

بررسی ضریب رفتار قاب‌های مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب برون‌محور بر مبنای سطوح عملکرد

وحید صابری*

استادیار، گروه عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان‌کی، سمنان، ایران

حمید صابری

استادیار، گروه عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان‌کی، سمنان، ایران

عباسعلی صادقی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

سیده وحیده هاشمی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشکده مهندسی شهید نوبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

saberi.vahid@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۸/۱۰/۰۷ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۵/۲۷

چکیده

ضریب رفتار سازه به ضریبی اطلاق می‌شود که بیانگر ظرفیت جذب انرژی سازه در ناحیه‌ی رفتار غیر ارتجاعی می‌باشد و با استفاده از آن نیروی برشی طراحی سازه تا چند برابر کاهش داده می‌شود. در این تحقیق، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب برون‌محور بر مبنای سطوح عملکرد تحت رکوردهای دور از گسل پرداخته شده است. در این مطالعه، تعداد ۳ قاب دارای مهاربندهای کمانش‌تاب برون‌محور ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی و سپس به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی (IDA) از نرم‌افزار SeismoStruct استفاده شده است. در تحلیل (IDA)، پارامتر شدت متناظر با (PGA) و شاخص خسارت متناظر با حداکثر جابجایی نسبی نسبی طبقات (MIDR) لحاظ شده و دو سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) بررسی گردیده است. نتایج نشان داد که حد عملکرد آستانه‌ی فروریزش حدود ۳۰ تا ۳۵ درصد بزرگ‌تر از ضریب رفتار متناظر با حد عملکرد ایمنی جانی می‌باشد که این بدان معناست که ضریب رفتار حد ایمنی جانی را می‌توان با افزایش ۳۰ درصدی برای طراحی سازه در سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش مورد استفاده قرار داد.

کلید واژگان: ضریب رفتار، سطوح عملکرد، مهاربند کمانش‌تاب برون‌محور، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی، تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون.

در سالیان اخیر بحث مهندسی عملکرد، حوزه‌ی جدیدی را به فلسفه‌ی طراحی سازه‌ها اضافه نموده است که به تدریج جایگزین روش‌های سنتی که مبتنی بر تحلیل‌های نیرویی می‌باشد، شده است. روش‌های طراحی مبتنی بر عملکرد معمولاً بر پایه‌ی تحلیل‌های تغییرمکانی طرح‌ریزی می‌شوند. باین‌وجود می‌توان روش‌هایی را ارائه نمود که بتوان به‌صورت غیرمستقیم سطح عملکرد را در طراحی سازه‌های جدید لحاظ نمود. یکی از این روش‌ها ارائه‌ی ضریب رفتار بر اساس سطح عملکرد است. بر این اساس ضریب رفتار سازه‌ها مبتنی بر سطح عملکرد مورد انتظار با حد مشخصی از شکل‌پذیری سازه تعریف می‌شود. باوجود پیشرفت‌های علوم سازه و زلزله در این زمینه همچنان استفاده از روش‌های تحلیل نیرویی نظیر تحلیل استاتیکی معادل در بین مهندسان سازه بیشترین کاربرد را داراست. بنابراین ارائه‌ی ضریب رفتار مبتنی بر سطح عملکرد جهت تلفیق نتایج روش‌های تحلیل سنتی با مفاهیم جدید طراحی بر اساس سطح عملکرد می‌تواند گامی رو به جلو برای وارد نمودن بحث طراحی عملکردی در مباحث طراحی آیین‌نامه‌ها باشد. تحقیقات متعددی در این زمینه صورت پذیرفته است که به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود.

ماهری و همکاران در سال ۲۰۰۳، به آزمایش‌های بار افزون بر روی قاب‌های بتن مسلح با مهاربندهای ضربدری و زانویی پرداختند. آن‌ها دریافتند که مهاربندهای زانویی برای طراحی یا ارتقاء سیستم برای سطح خطر فروریزش مؤثرتر است. **Error! Reference source not found.** همکاران در سال ۲۰۰۴، به بررسی اثر سختی ستون بر روی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی‌شده پرداختند. آن‌ها نشان دادند که اگر ستون‌ها نتوانند لنگر را تحمل نمایند، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی نشان می‌دهد که یک مکانیسم طبقه‌ی نرم به‌احتمال زیاد رخ داده است و باعث ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ متمرکز تنها در یک طبقه می‌شود کیم و چویی در سال ۲۰۰۵، به ارزیابی ضرایب اصلاح مقاومت قاب‌های مهاربند شورون پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب اصلاح مقاومت برای سازه‌های مورد مطالعه کمتر از مقادیر مطرح‌شده در آیین‌نامه‌های طراحی می‌باشد اما این مطلب برای سازه‌های مهاربندی شورون کوتاه مرتبه صادق نمی‌باشد. همچنین آن‌ها نشان دادند که نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی هم‌خوانی خوبی با نتایج حاصل از تحلیل بار افزون دارد اوکازاکی و هارت در سال ۲۰۰۷، با انجام تحقیقات آزمایشگاهی به ارزیابی رفتار چرخه‌ای تیر پیوند پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که رفتار چرخه‌ای این المان تحت بارهای زلزله پایدار است و قابلیت استهلاک انرژی زیادی دارد. به‌ویژه برای حالتی که رفتار المان تیر پیوند برشی است، میزان استهلاک انرژی بیشتر است. عسگریان و همکاران در سال ۲۰۰۹، نتایج تحلیل‌های خطی و غیرخطی بار افزون را برای تعیین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی‌شده کمانش‌تاب مورد استفاده قرار دادند و نشان دادند که روش تحلیل بار افزون با دقت مناسبی می‌تواند برای تعیین مشخصات رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد محمودی و زارعی در سال ۲۰۱۰، با استفاده از روش تحلیل بار افزون مقادیر ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی سنتی و کمانش‌تاب (با پیکربندی‌های مختلف) را ارزیابی نمودند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب اصلاح پاسخ برای قاب‌های مهاربندی

