

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بتنی با مهاربند فلزی تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

ریحانه اسکندری*

مریی گروه مهندسی عمران، دانشگاه دریانوردی و علوم دریایی چابهار

داود وفائی ملامحمود

مریی گروه مهندسی عمران، دانشگاه دریانوردی و علوم دریایی چابهار

حمید شهرآبادی

مریی گروه مهندسی عمران، دانشگاه دریانوردی و علوم دریایی چابهار

چکیده

در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی با دو نوع مهاربند همگرای ویژه و مهاربند کمانش‌ناپذیر تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور قابهای ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی شدید بر اساس روش آئین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل‌های غیرخطی قرار گرفتند. جهت در نظر گرفتن خصوصیات مختلف زلزله‌های نزدیک گسل، ۱۰ رکورد با خصوصیت رو به پارگی گسل و ۱۰ رکورد با خصوصیت 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 تغییر مکان‌های 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 حالیکه برای قابهای متوسط و بلند مرتبه عملکرد مطلوب‌تر مربوط به سیستم خمشی با مهاربندی کمانش‌ناپذیر بود.

واژه‌های کلیدی: سیستم دوگانه، قاب خمشی بتنی، مهاربند فلزی، زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل.

* نویسنده مسئول: r.eskandari@cmu.ac.ir

۱- مقدمه

نیز چاپ 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 به صورت جداگانه و برای درصدهای مختلف از برش پایه طراحی کردند (سهم سیستم مهاربندی از نیروی زلزله ۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد و مابقی توسط قاب بتنی تحمل شود). 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 [۱۷، ۱۸].

در سال ۲۰۱۰ گودینز-دومینگز و تئا-کلونگا روش استاتیکی غیرخطی را جهت ارزیابی رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی شکل‌پذیر و مهاربند همگرای ویژه استفاده کردند. این محققین قاب‌های ۴ تا ۲۴ طبقه را به روش طراحی بر پایه ظرفیت و براساس آئین‌نامه‌های طراحی مکزیک طراحی کردند. طراحی قاب‌های خمشی برای سهم‌های مختلف از برش پایه (۲۵، ۵۰ و ۷۵٪) 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 ۵۰٪ نیروی زلزله طراحی شدند مناسب بود [۱۹]. در راستای همین تحقیق گودینز-دومینگز و همکاران یافته‌های خود در مورد عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها را در سال ۲۰۱۲ منتشر کردند. ظرفیت شکل‌پذیری و اضافه مقاومت بالا و عملکرد لرزه‌ای مناسب نتایج این تحقیق بود [۲۰].

در هیچ‌یک از مطالعات ذکر شده اثرات زلزله‌های نزدیک گسل بر روی عملکرد سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی با مهاربند فلزی، در نظر گرفته نشده است. لذا در این تحقیق به بررسی عملکرد این سیستم تحت خصوصیات مختلف زلزله‌های نزدیک گسل پرداخته شده است. از این رو پس از طراحی قاب‌های بتنی مسلح با دو نوع مهاربندی فولادی همگرای ویژه و مهاربند کماتش ناپذیر بر اساس روش آئین نامه‌ای، تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام گرفته است. جهت انجام مطالعه‌ای جامع،

یکی از روش‌های معمول جهت مقابله با بارهای جانبی مانند زلزله و باد استفاده از سیستم مهاربندی در سازه‌ها می‌باشد. در طول سده اخیر استفاده از این سیستم در سازه‌های فولادی چه از نظر تحقیقاتی و چه از نظر کاربردی پیشرفت‌های چشمگیری داشته ولی در مورد استفاده از آن در قاب‌های بتنی مطالعات همچنان در مراحل اولیه بوده و با وجود پژوهش‌های انجام یافته در دهه‌های اخیر همچنان مجهولات زیادی در مورد عملکرد مناسب این سیستم تحت بارهای جانبی وجود دارد.

عمده مطالعات تحلیلی انجام گرفته در مورد استفاده از این سیستم در قاب خمشی بتنی مربوط به استفاده در بهسازی قاب‌ها بوده و نتایج این تحقیقات بیانگر مناسب بودن سیستم مهاربندی در بالا بردن سختی و مقاومت جانبی قاب‌های بتنی داشت [۱-۶]. نتایج مشابهی با انجام مطالعات آزمایشگاهی توسط محققین مختلف بدست آمده و مؤثر بودن سیستم مهاربندی در بهبود عملکرد قاب خمشی بتنی در این پژوهشها نیز مشاهده شده است [۷-۱۴].

با توجه به نبود اطلاعات کافی در مورد عملکرد لرزه‌ای این سیستم، نه آئین‌نامه طراحی ایران و نه آئین‌نامه‌های 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 «ملک پور» و همکاران از روش طرح مستقیم برپایه تغییر مکان برای طراحی سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فلزی معمولی استفاده کردند. نتایج این تحقیق نشان از قابل قبول بودن روش طراحی داشته و قاب‌های طراحی شده ضوابط سطح بهره‌برداری ایمنی جانی را برآورده می‌کردند [۱۵].

«معصومی» و آبسالان (۲۰۱۳) اندرکنش بین سیستم مهاربندی و قاب خمشی بتنی را در سیستم دوگانه بررسی کردند. محققین از نتایج آزمایشگاهی جهت کالیبره کردن مدل عددی در نرم‌افزار ANSYS استفاده کردند. نتایج این مطالعه اندرکنش بسیار مناسب دو سیستم و عملکرد بسیار خوب سیستم دوگانه را نشان داد [۱۶]. تعیین ضریب رفتار سیستم دوگانه مهاربند ضربدری و قاب بتنی و همچنین مهاربند زانویی و قاب بتنی توسط ماهری و اکبری (۲۰۰۳) با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شد. مطالعه مشابه توسط همین محققین بر روی قاب بتنی با مهاربند شورون در سال ۲۰۱۱

- ۱- تعیین پارامترهای طراحی.
- ۲- تعیین بار معادل زلزله.
- ۳- تعیین سهم هر یک از سیستم‌های خمشی و مهاربندی از نیروی زلزله.

۲- طراحی قاب‌ها

- ۴- طراحی مهاربندها برای سهم سیستم مهاربندی از بار زلزله.
 - ۵- تعیین ابعاد اولیه مقاطع ستون براساس حداکثر نیرویی که از مهاربندها در ستون ایجاد می‌شود. این مساله برای شکل پذیری ستون‌ها مهم می‌باشد.
 - ۶- طراحی تیرها و ستونها برای سهم سیستم خمشی از نیروی زلزله با در نظر گرفتن اصل تیر ضعیف- ستون قوی (حتی اگر در آئین‌نامه نباشد).
 - ۷- کنترل تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای.
- به منظور دستیابی به بهینه‌ترین طراحی هریک از مراحل بالا چندین بار تکرار شد.
- قاب‌ها برای ناحیه با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد و بر روی خاک نوع II طراحی شدند. با توجه به ویرایش چهارم آئین‌نامه زلزله ایران برش پایه طراحی از رابطه زیر بدست می‌آید:

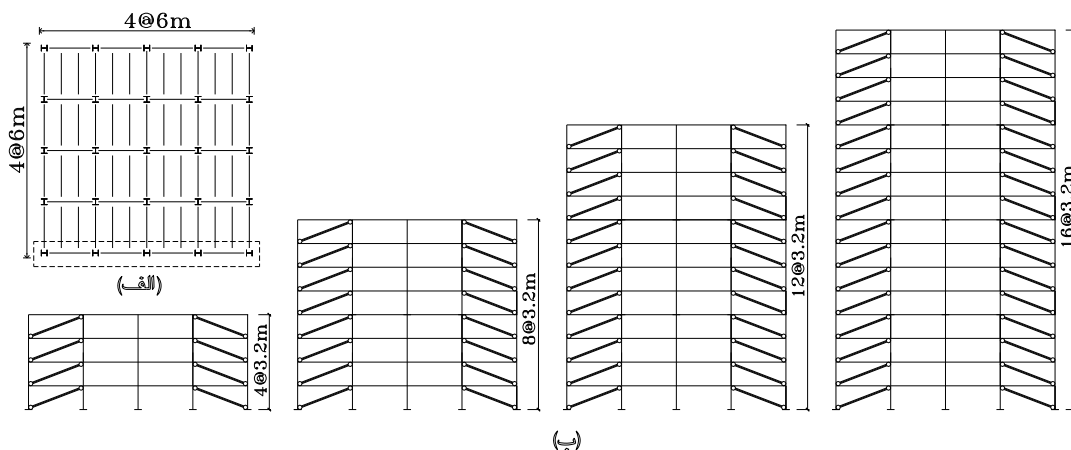
$$V = CW \quad \text{و} \quad C = \frac{AB_1NI}{R_{II}} \quad (1)$$

در این رابطه V نیروی برش پایه زلزله، C ضریب زلزله، W وزن معادل سازه که برابر بار مرده بعلاوه درصدی از بار زنده‌هاست. $A \times B_1 \times N$ طیف شتاب طراحی (S_a) است که باتوجه به لرزه خیزی منطقه، نوع خاک و زمان تناوب سازه تعیین می‌شود. N ضریب اصلاح طیف طراحی برای در نظر گرفتن اثرات حوزه نزدیک بوده، I ضریب اهمیت و R_{II} ضریب رفتار سازه می‌باشد.

رکوردهای زلزله به گونه‌ای انتخاب شدند که در برگیرنده خصوصیات زلزله‌های حوزه دور، حوزه نزدیک رو به پارگی گسل و حوزه نزدیک حرکت پرتابی باشند.

به منظور بررسی عملکرد قاب خمشی بتنی با مهاربند فلزی چهار قاب با تعداد طبقات مختلف (۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه) بر اساس آئین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی و فولادی (مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)) طراحی شدند. با توجه به پلان و برش قاب‌ها در شکل ۱، طول دهانه قاب‌ها ۶۰۰۰ میلی‌متر و ارتفاع تمامی طبقات ۳۲۰۰ میلی‌متر است. سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی پیرامونی با مهاربند فلزی جهت مقابله با نیروی جانبی زلزله در نظر گرفته شده و تمامی قاب‌های داخلی فقط برای بار ثقلی طراحی شده است. بار مرده تمامی طبقات برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده (برف) وارد بر طبقه بام و بقیه طبقات به ترتیب برابر ۱۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض شده است.

