیرالدین و شمخالی در سال ۲۰۰۱ بررسی رفتار مهاربندهای واگرا در قاب‌های بتن‌آرمه موجود را انجام دادند. نتایج تحقیق نشان داد که مهاربند واگرا برای ساختمان‌های بتن‌آرمه ۵ طبقه در تمامی طبقات مفید بوده و در صورتی که برای ساختمان‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه، مهاربندهای واگرا تا $e/L<0.5$ (e طول تیر رابط و L طول دهانه قاب) در طبقات پایین مفید بوده و در طبقات آخر ایجاد برش منفی می‌کند. همچنین نتایج نشان داد که نسبت های $0<e/L<0.25$ از لحاظ کاهش نیروی زلزله و تغییرمکان جانبی در هر سه تیپ، بهترین انتخاب می‌باشد [۷].

ماهری و حادیچ‌پور در سال ۲۰۰۳ یک برنامه آزمایشگاهی بر روی اتصالات مستقیم مهاربندهای ضربدری به گوشه قاب ترتیب دادند. آنان در این تحقیق روش پیچ و مهره کردن ورق‌های اتصال به اعضای بتنی و سپس جوش دادن ورق گاست به ورق‌های اتصال تیر و ستون را در سه شکل مورد بررسی قرار دادند. پژوهش آنان نشان داد که اتصال به وسیله پیچ‌های قلاب شده و کاشته شده در بتن و پیچ‌هایی که تا سمت دیگر عضو امتداد داده شده و به کمک ورق دیگری در آن سمت مهره شده‌اند اتصالات مناسبی بوده و سختی را افزایش می‌دهد. همچنین روش اتصال به وسیله ایجاد پخ بتنی در گوشه قاب، سختی کمتری نسبت به دو روش دیگر داشته و با توجه به مشکلات اجرایی استفاده از آن توصیه نمی‌شود [۸].

معصومی و تسنیمی در سال ۲۰۰۸ به بررسی جزئیات اتصالات مستقیم مهاربند به قاب بتنی پرداختند. برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مقاوم‌سازی‌شده با مهاربندهای فولادی یک برنامه آزمایش شامل ۸ نمونه قاب بتنی با مقیاس۱ به ۲/۵ با جزئیات یکسان طراحی شد. نمونه‌ها شامل دو قاب مهاربندی‌نشده (مقاوم‌سازی‌نشده) به عنوان کنترل نمونه‌ها و شش قاب مهاربندی‌شده و مقاوم‌سازی‌شده با بکارگیری ۵ نوع دیتایل (جزئیات) در اتصال بین قاب و مهاربند بود. با بررسی‌های انجام‌شده، آنان دریافتند که از میان پنج نوع جزئیات اتصال مهاربند به قاب، اتصال با پیچ و مهره به تیر و ستون سختی قاب را افزایش داده به طوری‌که می‌شود ادعا کرد این مدل برای ساختمان‌های کوتاه تا میان‌مرتبه مناسب است. اتصال پیچ و مهره به ستون مقاومت زیادی نداشته و زوال مقاومت در آن قابل ملاحظه است و تنها می‌تواند برای افزایش در مراحل اولیه به کار برده شود و چنین دیتایلی مناسب به نظر نمی‌رسد. دیتایل اتصال در قالب ژاکت بدون چسب بخاطر لغزش پوشش فولادی عملکرد مناسبی ندارد اما زمانی که ژاکت به وسیله چسب به قاب متصل می‌شود و هم‌چنین زمانی‌که المان اتصالی مهاربندهای فولادی و قاب در بتن به صورت

یک نبشی جایگذاری می‌شود، قاب عملکرد بهتری داشته و انرژی بیش‌تری جذب می‌شود [۹].

گودینز-دومینگز و تنا-کلونگا در سال ۲۰۱۰ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را جهت ارزیابی رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی شکل‌پذیر و مهاربند همگرای ویژه استفاده کردند. این محققان قاب‌های ۴ تا ۲۴ طبقه را به روش طراحی بر پایه ظرفیت و براساس آیین‌نامه‌های مکزیک طراحی کردند. طراحی قاب‌های خمشی، برای سهم‌های مختلف از برش پایه (۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصد) انجام گرفت و سیستم مهاربندی برای مابقی نیروی زلزله طراحی شد. بر اساس این پژوهش روش طراحی مناسب بوده و عملکرد قاب‌ها برای حالتی که قاب خمشی و مهاربندها به صورت جداگانه برای نیروی زلزله طراحی شدند، مناسب بود [۱۰].

با توجه به نبود اطلاعات کافی در مورد عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی بتنی با مهاربند فولادی، نه آیین‌نامه طراحی ایران و نه آیین‌نامه‌های مشهور بین‌المللی ضوابط ویژه‌ای برای طراحی این سیستم دوگانه در نظر نگرفته‌اند. همچنین کمتر محققینی این سیستم را به عنوان سیستم دوگانه خمشی-مهاربندی مورد بررسی قرار داده‌اند. در سال ۲۰۱۳ ملک‌پور و همکاران از روش طرح مستقیم بر پایه تغییرمکان برای طراحی سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فولادی معمولی استفاده کردند. نتایج این تحقیق نشان از قابل قبول بودن روش طراحی داشته و قاب‌های طراح شده ضوابط سطح بهره‌برداری ایمنی جانی را برآورده می‌کردند [۱۱].

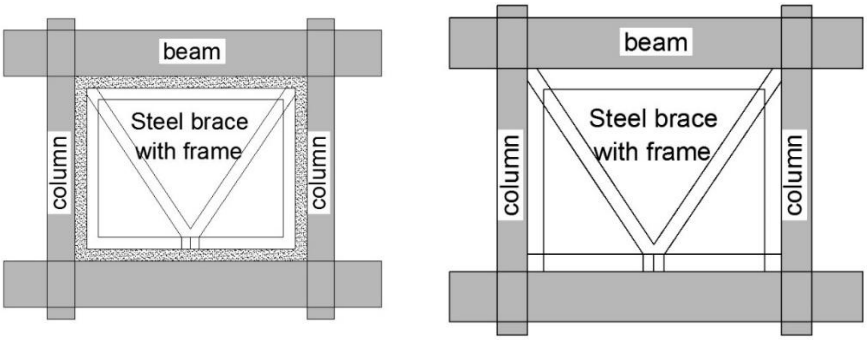
تعیین ضریب رفتار سیستم دوگانه مهاربند ضربدری و قاب بتنی و همچنین مهاربند زانویی و قاب بتنی توسط ماهری و اکبری در سال ۲۰۰۳ با انجام تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی انجام شد. مطالعه مشابه توسط همین محققین بر روی قاب بتنی با مهاربند شورون در سال ۲۰۱۱ نیز ارائه شده است. از آنجایی که تعیین سهم هر یک از دو سیستم مهاربندی و قاب خمشی از نیروی زلزله جزو مهم‌ترین موارد در طراحی سیستم دوگانه به حساب می‌آید. در این مطالعات، محققین دو سیستم را بصورت جداگانه و برای درصدهای مختلف از برش پایه طراحی کردند. نتایج، عملکرد مناسب قاب مهاربندی را در حالتی نشان داد که نیروی زلزله بطور مساوی بین دو سیستم تقسیم شده بود، یعنی حالتی که قاب خمشی برای ۵۰٪ نیروی زلزله و سیستم مهاربندی برای ۵۰٪ نیروی زلزله طراحی شدند.

در این تحقیق‌ها عدد دقیقی برای ضریب رفتار سیستم دوگانه ارائه نشد و بسته به شکل‌پذیری سازه‌ها ضرایب رفتار مختلفی پیشنهاد گردید [۱۲و۱۳].

معصومی و آبسالان در سال ۲۰۱۳ اندرکنش بین سیستم مهاربندی قاب خمشی بتنی را در سیستم دوگانه بررسی کردند. نتایج این مطالعه اندرکنش بسیار مناسب دو سیستم و عملکرد بسیار خوب سیستم دوگانه را نشان داد [۱۴].