کمانش‌تاب (BRBFs) نسبت به (CBFs)^۲ بالاتر است. همچنین آن‌ها نشان دادند که تعداد دهانه مهاربند و ارتفاع ساختمان تأثیر زیادی بر ضرایب اصلاح پاسخ دارد. ایزدی‌نیا و همکاران در سال ۲۰۱۲، با استفاده از نتایج تحلیل بار افزون با الگوهای مختلف بار جانبی ضریب رفتار سازه‌های قاب خمشی را برآورد نمودند و نشان دادند که روش تحلیل بار افزون تطبیقی با لحاظ مدهای بالاتر می‌تواند نسبت به روش تحلیل بار افزون سنتی نتایج دقیق‌تری را به همراه داشته باشد. هر چند دقت روش‌های تحلیل بار افزون نسبت به روش‌های دینامیکی غیرخطی کمتر است. محمودی و عبدی در سال ۲۰۱۲، به ارزیابی ضرایب اصلاح پاسخ قاب‌های دارای میراگر TADAS پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب اصلاح پاسخ برای قاب‌های خمشی فولادی دارای میراگر TADAS نسبت به قاب‌های خمشی بدون میراگر بالاتر است. همچنین آن‌ها دریافتند که تعداد طبقات ساختمان اثر بیشتری بر روی ضریب اصلاح پاسخ می‌گذارد عبداله‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۳، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ‌مقیاس پرداختند. منظور از مهاربند هم‌محور بزرگ‌مقیاس مهاربندی می‌باشد که هر دو طبقه را به‌صورت ضربدری به هم متصل می‌کند. آن‌ها سه سازه‌ی ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه را با استفاده از تحلیل‌های بار افزون، دینامیکی افزایشی غیرخطی و دینامیکی خطی مورد بررسی قرار دادند و ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه را به دست آوردند. آن‌ها نشان دادند که اکثر مدل‌ها، ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن از قبیل ضرایب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و اضافه مقاومت، با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند اما نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در مقایسه با نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت سریع‌تر می‌باشد. رحمانی و همکاران در سال ۲۰۱۳، به مقایسه پارامترهای لرزه‌ای در سیستم‌های دوگانه مجهز شده با مهاربندهای هم‌مرکز و برون‌محور با اتصالات صفحه کناری پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که سیستم کمانش‌تاب برون‌محور باعث افزایش شکل‌پذیری می‌گردد. استفان میهن و همکاران در سال ۲۰۱۴، به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب مهاربندی‌شده مقاوم در برابر کمانش پرداختند. آن‌ها نشان دادند که آزمایش‌های صورت گرفته رفتار خوب مهاربندها را نشان می‌دهد. کلانی و همکاران در سال ۲۰۱۵، به ارزیابی پاسخ ضریب اصلاح قاب‌های مهاربندی‌شده هم‌مرکز و قاب‌های خمشی ویژه در ساختمان‌های دوبلکس پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه به ۱۰ طبقه نسبت به سازه با مدل‌های معمولی افزایش می‌یابد. **Error! Reference source not found.** سلطانقرایی و همکاران در سال ۲۰۱۶، با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، پارامترهای رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی منظم در ارتفاع را برای سطوح مختلف عملکرد برآورد نمودند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که با افزایش ارتفاع سازه مقدار ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد. تقی‌نژاد و همکاران در سال ۲۰۱۸، به ارزیابی جایجایی نسبی طبقه تحت تحلیل بار افزون بر روی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه پرداختند. آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های بار افزون تحت الگوهای مختلف و تاریخچه زمانی غیرخطی برای چندین قاب خمشی بتن آرمه با ارتفاعات مختلف جایجایی نسبی طبقه را پیش‌بینی نمودند و به ارزیابی و مقایسه سطوح خطا پرداختند صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰،

² Concentric Braced Frames

¹ Buckling Restrained Braced Frames

۳- معرفی مهاربند کمانش تاب

یکی از رایج‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی، مهاربند می‌باشد. در کشور ما این مهاربندها به علت صرفه‌ی اقتصادی و راحتی اجرا، علی‌رغم ضعف‌های عمده‌ی آن در بسیاری از سازه‌ها به‌کار برده شده‌اند. تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیسم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند که مانع از استهلاک انرژی مناسب در قاب می‌شود، جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. این سیستم که قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش تاب نامیده می‌شود، به‌صورت گسترده‌ای در ژاپن و آمریکا مورد استفاده قرار می‌گیرد. روشی که مد نظر قرار گرفت عبارت است از محصورسازی یک هسته‌ی فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غشای فلزی در بر گرفته شده است. وقتی این نوع مهاربندها به‌صورت مناسب طراحی و جزییات بندی شوند، غلاف فولادی نباید هیچ‌گونه نیروی محوری را تحمل کند [۱۹]. در این تحقیق، به‌عنوان نوآوری، ضریب رفتار مهاربندهای کمانش تاب برون‌محور با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی بر مبنای سطوح عملکرد به دست آمده است.