در این تحقیق مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش تسلیم میلگردها برابر ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. مهاربندهای کمانش‌ناپذیر محصول شرکت نیپون استیلز این بوده و فولاد مصرفی از نوع JIS SN400B می‌باشد که نتایج آزمایش، تنش تسلیم فولاد هسته را ۲۸۹۲ کیلوگرم بر سانتیمتر-مربع نشان داده است. مهاربندهای معمولی نیز از نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع فرض شده‌اند. مراحل طراحی لرزه‌ای قاب‌ها در زیر آورده شده است:



شکل ۱- قابهای طراحی شده، (الف) پلان و (ب) برش

قاب خمشی طراحی شده برای هر دو سیستم یکسان بوده و اختلاف نتایج فقط ناشی از اختلاف سیستم‌های مهاربندی باشد.

$$A_g > \frac{P_u}{0.5f'_c} \quad (2)$$

به منظور نهایی کردن طراحی ستون و تعیین ویژگی‌های هندسی تیر و مقدار میلگردهای المان‌های بتنی، طراحی الاستیک بر روی قاب بتنی تنها انجام شد. در طراحی قاب خمشی اصل تیر ضعیف-ستون قوی بصورت رابطه $\sum M_c > 1.2 \sum M_b$ در هر گره کنترل گردید. در این رابطه که در آئین‌نامه طراحی سازه‌های بتنی ایران آورده شده است $\sum M_c$ مجموع لنگرهای خمشی ستونهای بالایی و پایینی هر گره بوده و $\sum M_b$ مجموع لنگرهای خمشی تیرهای چپ و راست همان گره است.

در رابطه با طراحی برشی المانهای بتنی، خاموت گذاری المان‌ها به گونه‌ای تعیین شد تا از شکست ترد و برشی قبل از تسلیم کامل خمشی المان جلوگیری شود.

۳- مدل سازی قاب خمشی و مهاربندها

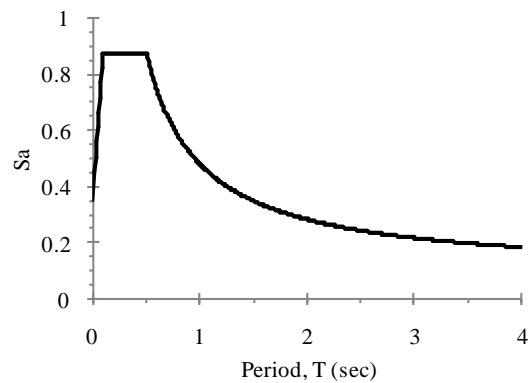
در این تحقیق برای مدل‌سازی و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قاب‌های طراحی شده از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. این نرم‌افزار، یک برنامه کامپیوتری برای انجام تحلیل المان محدود کارهای قابی بوده و توسط دانشگاه برکلی تهیه و ارائه شده است. در ادامه جزئیات مدل‌سازی قاب خمشی و مهاربندهای همگرای ویژه و کمانش ناپذیر به تفکیک آورده شده است.

۳-۱- مدل سازی قاب خمشی

در مدل‌سازی المان‌های قاب (تیر و ستون) از المان تیرستون غیرخطی با مقطع رشته‌ای 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 محصور نشده و بتن محصور شده تشکیل شده است. تعداد نقاط گوسی نیز برای انتگرال گیری در طول هر المان باید معرفی گردد که در مدل‌سازی‌های انجام گرفته در این تحقیق، این مقدار برابر ۱۰ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که علاوه بر غیرخطی بودن

در این تحقیق R_{II} برابر ۶، A برابر ۰/۳۵ و ضریب اهمیت برابر ۱ (برای ساختمان مسکونی) در نظر گرفته شده است. طیف طراحی مورد استفاده در این تحقیق در شکل ۲ آورده شده است.

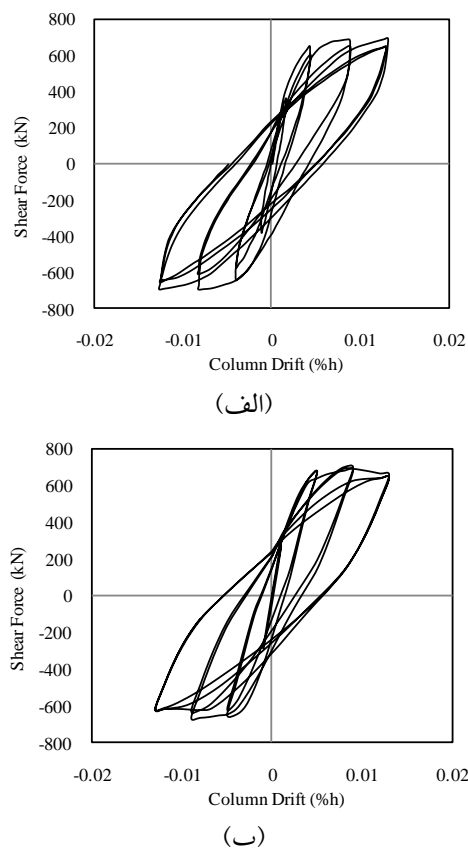
برای داشتن سازه‌ای با شکل پذیری بالا سهم هر یک از قاب خمشی و مهاربندی با یکدیگر برابر در نظر گرفته شد. یعنی قاب خمشی بتنی به تنهایی برای ۵۰٪ برش پایه و قاب مهاربندی نیز برای مابقی برش پایه طراحی شد. این مقدار سهم بر اساس مطالعات ماهری واکبری [۱۸] و گودینز-دومینگز و تناکو [۱۹] می‌باشد.



شکل ۲- طیف شتاب طراحی بر اساس آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

مهاربندها به عنوان اولین المان‌های سازه‌ای براساس سهم خود از مشارکت در برش زلزله طراحی شدند. برای طراحی سازه از نرم‌افزار Etabs استفاده شد. المان‌های مهاربند همگرای ویژه از مقاطع قوطی شکل فشرده لرزه‌ای انتخاب شده و تمامی ضوابط مربوط به لاغری مهاربند ویژه بر اساس آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی ایران کنترل گردید. برای مهاربند کمانش ناپذیر نیز مقطع مستطیلی توپر جهت هسته مهاربند انتخاب شد.

پس از طراحی مهاربندها ابعاد ستون‌ها تعیین گردید. از آنجائی که رفتار خمشی ستون‌ها کاملاً به مقدار نیروی فشاری ستون‌ها وابسته است از این رو برای داشتن المان شکل پذیر نیاز بود تا نیروی فشاری ستون‌ها محدود شود. بنابراین ابعاد اولیه ستون‌ها بر اساس حداکثر مقدار نیروی فشاری که از مهاربندها به ستون منتقل می‌شود با در نظر گرفتن رابطه ۲ تعیین شد. این نیرو بصورت تجمعی بوده و شامل نیرویی است که از تمامی مهاربندهای بالایی ستون به آن منتقل می‌شود. لازم به ذکر است که به منظور امکان مقایسه دو سیستم مهاربندی، ابعاد ستون‌ها بگونه‌ای تعیین گردید تا



شکل ۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل تحلیلی، (الف) آزمایشگاهی، (ب) تحلیلی.

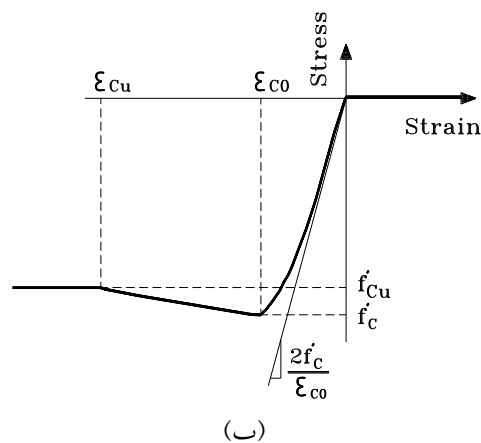
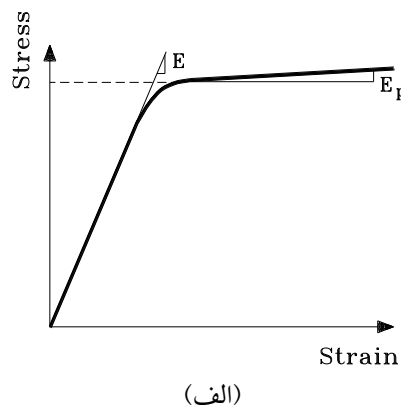
۲-۳- مدل سازی مهاربند همگرای ویژه

برای مدل سازی مهاربند همگرای ویژه از المان تیرستون غیرخطی با مقطع رشته‌ای و ماده Steel02 استفاده شده است. از آنجایی که در فرمولاسیون این المان هر دو سختی معمولی و هندسی در نظر گرفته شده، قادر به مدل سازی رفتار بعد از کماتش مهاربند معمولی می‌باشد. برای تحریک کماتش مهاربند خروج از محوریت ۰/۰۰۵ در وسط المان در نظر گرفته شده است. در شکل ۵ نتایج عددی با آزمایشگاهی بر روی مهاربند با مقطع HSS4×4×1/4 آورده شده است [۲۷].

۳-۳- مدل سازی مهاربند کماتش ناپذیر

برای شبیه سازی رفتار هیستریزس مهاربندهای کماتش ناپذیر، از نتایج آزمایش نمونه ۱-۹۹ از سری آزمایش‌هایی که در سالهای ۱۹۹۹ و ۲۰۰۰ در دانشگاه برکلی انجام شد، استفاده شده است [۲۸]. نمونه مورد آزمایش محصول شرکت ژاپنی بوده و تحت دو نوع حالت بارگذاری معمولی و حوزه نزدیک قرار گرفته است.