اسکندری و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بتنی با مهاربند فولادی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل پرداختند. برای این منظور قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی شدید بر اساس روش آیین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. جهت در نظر گرفتن خصوصیات مختلف زلزله‌های نزدیک گسل، ۱۰ رکورد با خصوصیات رو به پارگی گسل و ۱۰ رکورد با خصوصیات حرکت پرتابی انتخاب و نتایج با مشاهدات حاصل از ۱۰ رکورد حوزه دور مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که روش طراحی بکار گرفته شده مناسب بوده و هر دو سیستم خمشی مهاربندی عملکرد قابل قبولی داشتند. برای هر دو سیستم دوگانه زلزله‌های حوزه نزدیک، بخصوص با خصوصیت رو به پارگی گسل، خطرناک‌تر بوده و برخی از رکوردهای این حوزه تغییرمکان‌های نسبتاً شدیدی در سازه‌ها ایجاد می‌کردند. با توجه به میانگین نتایج، برای قاب کوتاه مرتبه سیستم خمشی با مهاربندی همگرای ویژه عملکرد نسبتاً بهتری داشت، در حالی که برای قاب‌های متوسط و بلندمرتبه عملکرد مطلوب‌تر مربوط به سیستم خمشی با مهاربندی کمانش‌ناپذیر بود. همچنین در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای قاب خمشی با مهاربندی همگرای ویژه، نتایج مربوط به تمامی رکوردهای حوزه دور و نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی بسیار شبیه بوده و دارای پراکندگی کمی است. ولی برای رکوردهای حوزه نزدیک رو به پارگی گسل پراکندگی نتایج نسبت به دو دسته دیگر بیشتر بوده بطوری که نسبت تغییرمکان بین طبقه‌ای برای رکوردهای این گروه در طبقه دوم بین ۰/۶۸ تا ۲/۰۴ درصد متغیر است [۱۵].

با مطالعه تحقیقات گذشته در زمینه کاربرد مهاربند فولادی در قاب‌های بتنی و با توجه به خلأهای تحقیقاتی موجود، در این مقاله به منظور نوآوری، به بررسی عملکرد دو قاب بتن‌آرمه ۱۰ طبقه که



الف) حالت ۱ ب) حالت ۲

شکل ۱. روش اتصال غیر مستقیم [۱۶]
Fig. 1. Indirect connection method

به کمک مهاربندهای CBF و EBF تقویت شده‌اند به کمک تحلیل دینامیکی فزاینده و پوش‌اور پرداخته شد. هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله در حوزه نزدیک گسل با شدت‌های مختلف قرار گرفته و تغییرمکان، دریفت، برش پایه و سطح عملکرد قاب‌ها با یکدیگر مقایسه و مزایای هر یک بررسی شد.

۳- روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتنی به کمک مهاربند فولادی

در مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی، نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی، از جمله موارد مهم و اساسی به شمار می‌رود، بطوری که عملکرد خوب مهاربند بستگی به نحوه اتصال آن دارد. به دو روش غیرمستقیم و مستقیم مهاربند به قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد [۱۶].

۳-۱- قاب فولادی مهاربندی‌شده محصور در قاب بتنی (روش اتصال غیر مستقیم)

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتن‌مسلح در برابر نیروهای جانبی و به ویژه زلزله، استفاده از مهاربندهای فولادی است. پژوهش‌های انجام‌شده برای مقاوم‌سازی این قبیل سازه‌ها از اوایل دهه ۸۰ میلادی شروع شده و در اکثر موارد از مهاربندی بصورت غیرمستقیم و با واسطه یک قاب فولادی محصور در قاب بتنی استفاده شده است [۱۶].

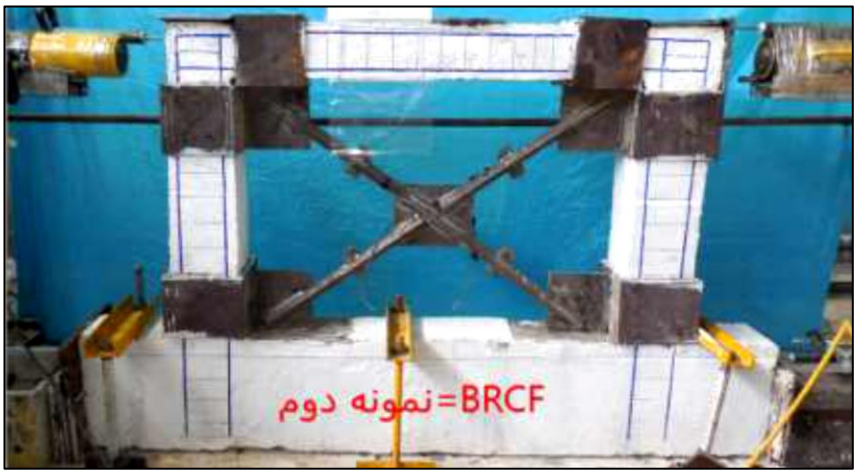
در روش غیر مستقیم، مهاربندها در داخل یک قاب فولادی قرار گرفته و قاب فولادی به دو روش به قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد. در روش اول در صورتی که سطح بتن تیر و ستون قاب بتنی صاف و مسطح باشد، قاب فولادی مستقیماً توسط چسب اپوکسی یا رزین به قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد (شکل ۱- الف). در حالت دوم ابتدا یک فاصله بین قاب بتنی و فولادی ایجاد می‌شود. سپس در داخل تیر و ستون بتن‌آرمه یک سری بولت یا میلگرد زبانه‌ای کاشته می‌شود. همچنین یک سری برش‌گیر یا آرماتور به قاب فولادی نیز جوش می‌شوند. سپس در محل فاصله یک خاموت دورپیچ یا اسپیرال قرار گرفته و در نهایت فاصله خالی با ملات منبسط‌شونده پر می‌شود (شکل ۱- ب). این عمل منجر به افزایش مقاومت قاب تا حد قابل ملاحظه‌ای می‌گردد. این روش برای قاب‌های بتنی با مقاومت مشخصه پایین بتن مناسب‌تر است [۱۶].

۳-۲- روش اتصال مستقیم

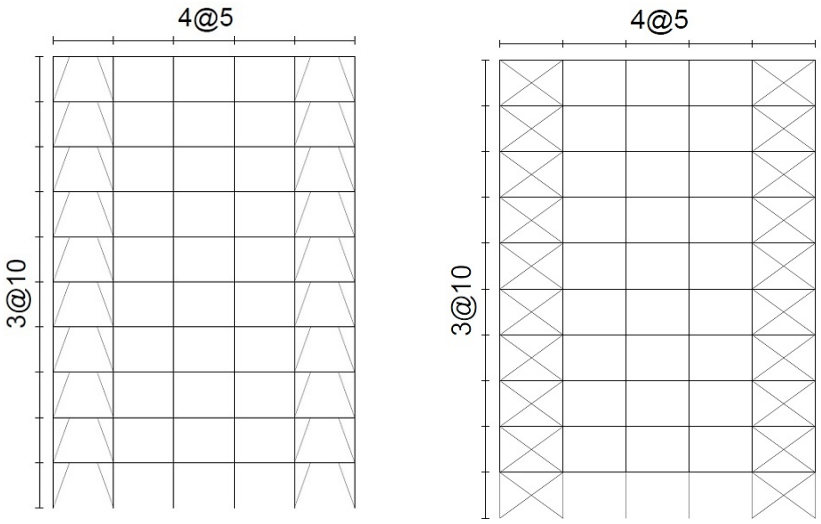
در این روش مهاربند فولادی مستقیماً به قاب بتن‌آرمه متصل می‌شود. این روش خود به دو صورت استفاده از ورق و بولت و استفاده از طوقه (جلیقه) قابل اجرا می‌باشد و بیشتر در داخل کشور استفاده می‌شود. نمونه‌ای از استفاده مهاربند فولادی در قاب بتن‌آرمه در شکل ۲ آورده شده است [۱۶].