۴- مبنای تحلیل‌های غیرخطی

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)

تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) در حال حاضر برای ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی به روش مهندسی در حال گسترش می‌باشد. تحلیل بار افزون برای تقاضای لرزه‌ای و پارامترهای ارزیابی سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. در این روش، بار جانبی به‌صورت استاتیکی به سازه اعمال می‌گردد و به‌صورت مداوم افزایش داده می‌شود تا آنجایی که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تغییرمکان هدف حاصل گردد که با توجه به معادله زیر تعریف می‌شود [۲۳-۲۰].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi} g \quad (1)$$

که در آن T_e پریود اساسی مؤثر ساختمان در یک جهت خاص است. S_a شتاب طیفی متناسب با T_e می‌باشد. C_0 ، C_1 ، C_2 و C_3 ضرایب اصلاح هستند. در این تحقیق، از الگوی بار جانبی مود اول سازه استفاده شده است. برای اینکه الگوی متناسب با مود اول ارتعاش سازه حاصل گردد در ابتدای امر یک تحلیل مودال برای سازه‌های مورد مطالعه صورت پذیرفت تا حالت تغییرشکل یافته برای مود اول ارتعاش به دست آید سپس متناسب با آن بارهای جانبی به هر طبقه اعمال گردیده است.

۴-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)

تحلیل دینامیکی افزایشی در واقع مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بارهای زلزله در چند مرحله به سازه اعمال می‌گردد. به بیان دیگر، تحلیل دینامیکی افزایشی به لحاظ مدل‌سازی و نحوه اعمال بارهای زلزله مشابه روش تحلیل

تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار دادند و در نهایت به‌منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بیشترین و تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس کمترین است و در بین آن‌ها سازه‌ی کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه، ظرفیت فروریزش کمتری دارد. هاشمی و همکاران در سال ۲۰۲۰، دو قاب با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ دارای مهاربندهای کمانش تاب بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای به صورت سه‌بعدی طراحی و سپس قاب کناری آن‌ها در نرم‌افزار OpenSees به‌صورت دو بعدی در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه دار شکلی مدل‌سازی کرده‌اند و در نهایت نقش آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در آن با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) تحت ۷ زوج شتاب‌نگاشت دور از گسل پیشنهادی دستورالعمل FEMA P695 بررسی نموده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش قاب‌های دارای مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی نسبت به مهاربند کمانش تاب بیش‌تر می‌باشد. به‌عنوان نمونه، در سطح احتمال ۵۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب ۱۲ طبقه دارای مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی نسبت به قاب دارای مهاربند کمانش تاب، ۳۰ درصد بیش‌تر می‌باشد

در این تحقیق، سعی بر آن شد که با توجه به رویکرد محاسبه‌ی ضریب رفتار بر اساس سطح عملکرد که روشی نوین برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد و با به‌کارگیری سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای به‌خصوص سیستم مهاربندی‌شده کمانش تاب برون‌محور به دلیل ملاحظات معماری و فراهم آوردن سختی جانبی، شکل‌پذیری زیاد و استهلاک انرژی بالا به‌صورت توأم به‌عنوان یکی از کارآمدترین سیستم‌های سازه‌ای جهت تحمل بارهای جانبی (به‌خصوص بارهای زلزله) با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی از قبیل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (بار افزون) و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) به پیش‌بینی عملکرد این‌گونه سازه‌ها در برابر زلزله‌های آینده و بهبود ضوابط آیین‌نامه‌ای در این حوزه پرداخته شود.

۲- روش تحقیق

برای تعیین ضریب رفتار عملکردی سازه‌ها مطابق گام‌های زیر عمل می‌نماییم.

- انتخاب سه قاب ۳، ۶ و ۱۰ طبقه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب برون‌محور و تهیه مدل‌های غیرخطی آن‌ها در نرم‌افزار SeismoStruct.
- انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون برای تعیین برش پایه در لحظه‌ی شروع رفتار غیرخطی.
- انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی قاب‌های مورد مطالعه تحت ۱۰ رکورد زلزله دور از گسل و تعیین منحنی رفتار غیرخطی و تعیین شدت لرزه‌ای متناظر با سطوح عملکردی LS و CP.
- انجام تحلیل دینامیکی خطی برای تعیین برش پایه ارتجاعی.
- تعیین پارامترهای ضریب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و سایر پارامترهای مورد نیاز در محاسبه ضریب رفتار.
- تعیین ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه تحت هر رکورد زلزله با دو

به دست می‌آید. ضمناً برای مطالعه‌ی بیشتر در زمینه‌ی ضریب رفتار، می‌توان به مراجع [۲۳-۲۰] اشاره کرد.