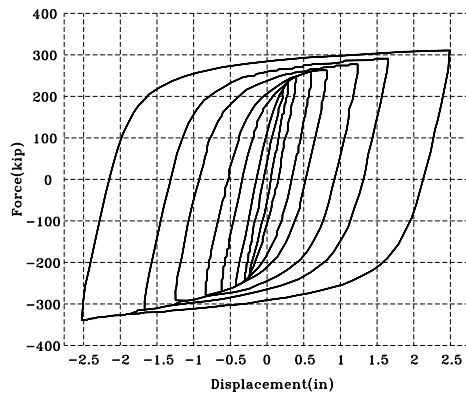
مصالح، غیرخطی هندسی نیز با در نظر گرفتن اثرات P- δ لحاظ شده است. جهت مدل سازی رفتار فولاد میلگردها از مصالح steel02 (شکل ۳-الف) و همچنین برای هر دو نوع بتن محصور شده (هسته) و محصور نشده (پوشش) از مصالح Concrete01 (شکل ۳-ب) استفاده شده است [۲۱]. منحنی تنش- کرنش بتن محصور شده براساس مدل مندر تعیین شده است [۲۲].



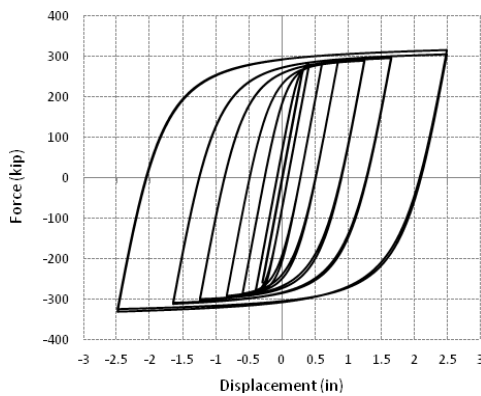
شکل ۳- منحنی تنش- کرنش (الف) فولاد و (ب) بتن جهت مدل سازی المان بتنی [۲۱].

از آنجاییکه تقریباً ۳۵٪ دوران پلاستیک یک المان به علت گسترش کرنش در محدوده غیرخطی و یا لغزش میلگرد طولی داخل بتن می‌باشد [۲۳]، لذا به منظور داشتن مدلی دقیق، جزئیات بیان شده در مدلسازی در نظر گرفته شده است. روش مدلسازی و اطلاعات بیشتر در گزارش Peer Report 2007/12 توسط هستون و همکاران ارائه شده است [۲۴]. به منظور اطمینان از دقت مدل ساخته شده نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی گیل و همکاران (۱۹۷۹) و کنو و واتانابه (۲۰۰۲) مطابقت داده شده است [۲۵، ۲۶]، که برای نمونه مدل تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی گیل و همکاران در شکل ۴ آورده شده است.

شده‌اند و دارای شدت (M_w) بین $6/4$ تا $7/5$ ریشتر بوده و در سایت‌های با خصوصیات خاک مختلف ثبت شده‌اند. دسته دوم، در برگیرنده ده رکورد زلزله حوزه نزدیک است که در آنها ویژگی‌های رو به پارگی گسل دیده می‌شود و دارای شدت (M_w) بین $6/4$ تا $7/4$ ریشتر می‌باشد و در فاصله‌های بسیار نزدیک به محل پارگی گسل ثبت شده‌اند.



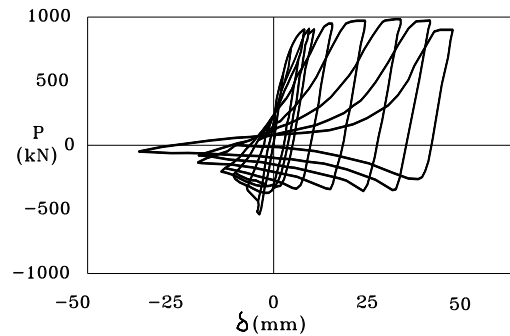
(الف)



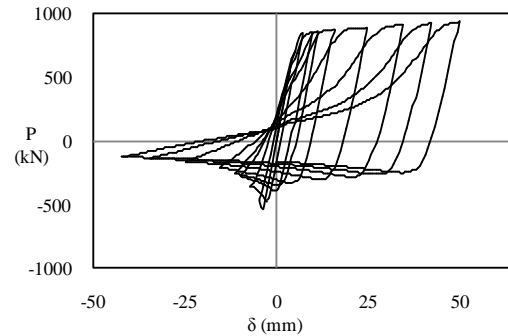
(ب)

شکل ۵- الف) مدل آزمایشگاهی [۲۸]، ب) مدل عددی، نمونه ۱-۹۹.

در آخرین گروه، ده رکورد حوزه نزدیک که دارای خصوصیات حرکت پرتابی می‌باشند انتخاب شده است. این رکوردها در زمین لرزه‌های کوهستانی ترکیه در سال ۱۹۹۹ با $M_w=7/4$ و چپی-چپی تایوان در سال ۱۹۹۹ با $M_w=7/6$ در فاصله‌های بین $2/2$ تا $13/8$ کیلومتر ثبت شده‌اند. این رکوردها توسط کالکان و کوناس (۲۰۰۷) دسته بندی شده است. اطلاعات اولیه این رکوردها شامل شتاب (PGA)، سرعت (PGV) و تغییر مکان (PGD) حداکثر زمین در جدول ۱ نشان داده شده است. همچنین در این جدول مکانیزم گسلش، شدت زلزله، فاصله از سایت، نوع خاک محل به همراه حداکثر تغییر مکان ماندگار حرکت پرتابی و نام ایستگاهی که رکورد در آن ثبت شده، آورده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۵- منحنی هیستریسیس مقطع قوطی شکل.

الف) آزمایشگاهی [۲۷]، ب) مدلسازی شده در نرم‌افزار.

برای مدل‌سازی مهاربند در نرم‌افزار OpenSees از المان خرابایی غیرخطی و سطح مقطع رشته‌ای با ماده steel02 استفاده شده است. مدل‌سازی مهاربند با طول کلی و سطح مقطع ثابت و در نظر گرفتن سختی معادل (E_{eff}) انجام گرفت. در شکل ۶ نتایج آزمایشگاهی نمونه ۱-۹۹ تحت بارگذاری معمولی همراه با نتایج مدل‌سازی این نوع داده شده است. برای اطلاعات بیشتر در مورد مدل‌سازی این نوع مهاربند به مرجع [۲۹] مراجعه شود.

برای تحلیل دینامیکی قاب‌های طراحی شده نصف کل جرم ساختمان به قاب اعمال گردید و روش نیومارک با پارامترهای انتگرال گیری $\gamma=0.5$ و $\beta=0.25$ برای حل معادلات حرکت استفاده شد. همچنین میرایی رایلی برابر با 5% برای تحلیل دینامیکی قابها در نظر گرفته شد.

۴- انتخاب رکوردهای زلزله

به منظور بررسی پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌ها 30 رکورد مقیاس شده انتخاب گردید. این رکوردها دارای گستره‌ای از محتوای فرکانسی، مدت و دامنه‌های متفاوتی هستند و به سه گروه مجزا تقسیم‌بندی شده‌اند: دسته اول، شامل ده رکورد معمولی زلزله حوزه دور می‌باشد که در فاصله‌های بین $23/5$ تا 85 کیلومتری از صفحه تولید کننده گسل واقع

جدول ۱- اطلاعات رکوردهای زمین لرزه

No.	Year	Earthquake	MW	R ² (km)	Mech. ¹	Station	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
a) Far-Fault motions									
FF1	1952	Kern county	7.5	36.2	TH/REV	Taft	0.18	17.50	8.79
FF2	1994	Northridge	6.7	23.7	TH	Century CCC	0.26	21.19	7.85
FF3	1992	Big Bear	6.4	40.1	SS	Desert Hot Spr. (New Fire Stn.)	0.23	19.14	4.53
FF4	1994	Northridge	6.7	26.4	TH	Moorpark (Ventura Fire Stn.)	0.29	20.97	5.48
FF5	1994	Northridge	6.7	26.9	TH	Saturn Street School	0.43	43.52	23.04
FF6	1971	San Fernando	6.6	23.5	TH	Castaic, Old Ridge Route	0.27	25.90	4.87
FF7	1992	Landers	7.3	85.0	SS	Baker	0.11	9.42	5.76
FF8	1989	Loma Prieta	7.0	67.4	OB	Presidio	0.10	12.91	4.32
FF9	1994	Northridge	6.7	57.5	TH	Terminal Island Fire Stn. 111	0.19	12.09	2.28
FF10	1994	Northridge	6.7	44.2	TH	Montebello	0.18	9.41	1.51
b) Near-Fault motions (Forward-Rupture Directivity)									
NF-FWD1	1979	Imperial-Valley	6.5	5.6	SS	El Centro Diff. Array	0.35	71.23	45.90
NF-FWD2	1984	Morgan Hill	6.1	1.5	SS	Coyote Lake Dam	1.16	80.29	31.57
NF-FWD3	1989	Loma Prieta	7.0	5.1	OB	Corralitos	0.64	55.20	10.75
NF-FWD4	1989	Loma Prieta	7.0	4.5	OB	Gilroy STA #2	0.37	32.92	7.19
NF-FWD5	1992	Erzincan	6.7	2.0	SS	Erzincan	0.50	64.32	21.93
NF-FWD6	1992	Cape Mendocino	7.1	15.9	TH	Petrolia, General Store	0.66	90.16	28.89
NF-FWD7	1994	Northridge	6.7	8.6	TH	Rinaldi Rec. Stn.	0.84	174.79	48.96
NF-FWD8	1994	Northridge	6.7	6.2	TH	Jensen Filt. Plant	0.42	106.30	43.25
NF-FWD9	1999	Kocaeli	7.4	11.0	SS	Duzce	0.31	58.85	44.10
NF-FWD10	1987	Superstition Hills	6.4	0.7	SS	Parachute Test Site	0.45	112.00	52.46
c) Near-Fault motions (Fling-Step)									
NF-FS1	1999	Kocaeli	7.4	3.2	SS	Sakarya	0.41	82.05	205.93
NF-FS2	1999	Chi-Chi	7.6	3.0	TH	TCU068	0.50	277.56	715.82
NF-FS3	1999	Chi-Chi	7.6	7.9	TH	TCU072	0.46	83.60	209.67
NF-FS4	1999	Chi-Chi	7.6	13.8	TH	TCU074	0.59	68.90	193.22
NF-FS5	1999	Chi-Chi	7.6	11.4	TH	TCU084	0.98	140.43	204.59
NF-FS6	1999	Chi-Chi	7.6	2.2	TH	TCU129	0.98	66.92	126.13
NF-FS7	1999	Chi-Chi	7.6	4.5	TH	TCU082	0.22	50.49	142.78
NF-FS8	1999	Chi-Chi	7.6	8.3	TH	TCU078	0.43	41.88	121.23
NF-FS9	1999	Chi-Chi	7.6	3.2	TH	TCU076	0.33	65.93	101.65
NF-FS10	1999	Chi-Chi	7.6	11.0	TH	TCU079	0.57	68.06	166.10