۴- جزئیات قاب‌ها و طراحی

در این تحقیق، دو قاب بتن‌آرمه ۱۰ طبقه که دارای پنج‌دهانه ۴ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد در نظر گرفته شده است که توسط مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) در



شکل ۲. روش اتصال مستقیم مهاربند فولادی به قاب بتن‌آرمه [۱۶]
Fig. 2. Method of direct connection of steel brace to reinforced concrete frame



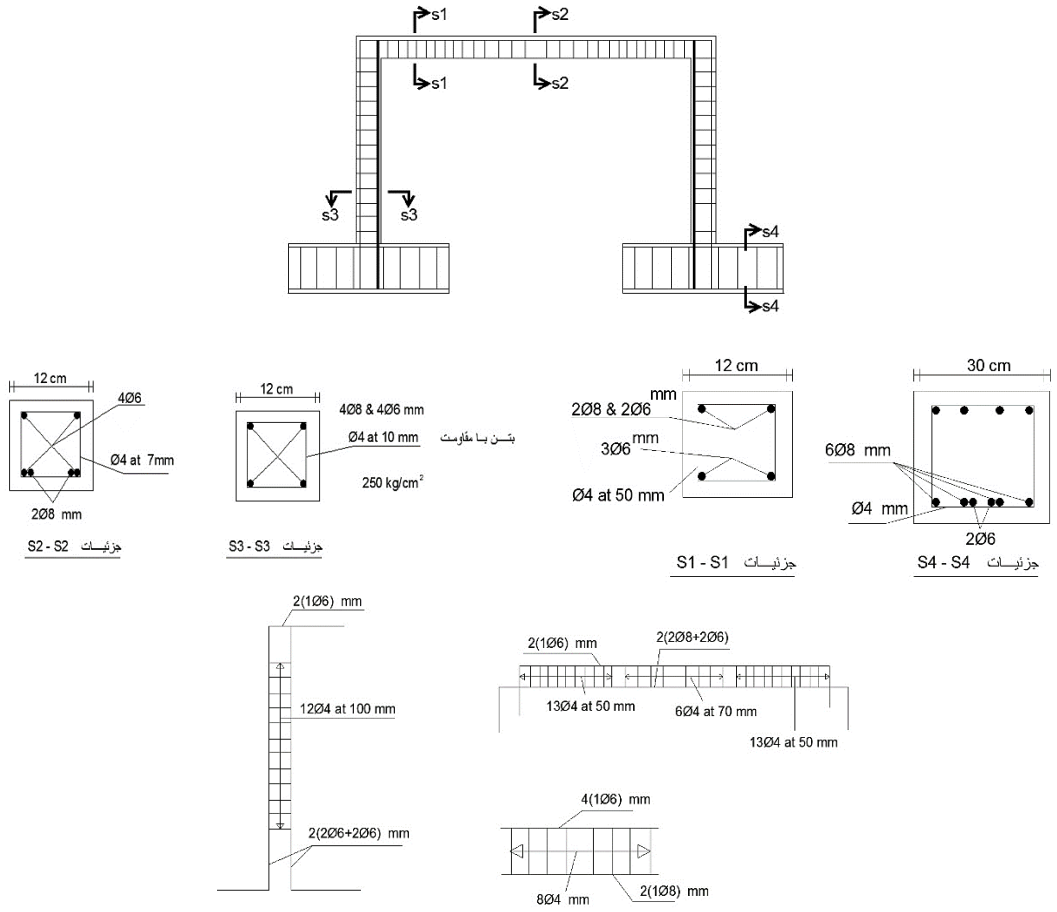
الف: نمای کلی قاب بتنی با مهاربند همگرا (CBF) ب: نمای کلی قاب بتنی با مهاربند واگرا (EBF)

شکل ۳. نمای کلی قاب‌های مورد مطالعه
Fig. 3. Overview of the frames under study
A: Overview of concrete frame with divergent bracing (CBF) (B: Overview of concrete frame with divergent bracing) EBF

دهانه‌های اول و آخر تقویت شده‌اند. شکل ۳ نمای کلی قاب‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با مهاربند فولادی را نشان می‌دهد. به علت کاربردی بودن طرح، ابعاد و دهانه‌ها واقعی و سازه متقارن در نظر گرفته شده است. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده کف، بار معادل پارتیشن و بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۶۵۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.

مقاومت فشاری بتن برابر ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش تسلیم فولادهای اصلی و خاموت‌ها به ترتیب ۳۰۰۰ و ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری، از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و برای بار زلزله از روش شبه استاتیکی استفاده شده و ابتدا کل برش پایه محاسبه و سپس به نسبت وزن در طبقات پخش شده است. برای طراحی اعضای بتن‌آرمه از آیین‌نامه ACI و برای اعضای فولادی از آیین‌نامه AISC استفاده شده است. همچنین خاک در نظر گرفته شده در این تحقیق از نوع دو می‌باشد.

برای طراحی، ابتدا کلیه قاب‌ها در نرم افزار ETABS 2015 طراحی شده و پس از تعیین مقاطع تیرها و ستون‌ها، به کمک مهاربندهای از نوع قوطی (BOX)، در نرم افزار OpenSees مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفتند.



شکل ۴. جزئیات هندسی و نحوه آرماتورگذاری قاب یک‌دهانه تست‌شده توسط معصومی و تسنیمی [۹]

Fig. 4. Geometric details and reinforcement method of Mashadi and Tasnimi

۵- صحت‌سنجی مدل‌سازی

برای کنترل دقت و اطمینان از فرآیند مدل‌سازی و تحلیل قاب‌ها در نرم‌افزار، به کمک قاب یک‌دهانه یک‌طبقه که توسط معصومی و تسنیمی در سال ۱۳۷۶ آزمایش شد، صحت‌سنجی گردید [۹]. برای مدل کردن قاب خمشی مورد نظر از ۲۰۸ المان چهارگرهی استفاده شده که این نوع المان چهارگرهی برای المان‌های تیر رفتار خوبی را بروز می‌دهد. به علت تغییر ضخامت ستون‌ها و تیرها با فونداسیون، ۲ لایه بتن برای فونداسیون به کار رفته است. ارتفاع قاب ۱۰۰ سانتی‌متر و دهانه قاب ۱۸۰ سانتی‌متر می باشد. بتن استفاده شده با مقاومت ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. جزئیات هندسی و نحوه فولادگذاری قاب یک‌دهانه تست شده توسط معصومی و تسنیمی [۹] در شکل ۴ آورده شده است.

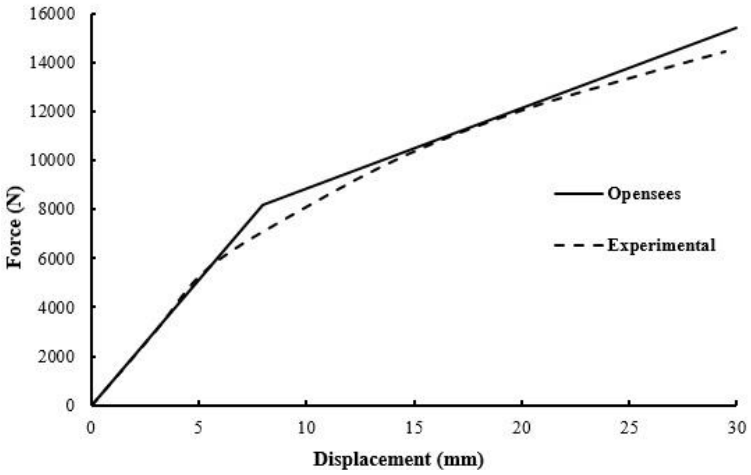
پس از آنالیز سازه، منحنی بار-تغییرمکان برای این قاب در دو حالت آزمایشگاهی و عددی در شکل ۵ با هم مقایسه شده‌اند. شکل ۵، مقایسه رفتار قاب بتن‌آرمه در دو حالت آزمایشگاهی و عددی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، نتایج از انطباق مناسبی برخوردار است. به عنوان مثال بار نهایی در حالت آزمایشگاهی ۱۵/۴ کیلونیوتن بوده در حالی‌که بار نهایی در حالت عددی برابر ۱۴/۴ کیلونیوتن می‌باشد که حاکی از حدود ۷ درصد خطا می‌باشد.