۶- محاسبه‌ی طول تیر پیوند

مطابق با ضوابط ارائه شده در نشریه‌ی FEMA-356 و نشریه‌ی بهسازی ۳۶۰ در صورتی که تیر پیوند از $1.6 \frac{M_P}{V_P}$ کمتر باشد رفتار المان تیر پیوند به صورت برشی خالص و اگر از $2.6 \frac{M_P}{V_P}$ بیشتر باشد رفتار تیر پیوند، خمشی خالص می‌باشد و در صورتی که بین دو مقدار باشد رفتار توأم خمشی برشی خواهد داشت. در این تحقیق مطابق با جدول (۱) مقادیر M_P و V_P برای تیرهای پیوند در سازه‌های مذکور مشخص شد و نتایج نشان داد که در نظر گرفتن طول ۱ متر برای تیر پیوند رفتار خمشی را برای تیرهای پیوند تضمین می‌کند بنابراین در این تحقیق طول تیر پیوند ۱ متر در نظر گرفته شده است.

تاریخچه زمانی است. در این تحلیل بار زلزله به صورت شتاب‌نگاشت به سازه اعمال می‌گردد اما برخلاف روش دینامیکی غیرخطی که شتاب‌نگاشت زلزله فقط یکبار به سازه وارد می‌شود و پاسخ سازه اندازه‌گیری می‌شود در تحلیل

دینامیکی افزایشی، شتاب‌نگاشت زلزله با ضرایب مقیاس مختلف، مقیاس‌سازی شده و به سازه اعمال می‌گردد. این کار تا جایی ادامه می‌یابد که سازه ناپایدار گردد یا اینکه از معیارهای عملکردی مورد نظر تجاوز کند

۵- محاسبه‌ی ضریب رفتار

منحنی رفتار غیرخطی سازه که با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی به دست می‌آید را می‌توان به صورت دوخطی ارتجاعی-خمیری کامل، معادل‌سازی نمود. در این روش، نیروی تسلیم با علامت V_y و جابه‌جایی تسلیم با Δ_y نشان داده می‌شود. جابه‌جایی منطبق بر ظرفیت نهایی سیستم با علامت Δ_u و حداکثر نیروی برشی ارتجاعی (منطبق بر ظرفیت نهایی سیستم) با V_e نشان داده می‌شود.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

ضریب اضافه مقاومت سازه با تقسیم‌حده حداکثر نیروی تسلیم سازه دوخطی V_y به نیروی برشی معادل شروع رفتار غیر ارتجاعی در سازه V_S

جدول ۱- مقادیر برش و لنگر پلاستیک برای تیرهای پیوند در قاب‌های مورد مطالعه (ابعاد برحسب میلی‌متر و نیرو برحسب نیوتن)

مقطع	h	b	t _b	t _w	Z	$A_w(h-2t_b)*t_w$	$V=0.6(A_w \times F_y)$	$M(z \times F_y)$
IPE330	330	160	11.5	7.5	804000	2302.5	331560	192960000
IPE360	360	170	12.7	8	1019000	2676.8	385459.2	244560000
IPE400	400	180	13.5	8.6	1307000	3207.8	461923.2	313680000
IPE450	450	190	14.6	9.4	1703000	3955.52	569594.88	408720000
IPE500	500	200	16	10.2	2194000	4773.6	687398.4	526560000
IPE550	550	210	17.2	11.1	2787000	5723.16	824135.04	668880000

TUB100x100x10 که ستون کناری طبقات ۱ تا ۳ سازه ۳ طبقه را تشکیل می‌دهد دارای طول و عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر است. همچنین برای مقاطع تیر از مقاطع IPE استفاده شده است. همان‌گونه که در شکل (۱) قسمت ب نشان داده شده است مقطع IPE360 که تیر طبقات ۱ تا ۳ سازه ۳ طبقه را تشکیل می‌دهد دارای عرض بال بالا و پایین ۱۷۰ میلی‌متر، ضخامت بال بالا و پایین ۱۲/۷ میلی‌متر، ضخامت جان ۸ میلی‌متر و ارتفاع کلی ۳۶۰ میلی‌متر است. برای مقاطع مهاربند از مقاطع دابل UNP استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۱) قسمت ج نشان داده شده است مقطع 2UNP160 که مهاربند طبقات ۱ تا ۳ سازه ۳ طبقه را تشکیل می‌دهد دارای عرض کلی ۱۶۰ میلی‌متر، ضخامت بال ۱۰ میلی‌متر، ضخامت جان ۱۰ میلی‌متر و ارتفاع کلی ۱۶۰ میلی‌متر است. سایر ابعاد مقاطع تیر، ستون و مهاربند در جدول (۲) نشان داده شده است. طراحی سازه‌های مذکور در نرم‌افزار SAP2000 مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ایران و استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش چهارم صورت پذیرفته است و تحلیل‌های غیرخطی نیز در نرم‌افزار