¹ Faulting Mechanism = TH: Thrust; REV: Reverse; SS: Strike-slip; OB: Oblique

² Closest distance to fault rupture (i.e., r_{fb})

مهاربند با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

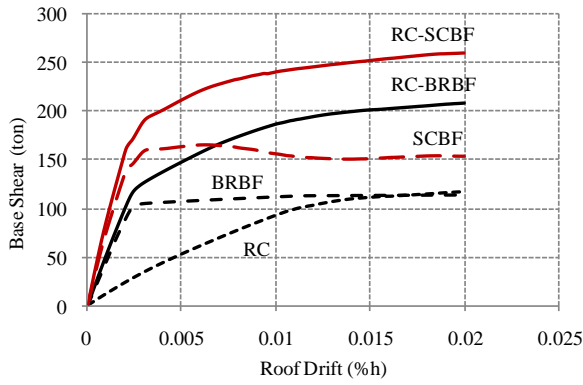
به منظور بررسی عملکرد قابهای خمشی بتنی با مهاربند فلزی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک، نمودار شتاب طیفی هر رکورد در فاصله بین $T=0.6$ (sec) تا $T=4.0$ (sec) به گونه‌ای مقیاس شده است که با کمترین خطا روی شتاب طیفی آئین نامه ۲۸۰۰ قرار بگیرد، سپس شتاب تاریخچه زمانی هر رکورد با همین نسبت مقیاس شده است. در اشکال ۷ تا ۹ طیف‌های مقیاس شده شتاب ده رکورد زلزله هر دسته بصورت مجزا به همراه طیف استاندارد آئین نامه ۲۸۰۰ نشان داده شده است.

۵-۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

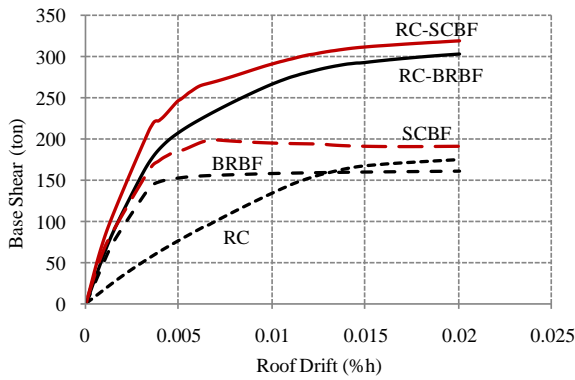
به منظور بررسی مقاومت و سختی هر یک از سیستم‌های قاب خمشی تنها (RC)، قاب مهاربندی ویژه (SCBF)، قاب مهاربندی کمانش ناپذیر (BRBF) و همچنین سیستم‌های دوگانه قاب خمشی بتنی با مهاربند (RC-SCBF&RC-BRBF)، تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه انجام شده است. منحنی‌های تغییر مکان جانبی نسبی بام نسبت به برش پایه در شکل ۱۰ نشان داده شده است. توزیع بار جهت پوش سازه‌ها بر اساس توزیع بار زلزله آئین نامه زلزله ایران انجام شده و تمامی قابها تا تغییر مکان جانبی نسبی ۲٪ بام پوش شده‌اند. نتایج این شکل نشان می‌دهد که هر سه سیستم قاب خمشی، مهاربندی ویژه و مهاربندی کمانش ناپذیر دارای مقاومت تقریباً یکسانی

۵- بررسی و مقایسه‌ی تحلیل‌ها

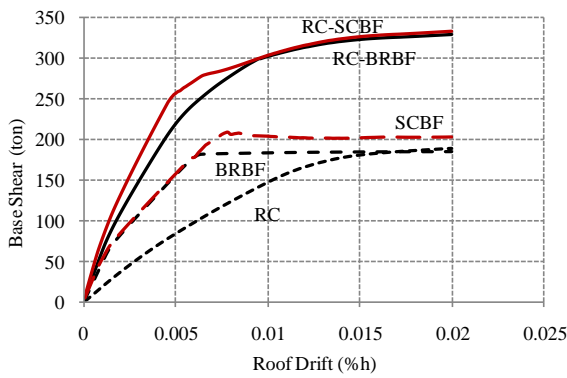
در این بخش ابتدا نتایج مربوط به تحلیل استاتیکی غیرخطی قابهای طراحی شده ارائه و سپس مقایسه‌ای از وزن مهاربند‌های دو سیستم مهاربندی ویژه و مهاربندی کمانش ناپذیر انجام شده است. در ادامه نیز عملکرد لرزه‌ای قابهای دوگانه خمشی بتنی با دو نوع



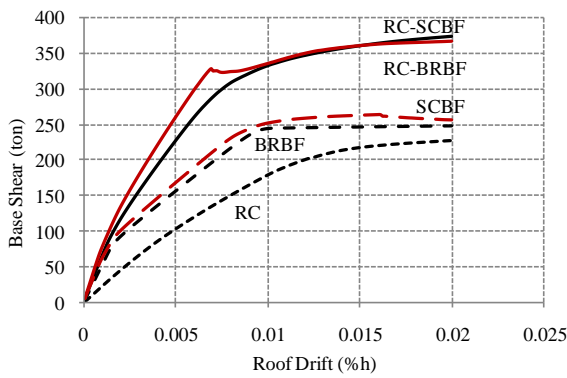
شکل (الف) طبقه ۴



شکل (ب) طبقه ۸



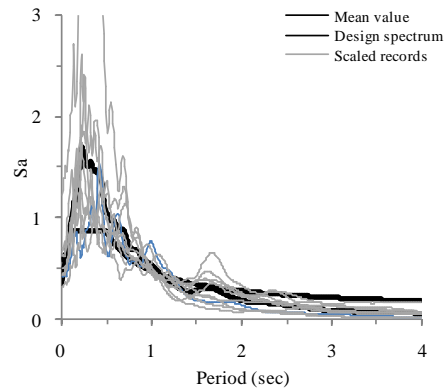
شکل (ج) طبقه ۱۲



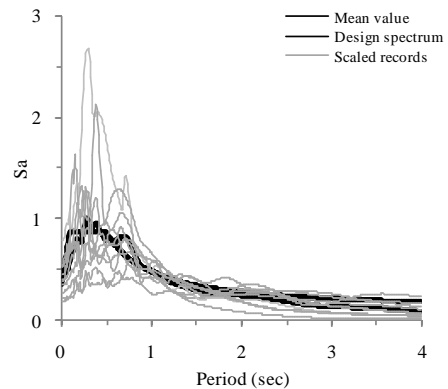
شکل (د) طبقه ۱۶

شکل ۱۰- منحنی بار افزون قابهای ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه

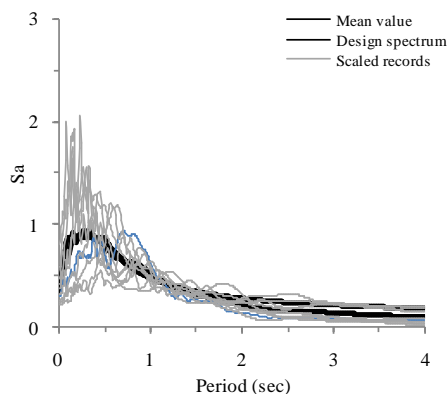
می‌باشند که نشان از طراحی صحیح هر سه سیستم دارد. علی‌رغم طراحی قاب خمشی و مهاربندی برای مقاومت برابر، سیستم مهاربندی دارای سختی اولیه بیشتری نسبت به قاب خمشی است که این اختلاف با افزایش ارتفاع قاب کاهش یافته است. برای قابهای ۱۲ و ۱۶ طبقه نتایج دو نوع مهاربندی بسیار نزدیک بوده ولی با کاهش ارتفاع قاب به ۸ و ۴ طبقه سیستم مهاربندی ویژه مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان می‌دهد.



شکل ۷- شتاب طیفی رکوردهای مقیاس شده حوزه دور به همراه شتاب طیفی آئین‌نامه ۲۸۰۰.



شکل ۸- شتاب طیفی رکوردهای مقیاس شده حوزه نزدیک رو به پارگی گسل به همراه شتاب طیفی آئین‌نامه ۲۸۰۰.



شکل ۹- شتاب طیفی رکوردهای مقیاس شده حوزه نزدیک حرکت پرتابی به همراه شتاب طیفی آئین‌نامه ۲۸۰۰.

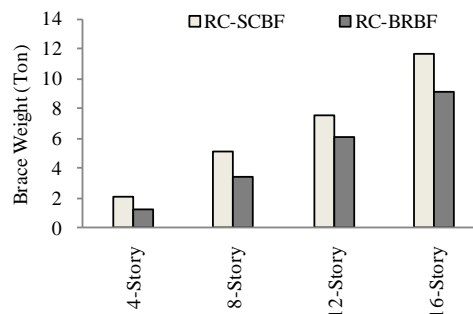
بطوری که برای قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه نسبت وزن مهاربند ویژه به مهاربند کمانش ناپذیر بترتیب برابر ۱/۷۴، ۱/۴۸، ۱/۲۷ و ۱/۲۵ می‌باشد.