در برنامه OpenSees دو نوع المان تیر-ستون غیرخطی وجود دارد:

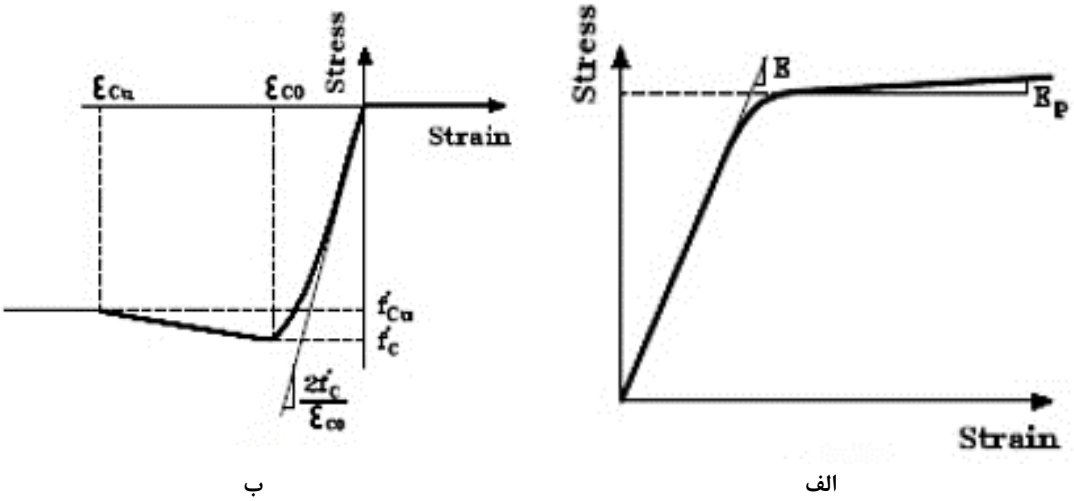
الف) المان بر مبنای کنترل نیرو: این المان‌ها جرم را گسترده لحاظ می‌کنند، که البته فرمولاسیون پیشرفته‌ای دارد که امکان واگرایی را افزایش می‌دهد. این المان به دو دسته زیر تقسیم می‌شود:

* المان با امکان پلاستیک در سراسر المان
* المان پلاستیسیته متمرکز با المان میانی الاستیک

ب) المان بر مبنای کنترل تغییرمکان: المان‌های بر مبنای کنترل، تغییرمکان فرمولاسیون راحت‌تری دارند اما حتما نیاز به مش‌بندی



شکل ۵. صحت‌سنجی مطالعه عددی با آزمایشگاهی
Fig. 5. Validation of numerical study with field test

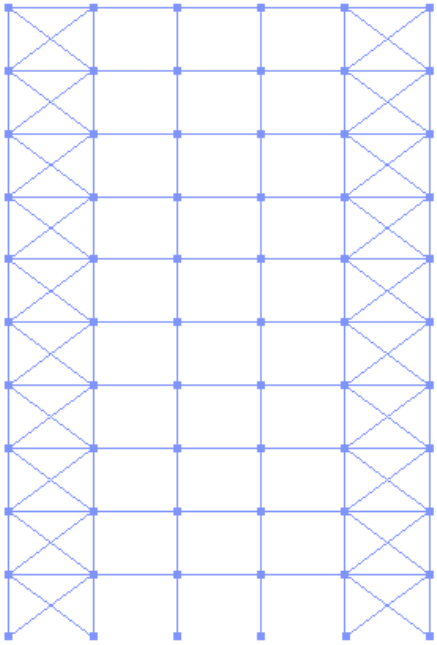


شکل ۶. منحنی تنش-کرنش الف) فولاد ب) بتن جهت مدل‌سازی المان بتنی [۱۷]
Fig. 6. Stress-strain curve a (steel b) concrete to model the concrete element

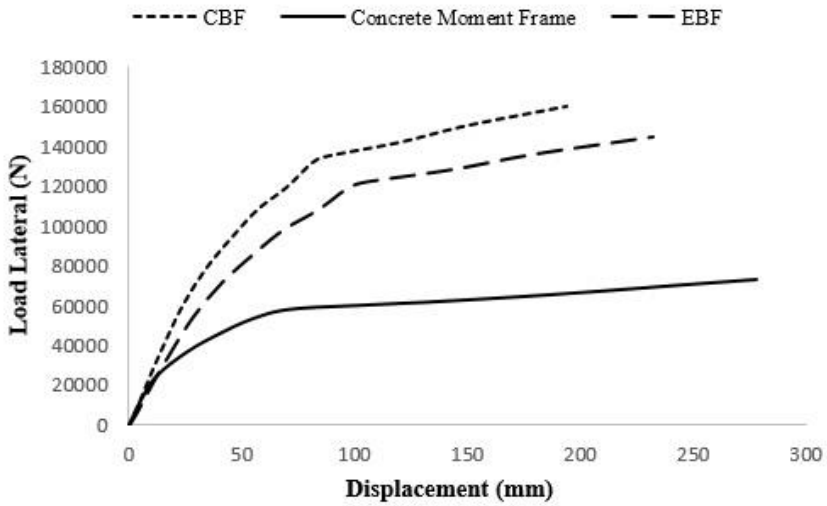
المان دارند.

در مدل سازی المان‌های قاب (تیر و ستون) از المان تیر-ستون غیرخطی با مقطع رشته‌ای بر مبنای کنترل نیرو که اثرات غیر الاستیک در سراسر المان (پلاستیسیته گسترده) توزیع می‌شود، استفاده شده است که به جای اینکه پلاستیک شدن مصالح را در نقاط خاصی از سازه (مانند نقاطی در تیر، که نزدیک ستون است) در نظر بگیرد، پلاستیک شدن مصالح را به صورت توزیع یافته در همه طول المان در نظر می‌گیرد. در این تحقیق مقطع هر المان بتنی از سه قسمت میلگرد، بتن محصورنشده و بتن محصورشده تشکیل شده است. تعداد نقاط گوسی نیز برای انتگرال‌گیری در طول هر المان باید معرفی گردد که در مدل‌سازی‌های انجام گرفته در این تحقیق، تعداد نقاط گوسی برابر ۱۸ در نظر گرفته شده است.

جهت مدل‌سازی رفتار فولاد میلگردها از مصالح Steel02 (شکل ۶-الف) و همچنین برای هر دو نوع بتن محصورشده (هسته) و محصورنشده (پوشش) از مصالح Concrete01 (شکل ۶-ب) استفاده شده است [۱۷]. منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده بر اساس مدل مندر تعیین شده است [۱۸]. در شکل ۷ تصویر مدل ساخته شده در نرم افزار OpenSees نشان داده شده است.



شکل ۷. مدل ساخته شده در OpenSees
Fig. 7. Model built into OpenSees



شکل ۸. مقایسه منحنی پوش‌آور قاب‌ها
Fig. 8. Comparison of frame cover curves

۶- نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور قاب‌ها

نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور بدست آمده از قاب‌ها در شکل ۸ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، شیب ناحیه خطی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه تقویت‌شده با مهاربندهای فولادی CBF و EBF بیشتر از قاب خمشی بتن‌آرمه می‌باشد. همچنین ظرفیت تسلیم قاب خمشی بتن‌آرمه برابر ۳۵ کیلونیوتن و ظرفیت تسلیم قاب‌های CBF و EBF به ترتیب برابر ۸۰ و ۷۱ کیلونیوتن می‌باشد. همچنین حداکثر ظرفیت قاب بتنی و قاب CBF و EBF نیز به ترتیب برابر ۷۳، ۱۶۰ و ۱۴۵ کیلونیوتن می‌باشد و از این مقدار به بعد، سازه شروع به ترک‌خوردن کرده تا منهدم شود. با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربندهای فولادی، از مقدار تغییرمکان قاب کاسته شد. ضریب شکل‌پذیری قاب بتنی و قاب با مهاربند CBF و EBF به ترتیب برابر

جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخابی برای انجام تحلیل IDA
Table 1. Specifications of selected records for IDA analysis

ردیف	ایستگاه	نام زلزله	سال وقوع	بزرگی (ریشتر)	عمق زلزله (کیلومتر)	PGA (g)
۱	Chuetsu-Oki	Kashiwazaki NPP_ Unit 1: ground surface	۲۰۰۷	۶/۸	۱۱/۰	۰/۹۰۹
۲	Riito	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۳/۷۱	۰/۳۹
۳	Cerro Prieto Geothermal	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۱/۰	۰/۲۸۸
۴	Michoacan De Ocampo	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۶/۰	۰/۵۳۸
۵	Gilroy Array #4	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۱۴/۳۴	۰/۴۱۹
۶	Morgan Hill	Morgan Hill	۱۹۸۴	۶/۱۹	۱۱/۵۴	۰/۳۴۹
۷	Jiashi	Northwest China-03	۱۹۹۷	۶/۱	۱۷/۷۳	۰/۳

۱۵/۵۹، ۵/۶۴ و ۵/۶۵ و میزان جذب انرژی هر یک نیز به ترتیب برابر ۱۵/۲، ۲۱/۷ و ۲۳/۶ کیلونیوتن‌متر می‌باشد. بنابراین با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربند CBF و EBF، ضریب شکل‌پذیری تا ۳ برابر کاهش و ظرفیت جذب انرژی تا حدود ۵۰ درصد افزایش خواهد یافت.