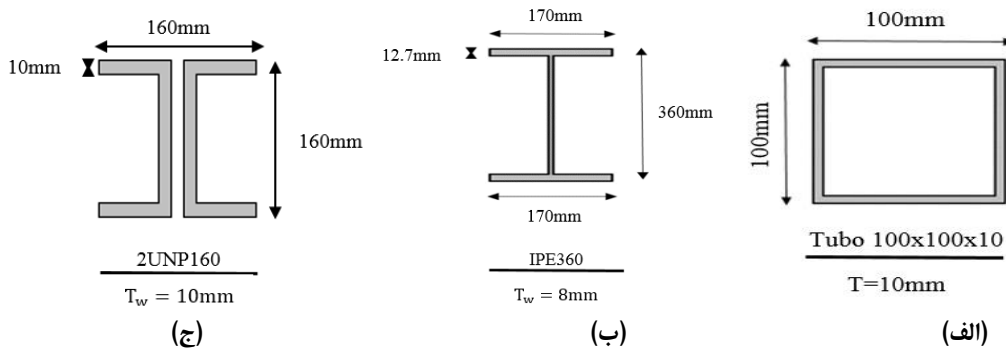
۷- طراحی و مدل‌سازی قاب

در این تحقیق، تعداد سه قاب دارای مهاربند کمانش‌تاب برون‌محور با تعداد ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۶ متر منظم در پلان و ارتفاع طراحی شده‌اند. طول تیر پیوند تمامی قاب‌ها برابر ۱ متر در نظر گرفته شده است. در این تحقیق، بار کف‌ها معادل ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای بار مرده و برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای بار زنده لحاظ شد. همچنین بار دیوارهای پیرامونی برای دهانه‌هایی که دارای مهاربند می‌باشند معادل ۶۰۰ کیلوگرم بر متر و برای سایر دیوارها با فرض داشتن بازشو برابر ۴۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد. کاربری سازه‌ها مسکونی در نظر

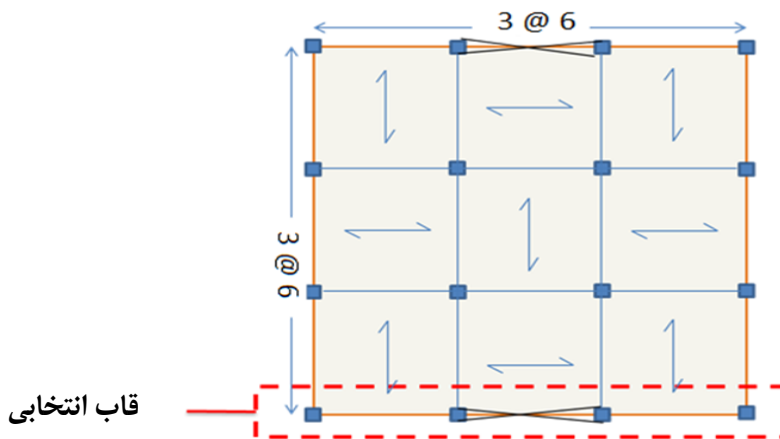
گرفته شده و خاک محل قرارگیری سازه‌ها نوع II است و نسبت شتاب منبأی طرح، پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد ($PGA=0.35$) برای تمام سازه‌ها در نظر گرفته شد. برای مقاطع ستون از مقاطع TUBO استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۱) قسمت الف نشان داده شده است مقطع

تعریف رفتار لینک‌ها نیز بر اساس رفتار مفاصل پلاستیک معرفی شده در
نشریه ی ۳۶۰ بهسازی می‌باشد. شکل (۵) نحوه ی مدل سازی رفتار مهاربند-
های کمانش تاب (BRB) را نشان می‌دهد. پارامترهای مشخص شده در
شکل (۶) شامل P_{BRB} ، مقاومت فشاری مهاربند کمانش تاب، P_{BB} ،
مقاومت فشاری مهاربند معمولی، F_{ye} ، تنش تسلیم مؤثر، F_a ، مقاومت
فشاری مجاز و A سطح مقطع پروفیل مورد استفاده در مهاربند می‌باشند.
مشخصات مکانیکی فولاد تعریف شده مطابق فولاد ساختمانی ST37 می-
باشد. به عبارتی تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مدول
الاستیسیته ۲۰۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع لحاظ شده است.