۵-۳- نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های دوگانه قاب خمشی با مهاربند تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک (با خصوصیات رو به پارگی گسل و حرکت پرتابی) و حوزه دور، تعداد ۳۰ رکورد زلزله انتخاب گردید و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (NTH) انجام گرفت. تعداد ۲۴۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۳۰ آنالیز برای هر قاب چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه با دو نوع مختلف مهاربند) با استفاده از نرم افزار OpenSees انجام گرفت. تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای (IDR) قاب چهار طبقه بتنی با دو نوع سیستم مهاربندی به همراه پراکندگی پاسخ‌ها از مقدار میانگین برای هر دسته رکورد زلزله در اشکال ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است. برای قاب خمشی با مهاربندی همگرای ویژه نتایج مربوط به تمامی رکوردهای حوزه دور و حوزه 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 تغییر مکان بین طبقه‌ای (IDR) برای رکوردهای این گروه در طبقه دوم بین ۰/۶۸ تا ۲/۰۴ درصد متغیر است.

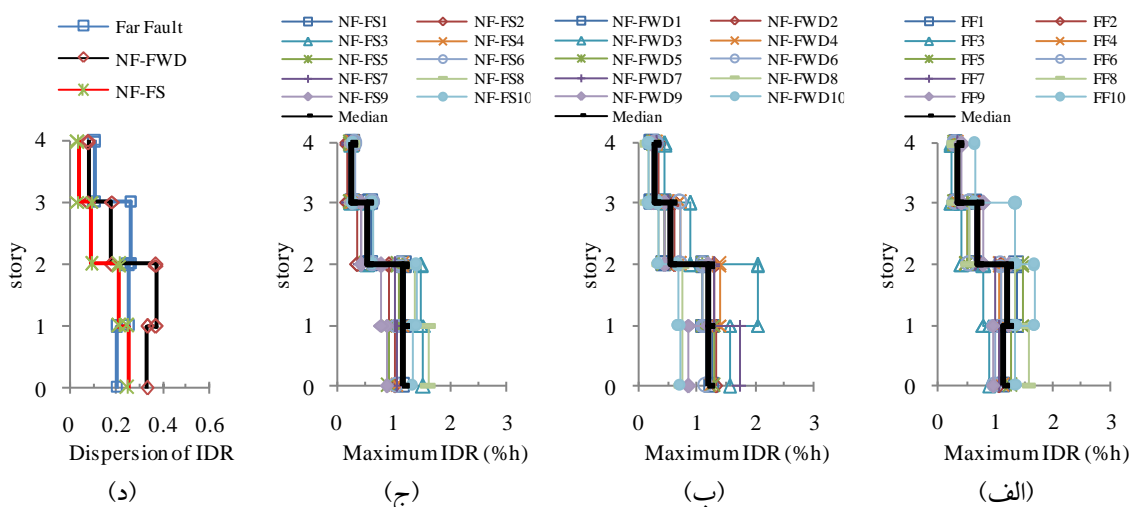
۵-۲- نتایج مربوط به مقایسه وزن مهاربند در دو سیستم دوگانه

وزن مهاربندهای استفاده شده برای دو سیستم قاب خمشی بتنی با مهاربند همگرای ویژه و قاب خمشی بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به اینکه قاب خمشی بتنی در هر دو سیستم یکسان می‌باشد لذا تفاوتی در بخش بتنی سیستم‌های دوگانه نبوده و نیازی به مقایسه حجم بتن و مقدار میلگرد نیست. وزن مهاربند کمانش ناپذیر شامل وزن هسته، اتصال مهاربند به قاب و پوشش فولادی است. این پوشش فولادی بصورت مقطعی شکلی فرض شده است که دارای ممان اینرسی بیش از هسته بوده و قادر به جلوگیری از کمانش مهاربند است. مساحت این پوشش بسیار نزدیک به هسته تعیین شده است [۳۰].



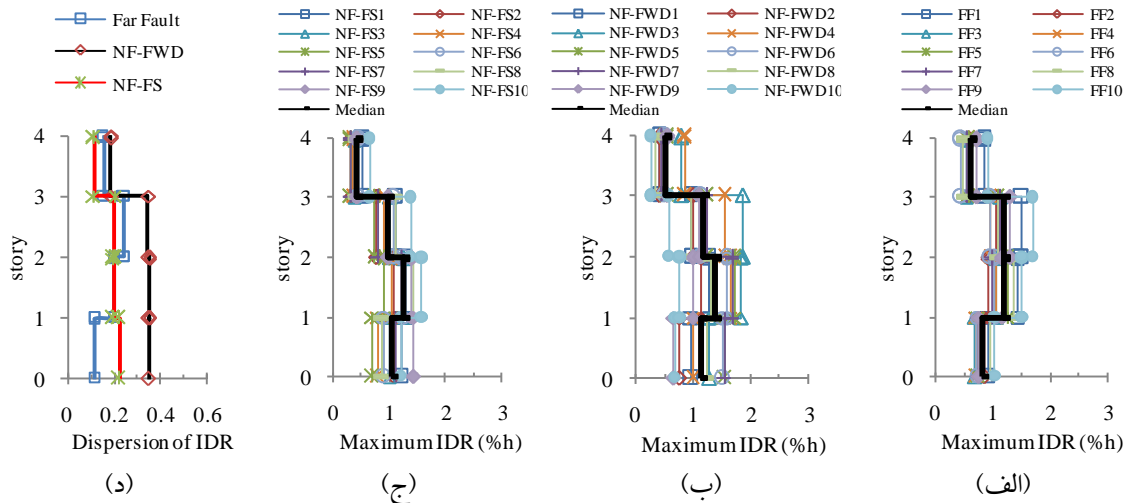
شکل ۱۱- مقایسه وزن مهاربندهای ویژه و کمانش ناپذیر

بر اساس نتایج این شکل برای مقاومت یکسان مهاربندهای ویژه بطور قابل توجهی سنگین تر از مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشند. با افزایش ارتفاع سازه اختلاف وزن دو نوع مهاربند کاهش یافته



شکل ۱۲- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب چهار طبقه بتنی با مهاربند همگرای ویژه تحت رکوردهای

(الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.



شکل ۱۳- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب چهار طبقه بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر تحت رکوردهای

(الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکنندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.

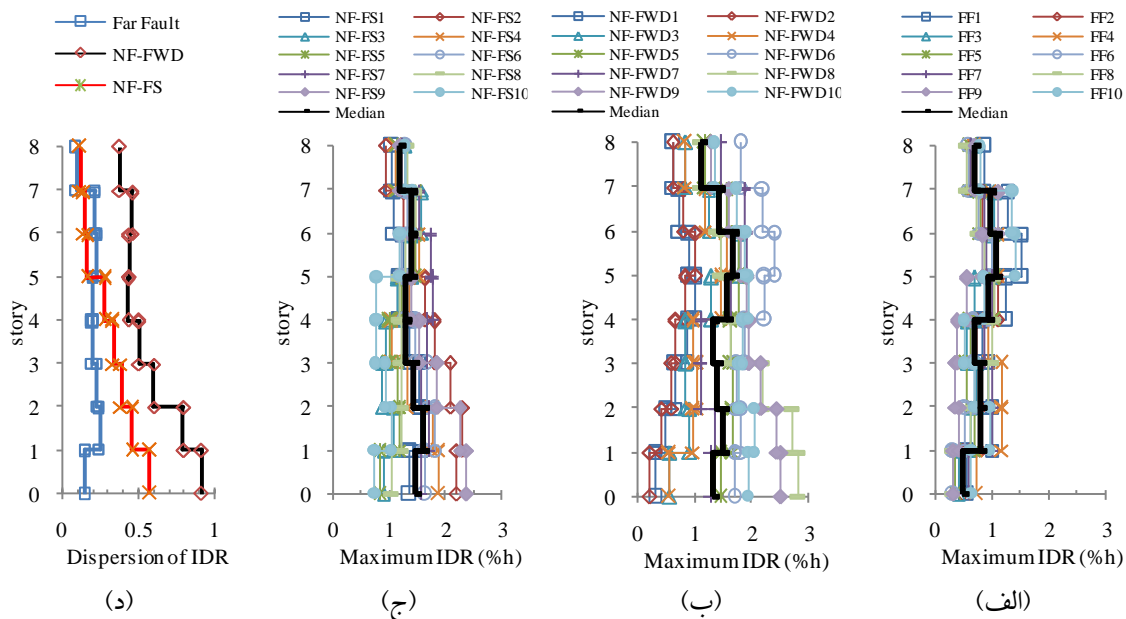
نتایج یکسانی بدست آمده و پراکنندگی جواب‌ها کم می‌باشد. تحت رکوردهای حوزه نزدیک قاب خمشی بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر نتایج مشابه حوزه دور را نشان داده و نمودارهای یکسانی برای تمامی رکوردهای زلزله مشاهده می‌شود. ولی برای قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه، رکوردهای حوزه نزدیک (بخصوص با ویژگی رو به پارگی گسل) نتایج بسیار پراکنده‌ای را نشان دادند. برای نمونه نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای طبقه اول تحت رکوردهای حوزه نزدیک رو به پارگی گسل بین ۰/۲۱ تا ۲/۸۱ درصد در حال تغییر است که نشان از بحرانی بودن برخی از رکوردهای حوزه نزدیک داشته و برای استفاده از این سیستم در نزدیک گسل فعال بایستی به صورت محتاطانه و با مطالعه کامل عمل نمود.