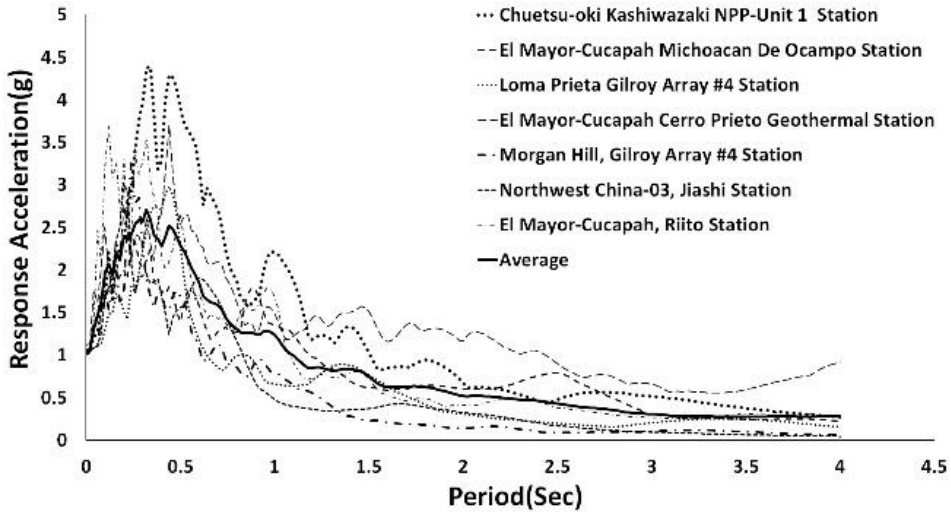
۷- تحلیل غیرخطی قاب‌ها

به منظور انجام تحلیل IDA بر روی قاب‌ها، تعداد ۷ رکورد زلزله در حوزه نزدیک گسل مطابق جدول ۱ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که طبق تحقیقات کالکان و کوناس در سال ۲۰۰۷، زلزله‌هایی که فاصله وقوع آن ها از ایستگاه ثبت رکورد کمتر از ۲۳/۵ کیلومتر باشد، زلزله حوزه نزدیک گسل و برای مقادیر بین ۲۳/۵ تا ۸۵ کیلومتر، زلزله حوزه دور از گسل در نظر گرفته می‌شود. بنابراین دو قاب بتنی ده‌طبقه با پنج‌دهانه که در دهانه‌های اول و آخر با مهاربندهای فولادی CBF و EBF مقاوم‌سازی شده‌اند، تحت ۷ رکورد زلزله تحت تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) قرار گرفتند. تحلیل‌های انجام‌شده به روش اجزاء محدود و با فرض مدل FiberSection انجام شدند.

هر زمین‌لرزه مشخص‌کننده خصوصیات همان ساختگاهی است که زلزله در آن رخ داده است، به همین علت شتابنگاشت‌های مورد استفاده را باید با توجه به طیف منطقه مورد مطالعه به مقیاس در آورد. به منظور به مقیاس درآوردن شتابنگاشت‌ها از روش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی ایران استفاده شده است. به این منظور، شتابنگاشت‌های متناسب با شرایط ساختگاه باید طوری اصلاح شوند که طیف آن‌ها در دوره تناوب ۰/۱ تا ۳ ثانیه با طیف طرح استاندارد برای سطح خطر مشخص هم‌خوانی داشته باشد. به این منظور طیف طرح استاندارد برای سطح خطر یک در مناطق با سطح لرزه‌خیزی مختلف به همراه طیف پاسخ زمین‌لرزه مورد نظر در یک دستگاه ترسیم شده و سپس ضریب مقیاس به نحوی تعیین شده که مساحت زیر منحنی طیف پاسخ زمین‌لرزه با طیف طرح در محدوده ۰/۱ تا ۳ ثانیه تقریباً مطابقت نماید. در شکل ۹ نمودار طیف پاسخ شتاب تمامی شتابنگاشت‌های درنظر گرفته شده به همراه مقدار متوسط آنها نمایش داده شده است.

۸- نتایج و بحث

پس از آنالیز سازه در نرم افزار Opensees، منحنی دریفت-طبقه برای هر رکورد زلزله در شکل‌های ۱۰-الف الی ۱۰-چ نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۱۰-الف پیداست، بطور کلی تحت رکورد زلزله chuetsuoki0909g دریفت قاب با مهاربند EBF در همه طبقات بیش از دریفت قاب با مهاربند CBF بوده، بطوری که بیشترین دریفت در طبقه هفتم رخ داده است. مقدار دریفت طبقه هفتم قاب EBF تقریباً ۱/۶ برابر قاب CBF است. بنابراین در رکورد زلزله chuetsuoki0909g ، قاب EBF شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان داده است. در هر دو قاب از طبقه هفتم تا دهم، از مقدار دریفت کاسته شده که این مقدار در قاب EBF بسیار بیشتر می‌باشد.



شکل ۹. طیف پاسخ شتاب رکوردها و متوسط آن‌ها
Fig. 9. Acceleration response spectrum of records and their average

همانطور که از شکل ۱۰-ب پیداست، تحت رکورد زلزله elmayorcucapah0538g دریفت طبقه اول در هر دو قاب تقریباً با یکدیگر برابر بوده اما از طبقات دوم به بعد، دریفت زیاد شده و سپس در قاب EBF و CBF به ترتیب از طبقات هفتم و نهم به بعد روند کاهشی را طی نموده است. بیشترین مقدار دریفت در قاب EBF تقریباً ۱/۴۵ برابر بیشترین مقدار دریفت در قاب CBF می باشد. در طبقه دهم مقدار دریفت در قاب CBF کمتر از قاب EBF شده است، با وجود اینکه در رکورد زلزله chuetsuoki0909g این مقدار برعکس است.

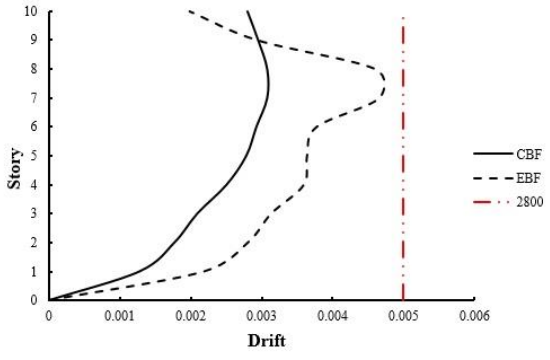
همانطور که از شکل ۱۰-پ مشخص است، تحت رکورد زلزله elmayorcucapahcerroprieto0288g نتایج کمی متفاوت از دو رکورد قبلی می‌باشد. دریفت قاب CBF تا طبقه چهارم بیشتر از قاب EBF بوده و از طبقه پنجم الی نهم برعکس شده و مجدداً در طبقه دهم مقدار دریفت قاب CBF بیشتر از قاب EBF شده است. حداکثر دریفت در قاب‌های CBF و EBF در طبقه هفتم رخ داده است، بطوری که این مقدار در قاب EBF تقریباً ۱/۵ برابر قاب CBF می‌باشد.

همانطور که از شکل ۱۰-ت مشاهده می‌شود، تحت رکورد زلزله elmayorcucapahriito039g تا طبقه پنجم تقریباً دریفت قاب‌های CBF و EBF با یکدیگر برابر بوده اما در طبقات بالاتر دریفت قاب EBF بیشتر می‌باشد، بطوری که در طبقه هشتم به بیشترین مقدار خود می‌رسد. حداکثر دریفت قاب EBF حدود ۱/۵ برابر حداکثر دریفت قاب CBF می‌باشد، اما در طبقه دهم دریفت آن‌ها تفاوت چندانی با هم ندارد.