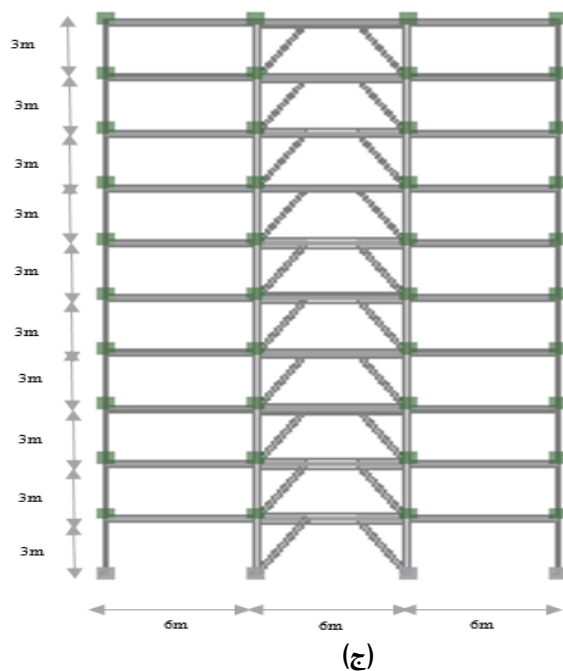
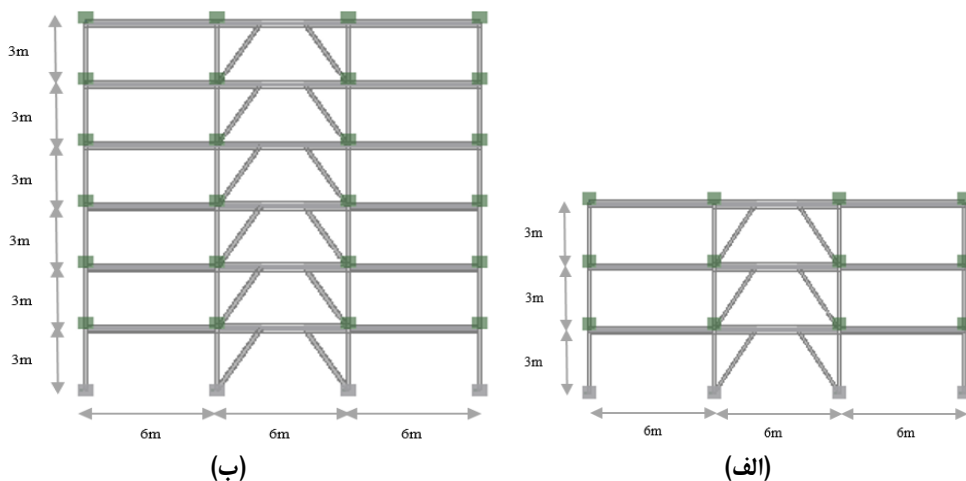
است. معیار بحرانی در طراحی مدل‌های ساختمانی موردنظر، کنترل جابجای
نسبی بوده است، با بررسی نتایج، نسبت تقاضا به ظرفیت در تمامی المان‌های
سازه‌ای آن، مقادیری به مراتب کمتر از واحد داشته‌اند. نسبت میرایی رایلی
به صورت $(\xi = 0.05)$ برای تمام مدهای ارتعاشی سازه‌ها لحاظ شده و اثر
المان‌های غیرسازه‌ای در نظر گرفته نشده است. کلیه ی ضوابط لرزه‌ای برای
سازه‌های مذکور لحاظ شده است. المان‌های تیر-ستون و مهاربندها
به صورت المان‌های infirm و refirm در نظر گرفته شده‌اند. همچنین برای
مدل سازی غیرخطی مصالح فولادی از منحنی‌های تنش-کرنش دوخطی با
سختی کرنشی سینماتیکی ۰/۰۰۵ مطابق شکل (۴) قسمت الف استفاده شده
است. در شکل (۴) قسمت ب، مدل رفتاری دوخطی فولاد و پارامترهای
مدول الاستیسیته، مقاومت تسلیم، کرنش سخت شدگی، کرنش
شکست/کمانش و وزن مخصوص فولاد مصرفی ارائه شده است. به منظور



شکل ۱- مقاطع سازه‌های طراحی شده (الف) مقطع ستون **TUBO100x100x10** (ب) مقطع تیر **IPE360** (ج) مقطع مهاربند **2UNP160**