تحت اکثر رکوردهای استفاده شده، در هر دو سیستم نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای قابل توجهی در تمامی طبقات (طبقات پایین، میانی و فوقانی) مشاهده گردید. برای قاب خمشی بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر بیشترین پاسخ سازه از هر گروه توسط رکوردهای FF10، NF-FWD10 و NF-FS1، با نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای بترتیب ۱/۴۵، ۱/۹۴ و ۱/۶۳ درصد، اتفاق افتاده است. برای قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه نیز رکوردهای FF1، NF-FWD8 و NF-FS9 بیشترین پاسخ سازه در هر دسته رکورد را با ۱/۵۱، ۲/۸۱ و ۲/۳۷ درصد نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای داشتند.

نتایج مشابه برای قابهای با مهاربندی کمانش ناپذیر مشاهده شد. پراکنندگی نتایج برای رکوردهای حوزه نزدیک رو به پارگی گسل بیش از بقیه بوده و منحنی نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای قاب‌ها تحت تمامی رکوردهای حوزه دور و حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی بسیار شبیه می‌باشند.

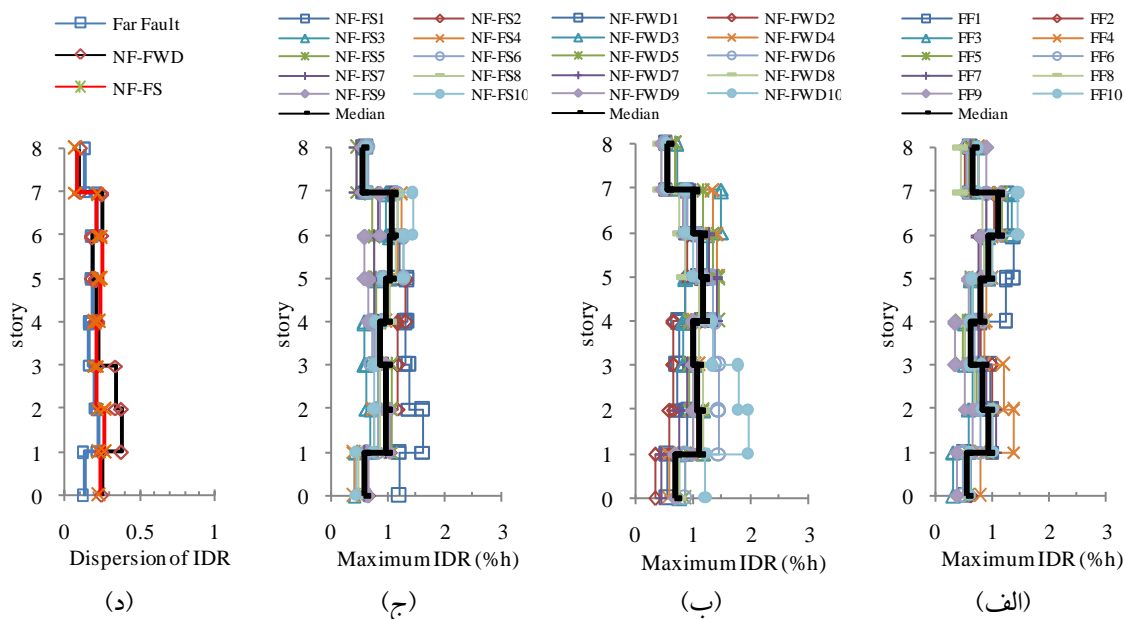
برای قاب‌های با مهاربندی همگرای ویژه تحت هر سه دسته رکوردهای زلزله، پاسخ‌های حداکثر در طبقات پائین‌تر اتفاق افتاده که این امر نشان دهنده تاثیر بیشتر مود اول سازه در پاسخ این رکوردها می‌باشد. در مورد قاب‌های با مهاربندی کمانش ناپذیر به علت اثر قابل توجه مودهای بالاتر در پاسخ سازه نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای در طبقات میانی و فوقانی حداکثر شده است، به عبارت دیگر برای این قاب‌ها مودهای بالاتر نیز فعال شده است. در قاب‌های با مهاربند کمانش ناپذیر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای تمامی طبقات تقریباً یکسان بوده (به جز طبقه آخر) و تمامی طبقات در جذب انرژی زلزله مشارکت دارند در حالی که در قاب‌ها با مهاربندی همگرای ویژه عمده جذب انرژی زلزله توسط طبقات اول و دوم انجام گرفته و در طبقات بالایی نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای قابل توجهی که سبب غیرخطی شدن المان‌ها شود مشاهده نمی‌شود.

نتایج مربوط به قاب‌های هشت طبقه در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ آورده شده است. برای هر دو نوع مهاربندی تحت رکوردهای حوزه دور



شکل ۱۴- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب هشت طبقه بتنی با مهاربند همگرای ویژه تحت رکوردهای

(الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.



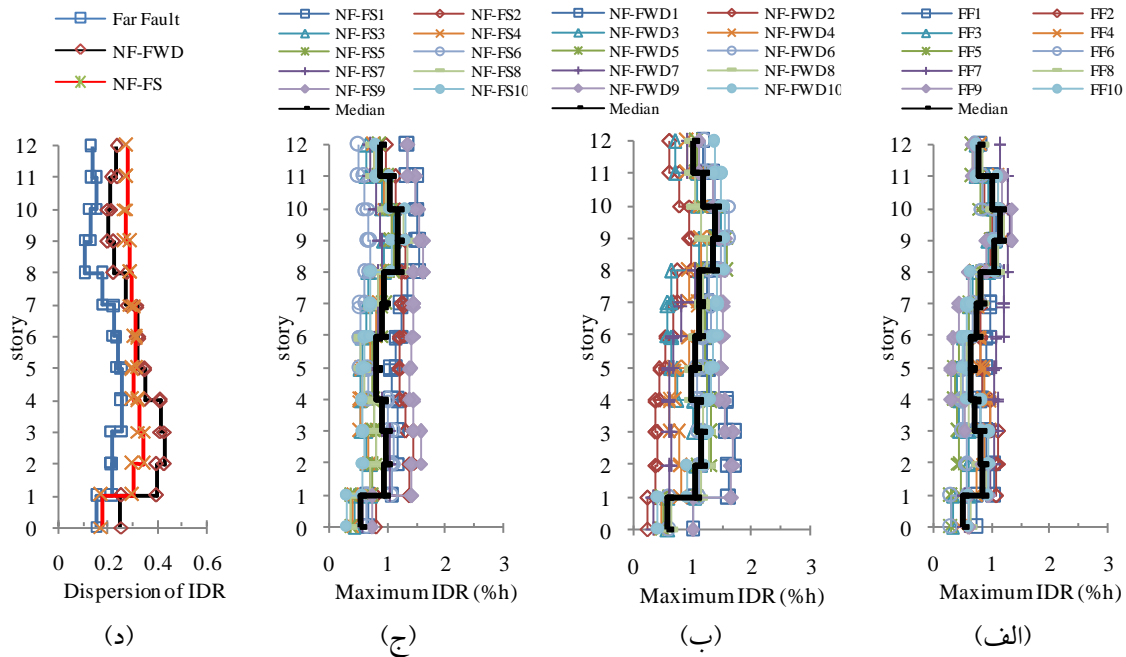
شکل ۱۵- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب هشت طبقه بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر تحت رکوردهای

(الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.

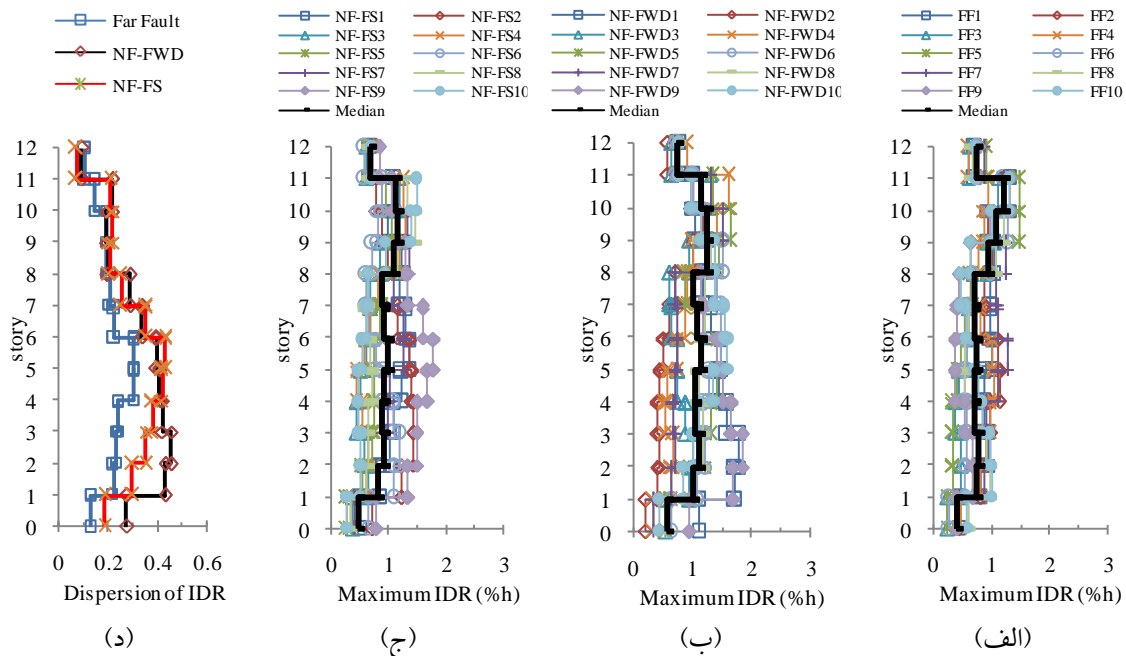
شاهد این مورد نبوده و توزیع خرابی برای تمامی قابها تحت تمامی رکوردها بصورت تقریباً یکنواخت در طبقات سازه رخ داده است. به معنای دیگر المان‌های تمامی طبقات سازه در جذب انرژی زلزله مشارکت دارند.