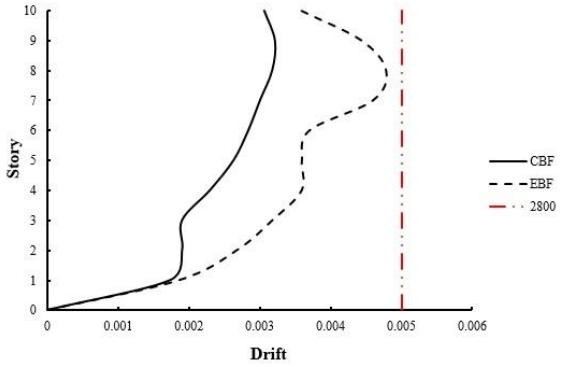
با توجه به شکل ۱۰-ث، تحت رکورد زلزله lomaprietagilroyarray0419g تا طبقه ششم تقریباً دریفت قاب‌ها با هم برابر می‌باشد. حداکثر دریفت در قاب‌ها در طبقه هشتم رخ داده و دریفت قاب EBF حدود ۱/۳ برابر قاب CBF می‌باشد. با توجه به شکل ۱۰-ج، تحت رکورد زلزله morganhillgilroyarray0349g در قاب CBF با افزایش طبقات، دریفت تغییر چندانی نکرده و بصورت قائم رو به بالا می‌رود. اما در قاب EBF بیشترین دریفت در طبقه اول رخ داده که حدود ۴ برابر قاب CBF می‌باشد. همچنین در همه طبقات دریفت قاب EBF بیشتر می‌باشد.

با توجه به شکل ۱۰-چ، تحت رکورد زلزله northwestchina3jiashi03g بیشترین دریفت قاب‌ها در طبقه نهم رخ داده که این مقدار در قاب EBF حدود ۱/۱ برابر قاب CBF می‌باشد.

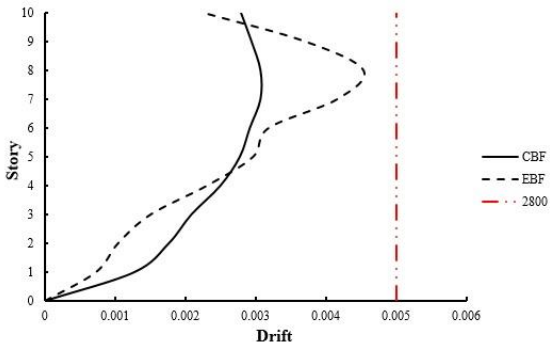
بنابراین به عنوان جمع‌بندی می‌توان گفت که، دریفت قاب‌ها تحت تمامی رکوردهای بررسی شده با توجه به سختی‌ای که مهاربند ایجاد می‌نماید، همگی در محدوده مجاز استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران قرار گرفته و از سطح عملکرد مناسبی برخوردار می‌باشند. به بیان دیگر در تمامی حالات، قاب‌ها در محدوده قبل از رسیدن به حد مجاز



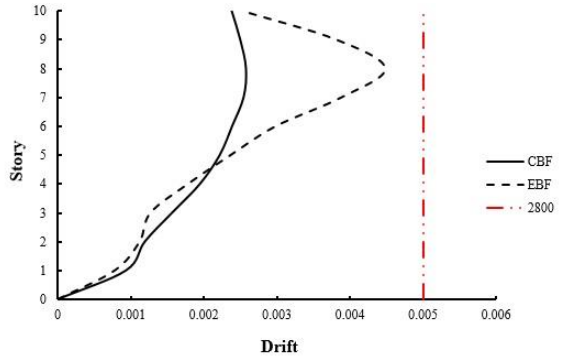
الف: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد chuetsuoki0909g



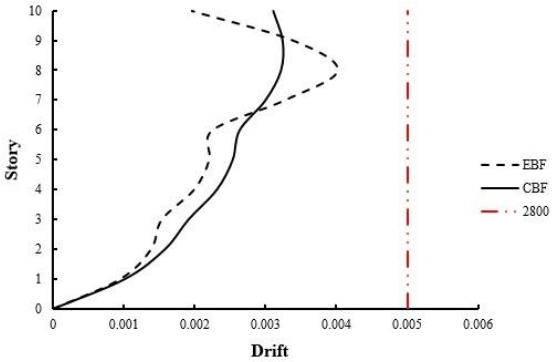
ب: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapah0538g



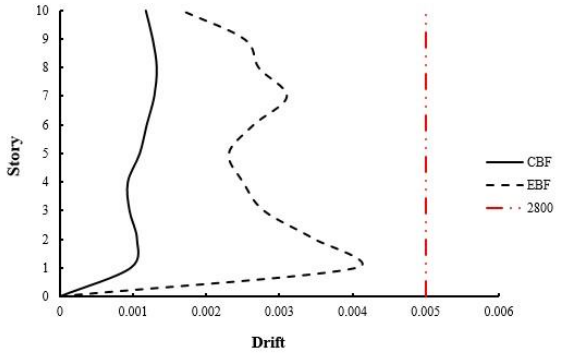
پ: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapahcerroprieto0288g



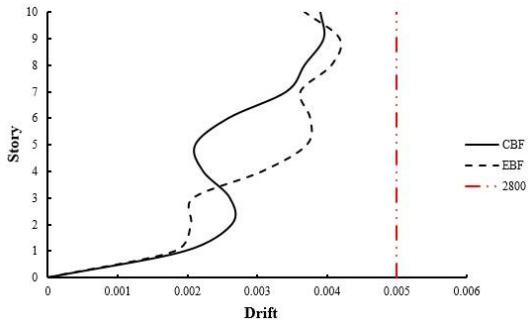
ت: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapahriito039g



ث: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد lomaprietagilroyarray0419g



ج: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد morganhillgilroyarray0349g



چ: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد northwestchina3jiashi03g

شکل ۱۰. منحنی دریفت طبقات تحت رکورد زلزله‌های مختلف

Fig. 10. Drift curve of floors under the record of different earthquakes

دریفت خود عمل می‌نمایند که بطور کلی به علت وجود ناحیه تیر میانی در سیستم با مهاربندی واگرا، رفتار این نوع از سیستم عملکرد نرم‌تری نسبت به سیستم با مهاربند همگرا برخوردار است.

با توجه به شکل ۱۱-الف تحت رکورد زلزله chuetsuoki0909g و با شدت‌های مختلف می‌توان گفت، تا شدت زلزله ۰.۸g تغییرمکان بام قاب‌های EBF و CBF رو به افزایش بوده و تا مقدار ۰/۳۷ متر می‌رسد. از شدت زلزله ۰.۹g تا ۱,۵g در قاب CBF تغییر چندانی در تغییرمکان بام رخ نداده اما در قاب EBF کاهش یافته و رفتار نرم‌تری از خود نشان داده است. با تقریب مناسبی می‌توان گفت که تغییرمکان بام هر دو قاب در شدت 1.5g با هم برابر است.

با توجه به شکل ۱۱-ب تحت رکورد زلزله elmayorcucapah0538g در همه شدت‌ها، تغییرمکان بام قاب EBF بیشتر بوده بطوری که وقتی به شدت 0.5g و 1.5g می‌رسد در حدود ۱/۳ برابر تغییرمکان قاب CBF می‌باشد. با توجه به شکل ۱۱-پ و ۱۱-ت می‌توان گفت که عملکرد قاب‌های CBF و EBF تحت رکوردهای زلزله elmayorcucapahcerroprieto0288g و elmayorcucapahriito039g تقریباً برابر می‌باشند. بطوری که تا شدت ۰.۵g تغییرمکان بام رو به افزایش بوده و سپس تغییر چندانی نکرده است. قاب EBF رفتار نرم‌تری نسبت به قاب CBF از خود نشان داده است.

با توجه به شکل ۱۱-ث تحت رکورد زلزله lomaprietagilroyarray0419g با شدت‌های مختلف، تا شدت ۰.۴g تغییرمکان بام قاب‌ها با یکدیگر برابر بوده و با شیب یکسانی به مقدار ۰/۳۴ می‌رسد. اما از شدت ۰.۵g تا ۱.۵g تغییرمکان بام قاب CBF بیشتر از تغییرمکان قاب EBF می‌باشد و به صورت قائم و با تغییرات کمی نمودار را طی می‌کند. نهایتاً در شدت 1.5g مقدار تغییرمکان بام قاب EBF کمتر می‌شود.

با توجه به شکل ۱۱-ج تحت رکورد زلزله morganhillgilroyarray0349g، تغییرمکان بام قاب CBF تا شدت ۰.۴g رو به افزایش و سپس بصورت سینوسی کاهش می‌یابد. اما تغییرمکان بام قاب EBF تا شدت ۰.۳g افزایش و سپس با گام‌های بزرگتر و نرم‌تری نسبت به قاب CBF بصورت سینوسی تغیر می‌کند. نهایتاً در شدت 1.5g تغییرمکان بام قاب CBF حدود ۲ برابر قاب EBF می‌باشد، که نشان از عملکرد مطلوب قاب EBF در برابر زلزله می‌باشد.