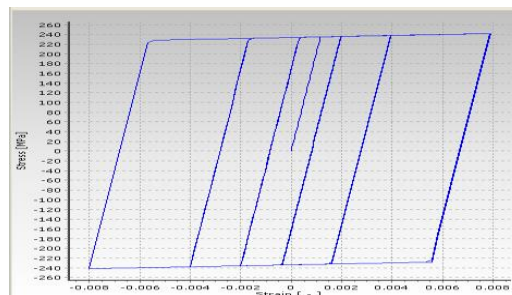


شکل ۲- پلان سازه‌های مورد مطالعه

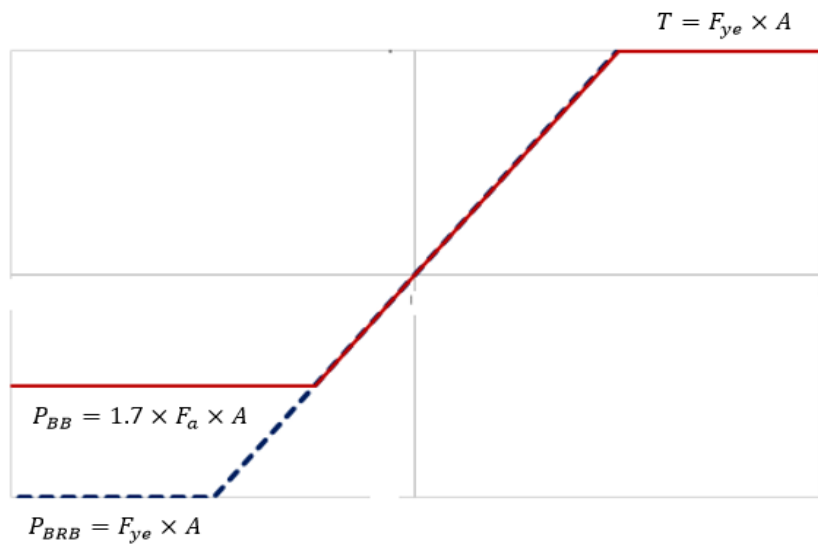


شکل ۳- مدل سازی قاب‌های مهاربند کمانش تاب

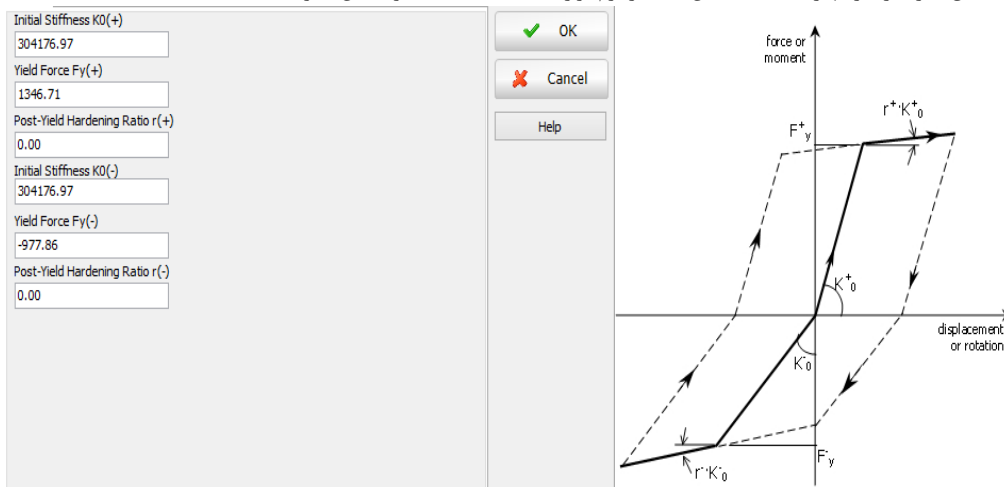
Modulus of elasticity (kPa)	2.0200E+008
Yield strength (kPa)	235000
Strain hardening parameter (-)	0.005
Fracture/buckling strain (-)	0.1
Specific weight (kN/m ³)	78.



(ب) (الف)
شکل ۴- منحنی تنش- کرنش فولاد دو خطی و مشخصات فولاد در نرم افزار SeismoStruct



شکل ۵- الگوی مدل سازی رفتار مهاربندهای کمانش تاب در نرم افزار **SeismoStruct** بر اساس نشریه ی ۳۶۰. Error! Reference source not found.



شکل ۶- شبیه سازی عملکرد لینکها در مدل سازی رفتار مهاربندهای کمانش تاب در نرم افزار **SeismoStruct**

جدول ۲- مقاطع طراحی شده قابهای مورد مطالعه

مهاربند	تیر	تیر پیوند	ستون وسط	ستون کناری	طبقات	قاب
2UNP160	IPE360	IPE450	TUB180x10	TUB100x10	۱-۳	۳ طبقه
2UNP220	IPE360	IPE500	TUB180x25	TUB120x20	۱-۳	۶ طبقه
2UNP180	IPE360	IPE500	TUB180x10	TUB120x8	۴-۶	
2UNP240	IPE360	IPE600	TUB240x30	TUB140x20	۱-۳	۱۰ طبقه
2UNP220	IPE360	IPE550	TUB240x20	TUB140x10	۴-۶	
2UNP180	IPE360	IPE450	TUB240x16	TUB140x8	۷-۱۰	

۸- مشخصات زلزله های مورد استفاده

غیرخطی افزایشی IDA استفاده شد و ضریب رفتار سازه ها تحت هر یک از رکوردهای دور از گسل محاسبه شد.

در این تحقیق، از ۱۰ رکورد حوزه ی دور از گسل مطابق جدول (۳) بدون اثر پالس استفاده شده است که از سایت PEER دریافت شد رکوردهای مذکور مطابق راهنمای FEMA P695 **Error! Reference source not found.** انتخاب شد. از رکوردهای مذکور برای انجام تحلیل های دینامیکی