در سیستم‌های قاب ساده با مهاربند در صورت کمانش یا تسلیم مهاربند در یک طبقه، شاهد نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای بالا و متمرکز شدن خرابی در آن طبقه هستیم که در سیستم دو گانه قاب خمشی با هر دو نوع مهاربند بعلت مشارکت خوب قسمت خمشی

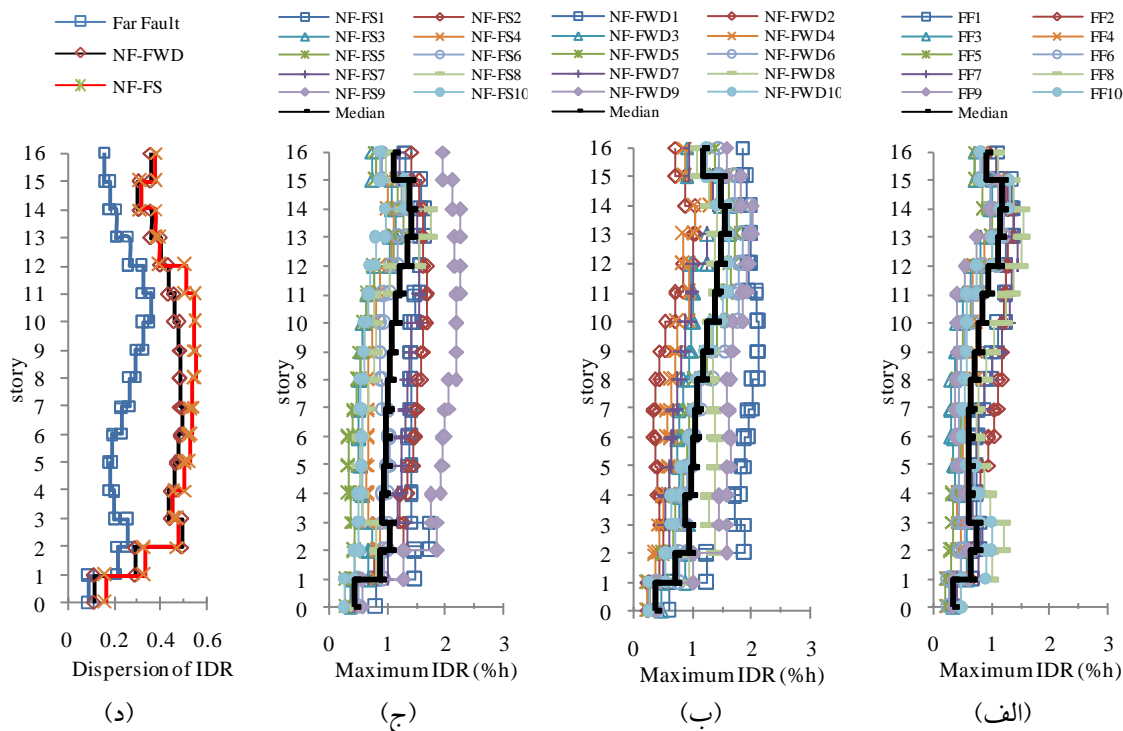
اشکال ۱۶ تا ۱۹ نتایج مربوط به قاب‌های دوازده و شانزده طبقه را نزدیک بوده و مقادیر میانگین دو سیستم برای هر دسته رکورد، نشان می‌دهند. باتوجه به این اشکال نتایج هر دو سیستم بسیار به هم منحنی تقریباً یکسانی می‌باشد.



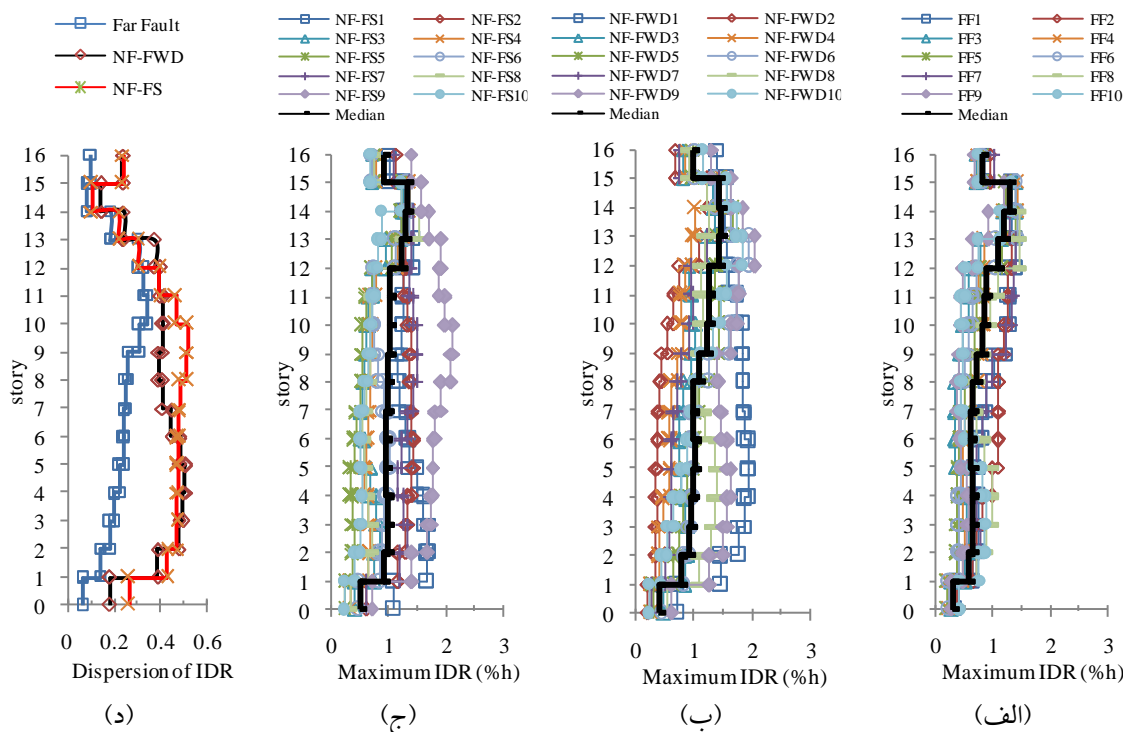
شکل ۱۶- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب دوازده طبقه بتنی با مهاربند همگرای ویژه تحت رکوردهای (الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.



شکل ۱۷- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب دوازده طبقه بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر تحت رکوردهای (الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.



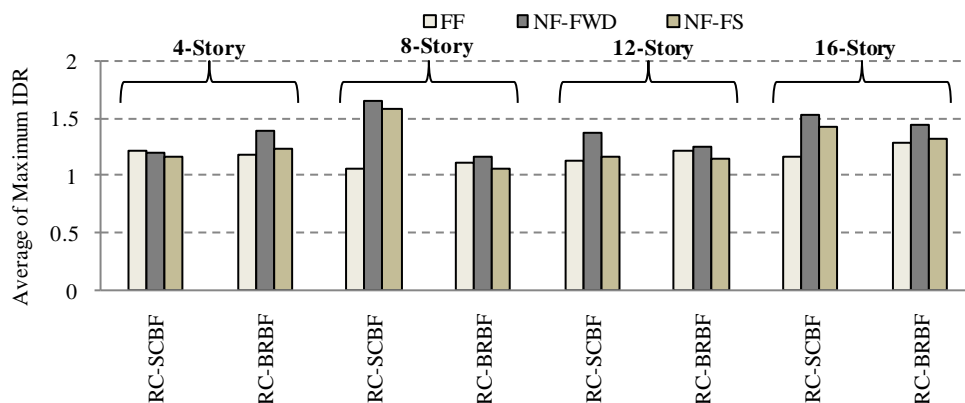
شکل ۱۸- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب شانزده طبقه بتنی با مهاربند همگرای ویژه تحت رکوردهای (الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.



شکل ۱۹- حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب شانزده طبقه بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر تحت رکوردهای (الف) حوزه دور، (ب) حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل، (ج) حوزه نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی، به همراه (د) پراکندگی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار میانگین.

(نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای ۲/۱۱ و ۲/۲۶ درصد بترتیب برای سیستم‌های قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه و قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر) را ایجاد کرده است. برای قاب‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه همانند قاب هشت طبقه تحت اکثر رکوردهای زلزله تمامی طبقات سازه در جذب انرژی مشارکت داشته و تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای طبقات مختلف تقریباً یکنواخت می‌باشد. به منظور مقایسه نتایج مربوط به سه گروه زلزله میانگین ماکزیمم تغییر مکان بین طبقه‌ای قاب‌های چهار، هشت، ۱۲ و ۱۶ طبقه برای هر دو سیستم خمشی مهاربندی در شکل ۲۰ نشان داده شده است.

برای قاب‌های بلند مرتبه با هر دو سیستم رکوردهای حوزه نزدیک نتایج پراکنده‌ای را نشان داده و بیشترین پاسخ سازه‌ها مربوط به این رکوردها است. همچنین نتایج مشابهی تحت هر دو گروه زلزله‌های حوزه نزدیک رو به پارگی گسل و حرکت پرتابی برای این قاب‌ها دیده می‌شود. از میان تمامی رکوردها، زلزله NF-FWD1 بیشترین پاسخ سازه را برای قاب‌های ۱۲ طبقه (نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای ۱/۷۳ و ۱/۷۹ درصد بترتیب برای سیستم‌های قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه و قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر) و زلزله NF-FS9 بیشترین پاسخ سازه برای قاب‌های ۱۶ طبقه



شکل ۲۰- میانگین ماکزیمم تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب‌های بتنی با انواع مهاربند

قاب‌ها عملکرد مناسب مربوط به سیستم خمشی با مهاربندی کمانش ناپذیر است.