با توجه به شکل ۱۱-چ می‌توان گفت که تحت رکورد زلزله northwestchina3jiashi03g، تغییرمکان بام هر دو قاب تقریباً مشابه یکدیگر بوده و پیوسته رو به افزایش است، نهایتاً تغییرمکان بام ها به حدود ۰/۳۵ متر می‌رسد. در نتیجه با توجه به نتایج بدست آمده از اشکال ۱۱-الف الی ۱۱-چ می‌توان بیان نمود که تقریباً تا شدت زلزله ۰.۴g، تغییرمکان بام هر دو قاب با یکدیگر برابر می‌باشد و پس از آن قاب EBF با رفتار نرم‌تری نسبت به قاب CBF عمل می‌کند. همچنین با توجه به اینکه در قاب‌های CBF تغییرمکان بام دچار تغییرات زیادی می‌شود و رفتار نوسانی دارد، لذا در برابر زلزله از سطح ایمنی و عملکرد پایین‌تری نسبت به قاب EBF برخوردار می‌باشد.

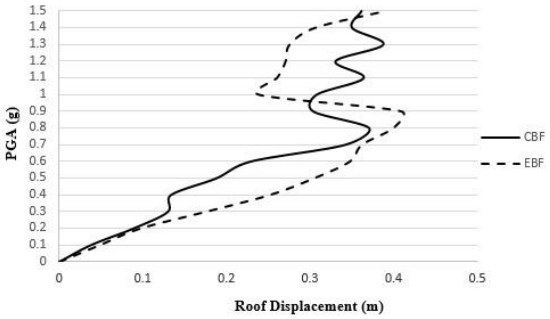
بنابراین به عنوان جمع‌بندی کلی می‌توان به این نکته اشاره نمود که، با توجه به اینکه تغییرمکان بام قاب با مهاربندی همگرا در شدت زلزله‌های اولیه بیشتر از قاب با مهاربندی واگرا بوده، لذا می‌توان این تأثیرات را شدت‌های زلزله بعد هم مشاهده نمود، به طوری که تغییرمکان بام سیستم مهاربندی همگرا در شدت زلزله 1.5g به مرز حدود ۳۵٪ بیشتر از تغییرمکان بام سیستم با مهاربندی واگرا می‌رسد.

همچنین در شکل ۱۲ برش پایه وارد بر ستون طبقه اول برای دو سیستم قاب خمشی بتنی با مهاربند همگرا و واگرا با یکدیگر مقایسه شده است. شماره ستون‌های ۱ الی ۶ برابر با ستون‌های طبقه اول واقع در پای سازه است، چرا که قاب‌ها دارای ۵ دهانه می‌باشند. در شکل ۱۲ برش پایه وارد بر ستون طبقه اول برای قاب خمشی بتنی، با مهاربند همگرا و واگرا با یکدیگر مقایسه شده است. شماره ستون‌های ۱ الی ۶ برابر با ستون‌های طبقه اول واقع در پای سازه است، چرا که قاب‌ها دارای ۵ دهانه می‌باشند.

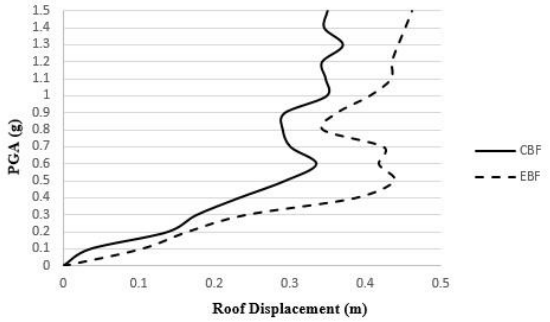
همانطور که از شکل ۱۲ مشخص است، استفاده از مهاربند واگرا در قاب خمشی بتنی، تا حدود ۷ برابر از میزان برش پایه سازه می‌کاهد. بنابراین ساختمان‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی EBF عملکرد بهتری نسبت به ساختمان‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی CBF در برابر زلزله دارند. همچنین طبق فرضیات در نظر گرفته شده در این مقاله، وجود مهاربند به منظور مقاوم‌سازی قاب بتنی، مقدار برش پایه را افزایش داده است.

۹- مقایسه سطح عملکرد قاب‌ها

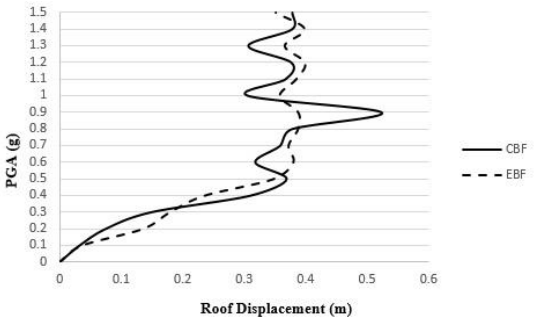
به منظور ارزیابی میزان خرابی و سطح عملکرد هر یک از قاب‌ها،



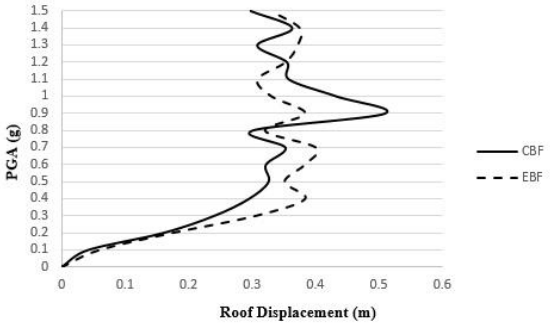
الف: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
chuetsuoki0909g



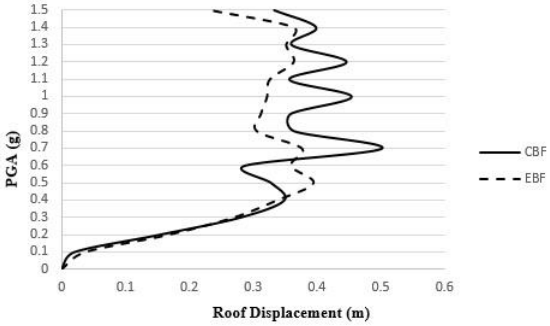
ب: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
elmayorcucapah0538g



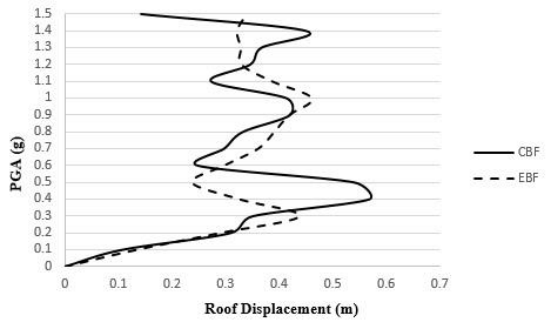
پ: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
elmayorcucapahcerroprieto0288g



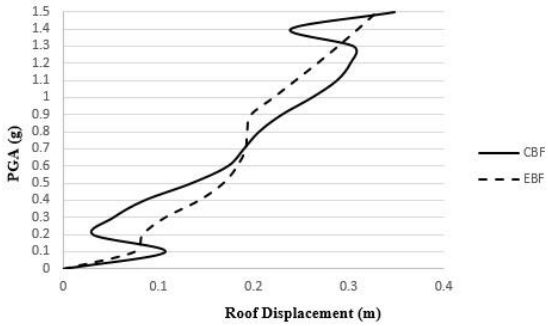
ت: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
elmayorcucapahriito039g



ث: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
lomaprietagilroyarray0419g

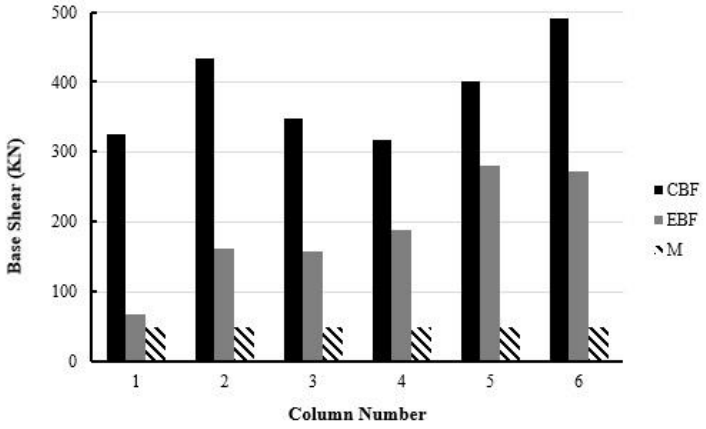


ج: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد
morganhillgilroyarray0349g



چ: منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد northwestchina3jiashi03g

شکل ۱۱. منحنی شدت زلزله-تغییرمکان بام تحت رکورد زلزله‌های مختلف
Fig. 11. Earthquake intensity-roof displacement curve under the record of different earthquakes



شکل ۱۲. مقایسه برش پایه ستون‌های پای سازه
Fig. 12. Comparison of the base shear of the pillars of the structure

جدول ۲. محدودیت شاخص جابجایی نسبی حداکثر برای سطوح مختلف عملکردی
Table 2. Maximum relative displacement index limit for different performance levels

سطح عملکردی	محدودیت نسبت تغییر شکل به ارتفاع طبقه (٪)
IO (استفاده بی‌وقفه)	۰/۷
LS(ایمنی جانی)	۲/۵
CP(آستانه فرو ریزش)	۵

دو شاخص خرابی بر مبنای تغییرمکان نسبی قاب محاسبه شده و سطح عملکرد قاب‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

شاخص خرابی آسیب‌پذیری بر پایه تغییرمکان نسبی طبقه توسط سوزن در سال ۱۹۸۱ ارائه شده است که به صورت زیر می‌باشد:

$$\mathrm{DP} = 25\left(2 \times \%\frac{\delta}{\mathrm{H}} - 1\right) \quad (۱)$$

که در این رابطه: H ارتفاع طبقه، δ تغییرمکان نسبی طبقه و D_P درصد خسارت می‌باشد.

مقدار $\frac{\delta}{H}<1\%$ خسارت غیرسازه‌ای (IO) و $\frac{\delta}{H}>4\%$ خسارت غیرقابل تعمیر (LS) و $\frac{\delta}{H}>6\%$ فروریختگی سازه (CP) را نشان می‌دهد [۱۹].

همچنین یکی از مشهورترین شاخص‌ها در دسته شاخص‌های کلی سازه، شاخص جابجایی نسبی حداکثر می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$DI_{DR} = \frac{\Delta_m}{H} \quad (۲)$$

که در آن Δ_m تغییرمکان حداکثر بام (متناظر با نقطه عملکرد) و H ارتفاع سازه می‌باشد. در جدول۲ سطوح مختلف عملکردی سازه (بر مبنای دستورالعمل FEMA356) و بر اساس شاخص خسارت جابجایی نسبی نشان داده شده است.

بنابراین طبق نتایج بدست آمده از سطوح عملکرد هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله مختلف، قاب های CBF و EBF در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) قرار داشته و کمترین خسارت به قاب وارد می‌شود.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله دو قاب خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات و دهانه ده و پنج که در دهانه‌های اول و پنجم آن‌ها به کمک مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) تقویت شدند، در نظر گرفته شد. هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل قرار گرفتند و مقدار دریفت، تغییرمکان بام و برش پایه هر یک، با یکدیگر مقایسه شد، که نتایج زیر حاصل شد:

- پس از مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی به کمک مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا، دریفت کلیه قاب‌ها تحت رکوردهای موردنظر در

محدوده مجاز استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران واقع شدند.

- حداکثر دریفت قاب‌های EBF و CBF در حوزه نزدیک گسل به ترتیب برابر ۰/۰۰۴۸ و ۰/۰۰۴۰ می‌باشد. همچنین کمترین دریفت بام برای آن‌ها به ترتیب برابر ۰/۰۱۱۳ و ۰/۰۱۰۶ می‌باشد.

- در محدوده طبقه هشتم، دریفت قاب‌های CBF و EBF به بیشترین مقدار خود می‌رسد.

- ضریب شکل‌پذیری قاب بتنی و قاب با مهاربند CBF و EBF به ترتیب برابر ۱۵/۵۹، ۵/۶۴ و ۵/۶۵ و میزان جذب انرژی هر یک نیز به ترتیب برابر ۱۵/۲، ۲۱/۷ و ۲۳/۶ کیلونیوتن‌متر می‌باشد. بنابراین با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربند CBF و EBF، ضریب شکل‌پذیری تا ۳ برابر کاهش و ظرفیت جذب انرژی تا حدود ۵۰ درصد افزایش خواهد یافت.

- تغییرمکان بام قاب‌های CBF و EBF تا شدت زلزله 0.5g باهم یکسان بوده و تا حدود ۰/۳۵ متر جایجا می‌شود. اما در شدت‌های زلزله بالاتر، تغییر چندانی در تغییرمکان بام قاب‌ها رخ نداده اما قاب EBF رفتار نرم‌تری از خود نشان داد.

- استفاده از مهاربند فولادی در قاب خمشی بتن‌آرمه، تا ۷ برابر از مقدار برش پایه در حالتی که از مهاربند فولادی CBF استفاده شود، می‌کاهد.

- پس از تقویت قاب خمشی بتن‌آرمه به کمک مهاربندهای فولادی CBF و EBF، سطح عملکرد قاب‌ها در محدوده ایمنی جانی (LS) قرار داشته، که نشان از تقویت مناسب این قاب‌ها به کمک مهاربند دارد.

مراجع

[1] Kheyroddin, A., "Investigating and studying the nonlinear behavior of reinforced reinforced concrete flexural frameworks using steel braces", International Journal of Engineering, Iran University of Science & Technology, 2008, 19(2), 25-35.

[2] Goel, S. C., Lee, H. S., "Seismic Sterngthening of Structures By Ductil Steel Bracing System", Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Canada, 1992, 3.

[3] Nateghi, A., "Seismic Strengthening of Eight – Story R.C. Apartement Building Using Steel Brace", Engineering Structures, 1995, 17(6), 455-461.

[4] Maheri, M. R., Sahebi, A., "Experimental Investigations of Steel Braced Reinforced Concrete Frames", Proceeding of the Second International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran Islamic Repoblic of IRAN, 1995, 1, 775- 784.

[5] Youssef, M. A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", Engineering Structures, 2006, 29(7), 1561-1568.

[6] Haji Ghaffari, H., "Interaction of steel frames and braces in reinforced concrete structures to withstand lateral forces", 5th Civil Engineering Conference of Sharif University of Technology, Tehran, 1997, 228-238.

[7] Kheyroddin, A., Shamkhali Moghaddam, A., "Investigation of eccentric bracing behavior in existing reinforced concrete frames", Second International Conference on Tall Buildings, Iran University of Science and Technology, 2001, 143-152.

[8] Maheri, M. R., Hadijpour, A., "Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame", Engineering structures, 2003, 25(13), 1707-1714.

[9] Massumi, A., Tasnimi, A. A., "strengthening of low ductile reinforced concrete frames using steel X-bracings with different details", The 14th world conference on earthquake engineering, china, 2008, 12-17.

[10] Godinez-Dominguez, E. A., Tena-Colunga, A., Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading, Engineering Structures, 2010, 32(4), 944-963.

[11] Malekpour, S., Ghaffarzadeh, H., Dashti, F., "Direct displacement-based design of steel-braced reinforced concrete frames", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2013, 22(18), 1422-1438.

[12] Akbari, R., Maheri, M. R., "Analytical investigation of response modification (behaviour) factor, R, for reinforced concrete frames rehabilitated by steel chevron bracing", Structure and Infrastructure Engineering, 2011, 9(6), 507-515.

[13] Maheri, M. R., Akbari, R., "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", Engineering Structures, 2003, 25(12), 1505-1513.

[14] Massumi, A., Absalan, M., "Interaction between bracing system and moment resisting frame in braced RC frames", Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2013, 13(2), 260-268.

[15] Eskandari, R., Vafaei, D., Shahrabadi, H., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Braced Frames under Far- and Near-Fault Earthquakes", concrete research, 2016, 9(2), 79-95.

[16] Kheyroddin, A., Sepahrad, R., Kafi, M. A., "Investigation of laboratory behavior of reinforced concrete frames with cross-linked braces Steel", 4th International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran, 2016, 1-14.

[17] Mazzoni, S., OpenSees Command Language Manual, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2007.

[18] Mander, J., Priestley, M., Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8), 1804-1826.

[19] Rahayi, A., Nemati, S., "Performance Evaluation and Reinforcement Methods for Concrete Structures", Fadak Isatiz Printing, Tehran, 2004.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field, Amirkabir J. Civil Eng., 52(5) (2020) 1127-1142.

DOI: 10.22060/ceej.2018.15235.5858