برای قاب ۴ طبقه بتنی با مهاربند همگرای ویژه، نوع خصوصیت زلزله تأثیری در بیشینه میانگین نتایج نداشته و تحت هر سه دسته رکورد زلزله نتایج تقریباً یکسانی بدست آمده است. برای بقیه قاب‌ها با این سیستم، پاسخهای قاب به رکوردهای حوزه نزدیک، بخصوص با خصوصیت رو به پارگی گسل، بیشتر از رکوردهای حوزه دور است. در مورد قاب‌های خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر، اگرچه برای تمامی قاب‌ها بیشترین پاسخ سازه مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک با خصوصیت رو به پارگی گسل است، ولی پاسخ رکوردهای دو دسته دیگر نیز نزدیک بوده و می‌توان نتایج هر سه دسته زلزله را برای هر قاب یکسان در نظر گرفت. در نهایت، اگرچه نتایج تمامی قاب‌ها با هر دو سیستم در محدوده قابل قبول قرار دارد (میانگین حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای تمامی طبقات زیر ۲ درصد می‌باشد)، ولی برای قاب ۴ طبقه سیستم خمشی با مهاربندی همگرای ویژه عملکرد نسبتاً بهتری داشته و برای مابقی

۶- نتیجه گیری

هدف از انجام این تحقیق بررسی رفتار سیستم دو گانه قاب خمشی بتنی با مهاربند همگرای ویژه و همچنین سیستم دو گانه قاب خمشی بتنی با مهاربند کمانش ناپذیر تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک و مقایسه نتایج این دو سیستم بوده است. بدین منظور ۸ قاب با تعداد طبقات مختلف بر اساس آئین‌نامه‌های طراحی ایران طراحی و نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی این قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج کلی به دست آمده در این تحقیق را می‌توان در بندهای زیر خلاصه کرد:

- در صورت طراحی دو سیستم مهاربندی و خمشی تنها برای مقاومت یکسان، سختی سیستم مهاربندی بیش از سیستم خمشی

- [3]. Dolce, M., D. Cardone, and R. Marnetto, "Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 29(7): pp. 945-968, 2000.
- [4]. Popov, E.P. and M.D. Engelhardt, "Seismic eccentrically braced frames". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10: pp. 321-354, 1988.
- [5]. Brown, A.P., I.D. Aiken, and F.J. Jafarzadeh, "Buckling Restrained Braces Provide the Key to the Seismic Retrofit of the Wallace F. Bennett Federal Building". to appear in *Modern Steel Construction*, Vol., 2001.
- [6]. رضایی، ف. و جعفری رادنی ش.، "بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربداری و زانویی". دو فصلنامه علمی پژوهشی تحقیقات بتن: جلد ۶، شماره ۱، ص ۳۵-۵۲، بهار و تابستان ۱۳۹۲.
- [7]. Ozelik, R., B. Binici, and U. Akpinar, "Seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete frames with chevron braces". *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, Vol. 166(7): pp. 326 - 341, 2012.
- [8]. Bush, T., E. Jones, and J. Jirsa, "Behavior of RC Frame Strengthened Using Structural Steel Bracing". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117(4): pp. 1115-1126, 1991.
- [9]. Wang, C.-L., et al., "Low-cycle fatigue testing of extruded aluminium alloy buckling-restrained braces". *Engineering Structures*, Vol. 46(0): pp. 294-301, 2013.
- [10]. Krishnan, S., "Case studies of damage to 19-storey irregular steel moment-frame buildings under near-source ground motion". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36(7): pp. 861-885, 2007.
- [11]. Ju, M., et al. "Non-compression X-bracing system using CF anchors for seismic strengthening of RC structures". *Magazine of Concrete Research*, Vol. 66(4): pp. 159-174, 2014.
- [12]. Maheri, M.R. and H. Ghaffarzadeh, "Connection overstrength in steel-braced RC frames". *Engineering Structures*, Vol. 30(7): pp. 1938-1948, 2008.
- [13]. Youssef, M.A., H. Ghaffarzadeh, and M. Nehdi, "Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing". *Engineering Structures*, Vol. 29(7): pp. 1561-1568, 2007.
- [14]. Di Sarno, L. and G. Manfredi, "Experimental tests on full-scale RC unretrofitted frame and retrofitted with buckling-restrained braces". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41(2): pp. 315-333, 2012.

است که اختلاف سختی دو سیستم با افزایش ارتفاع سازه کاهش پیدا می‌کند.

- وزن فولاد استفاده شده برای سیستم مهاربندی ویژه بیش از مهاربندی کمانش ناپذیر می‌باشد.
- روش طراحی انجام گرفته مناسب بوده و نتایج قابل قبولی برای هر دو سیستم مهاربندی بدست آمده است. میانگین حداکثر نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای تمامی قابها تحت هر سه دسته زلزله زیر ۲٪ می‌باشد.
- پاسخ‌های هر دو سیستم به رکوردهای حوزه نزدیک، بخصوص با خصوصیت رو به پارگی گسل، بیشتر از رکوردهای حوزه دور می‌باشد.
- پراکندگی نتایج برای رکوردهای حوزه نزدیک بیشتر از حوزه دور بوده و با انتخاب تعداد بیشتر رکوردهای زلزله نزدیک گسل به نتایج مطمئن تری می‌توان دست یافت.
- در سیستم دوگانه قاب خمشی با هر دو نوع مهاربند بعثت مشارکت خوب قسمت خمشی شاهد متمرکز شدن خرابی در طبقه خاص نبوده و توزیع خرابی برای تمامی قابها تحت تمامی رکوردها بصورت تقریباً یکنواخت در طبقات سازه رخ داده است. به معنای دیگر المان‌های تمامی طبقات سازه در جذب انرژی زلزله مشارکت دارند.
- با توجه به میانگین پاسخ هر سه گروه زلزله، برای قاب کوتاه مرتبه سیستم خمشی با مهاربندی همگرای ویژه عملکرد نسبتاً بهتری داشت، در حالی که برای قاب‌های متوسط و بلند مرتبه عملکرد مطلوب مربوط به سیستم خمشی با مهاربندی کمانش ناپذیر بود.

۷- تشکر و قدردانی

کار تحقیقاتی انجام گرفته در این مقاله توسط سازمان نظام مهندسی ساختمان استان سیستان و بلوچستان حمایت مالی شده و نویسندگان مقاله از این حمایت کمال قدردانی را دارند.

۸- مراجع

- [1]. Abou-Elfath, H. and A. Ghobarah, "Behaviour of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27(3): pp. 433-444, 2000.
- [2]. Badoux, M. and J.O. Jirsa, "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116(1): pp. 55-74, 1990.

Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures.

- [27]. Black, G.R., B.A. Wenger, and E.P. Popov, "Inelastic buckling of steel struts under cyclic load reversals". 1980: UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif.
- [28]. Black, C., N. Makris, and I. Aiken, "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces". 2002: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [29]. Vafaei, D. and R. Eskandari, "Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-step and forward-directivity near-fault ground motions". *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24(9): pp. 672-686, 2015.
- [30]. Prinz, G. and P. Richards, "Seismic Performance of Buckling-Restrained Braced Frames with Eccentric Configurations". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 138(3): pp. 345-353, 2012.
- [15]. Malekpoor, S., H. Ghaffarzadeh, and F. Dashti, "Direct displacement-based design of steel-braced reinforced concrete frames". *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22(18): pp. 1422-1438, 2013.
- [16]. Massumi, A. and M. Absalan, "Interaction between bracing system and moment resisting frame in braced RC frames". *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. 13(2): pp. 260-268, 2013.
- [17]. Akbari, R. and M.R. Maheri, "Analytical investigation of response modification (behaviour) factor, R, for reinforced concrete frames rehabilitated by steel chevron bracing". *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 9(6): pp. 507-515, 2011.
- [18]. Maheri, M.R. and R. Akbari, "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings". *Engineering Structures*, Vol. 25(12): pp. 1505-1513, 2003.
- [19]. Godínez-Domínguez, E.A. and A. Tena-Colunga, "Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading". *Engineering Structures*, Vol. 32(4): pp. 944-963, 2010.
- [20]. Godínez-Domínguez, E.A., A. Tena-Colunga, and L.E. Pérez-Rocha, "Case studies on the seismic behavior of reinforced concrete chevron braced framed buildings". *Engineering Structures*, Vol. 45: pp. 78-103, 2012.
- [21]. Mazzoni, S., et al., "OpenSees Command Language Manual". 2007, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [22]. Mander, J., M. Priestley, and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114(8): pp. 1804-1826, 1988.
- [23]. Fardis, M.N. and D.E. Biskinis, "Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear". *Otani Symposium*, Vol.: pp. 511-530, 2003.
- [24]. Haselton, C.B., et al., "An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced concrete moment-frame building". 2007: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [25]. Gill, W.D., R. Park, and M.J.N. Priestley, "Ductility of rectangular reinforced concrete columns with axial load". 1979: Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [26]. Kono, S. and F. Watanabe, "Damage evaluation of reinforced concrete columns under multiaxial cyclic loadings". 2002: The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake

Seismic Performance of Reinforced Concrete Braced Frames under Far- and Near-Fault Earthquakes

Reyhaneh Eskandari *

Lecturer, Department of Civil Engineering, Chabahar Maritime University

Davoud Vafaei

Lecturer, Department of Civil Engineering, Chabahar Maritime University

Hamid Shahrabadi

Lecturer, Department of Civil Engineering, Chabahar Maritime University

Abstract

In this study, the seismic performance of reinforced concrete (RC) frames equipped with two different kinds of braces, i.e. special concentric braces (SCB) and buckling restrained braces (BRB), was investigated. Eight frames with various numbers of stories (four-, eight-, 12- and 16-story for each dual system) were designed on the basis of a code-design method for a high risk seismic zone. Nonlinear static and dynamic analyses of the frames have been performed using OpenSees software. To consider different ground motion characteristics, an array of time-series from ordinary far-fault records to near-fault motions with forward-directivity and fling-step effects was employed. Results from the analytical study indicate that the utilized design method for both dual systems was reasonable and the mean maximum drift of the frames under all ground motion sets were in acceptable range. Near-fault motions, especially records with forward-directivity effects, imposed higher demands than far-faults. For low-rise frames structural system of RC-SCB showed better performance than RC-BRB, while better performance of the other frames were shown for RC-BRB system.

Keywords: Reinforced concrete; Steel braces; Dual system; Far- and Near-fault records.

*Corresponding author: r.eskandari@cmu.ac.ir