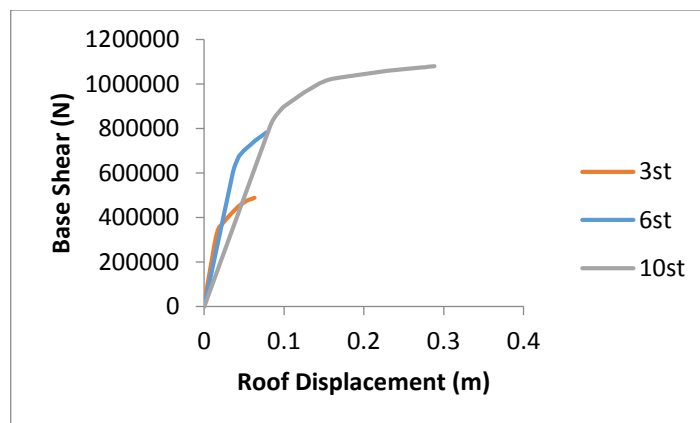
جدول ۳- مشخصات رکوردهای دور از گسل

ردیف	زلزله و زمان وقوع	بزرگا	فاصله از گسل (km)	PGA (g)
۱	Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, 20, 1999	7.6	11.14	0.353
۲	Imperial Valley, H-E01240, 1979	6.5	10.4	0.315
۳	Loma Prieta, G02090, October, 1989	6.9	12.7	0.322
۴	Loma Prieta, G03090, October 18, 1989	6.9	14.4	0.367
۵	Northridge, CNP 196, January 17, 1994	6.7	15.8	0.42
۶	Northridge, LOS000, January 17, 1994	6.7	13	0.41
۷	Tabas, BOS-T1, September 16, 1978	7.4	26.1	0.289
۸	Kobe, HIK000, January 16, 1995	6.9	95.72	0.143
۹	N. Palm Springs, TFS000, July 8, 1986	6.06	64.8	0.121
۱۰	Manjil, 188040, June 20, 1990	7.37	64.67	0.197

۹- انجام تحلیل‌های غیرخطی

۹-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

تحلیل بار افزون برای قاب‌های مورد مطالعه با استفاده از الگوی بار جانبی متناسب با مود اول ارتعاش سازه صورت پذیرفت. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام برای سه سازه مذکور ترسیم گردید که در شکل (۷) نمودارهایی از آن به صورت مقایسه‌ای ترسیم شده است. مهم‌ترین خروجی این تحلیل که در این تحقیق مورد نیاز می‌باشد مقدار برش متناظر با شروع رفتار غیرخطی در سازه (اولین مفصل پلاستیک در سازه) است بنابراین مقادیر V_s قاب‌های مورد مطالعه مطابق جدول (۴) حاصل گردید.



شکل ۷- منحنی‌های بار افزون قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۴- مقادیر کمیت V_s قاب‌های مورد مطالعه

سازه‌های مورد مطالعه	V_s (kN)
۳ طبقه	330
۶ طبقه	610
۱۰ طبقه	815

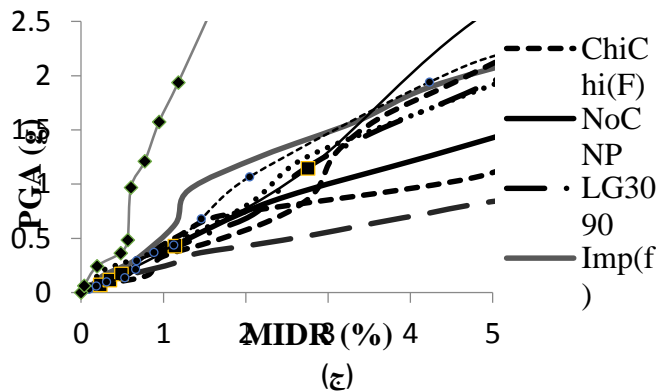
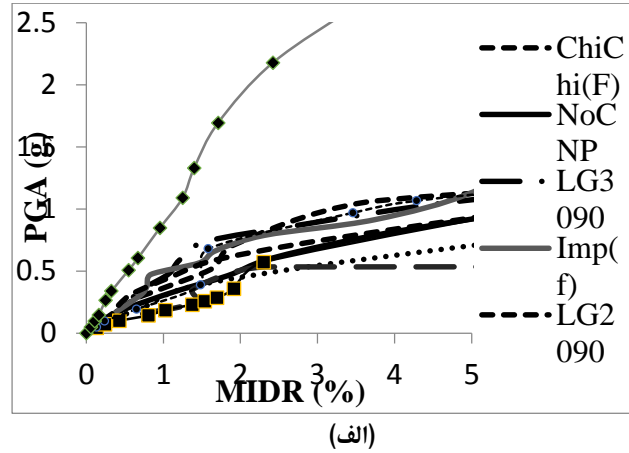
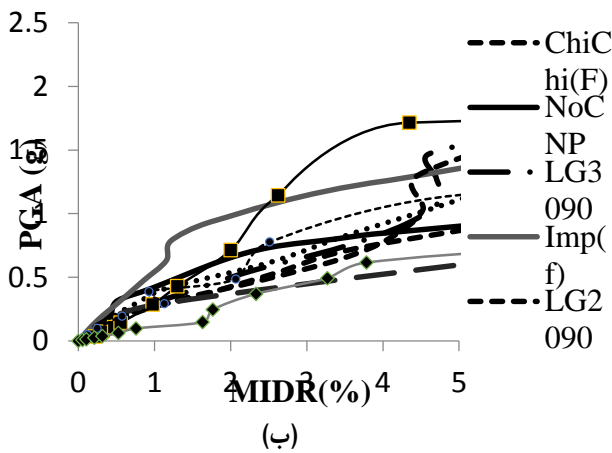
۹-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)

برای قاب‌های مورد مطالعه به دست آمد، ادامه یافت که نمودارهایی از آن در شکل (۸) نشان داده شده است. هدف از انجام تحلیل دینامیکی افزایشی در این مرحله برآورد مقادیر PGA متناظر با حدود عملکرد LS و CP می‌باشد بنابراین مقادیر PGA متناظر با سطوح عملکرد مذکور برای قاب‌های مورد مطالعه تحت هر یک از ۱۰ رکورد دور از گسل محاسبه و مطابق شکل (۹) حاصل گردید.

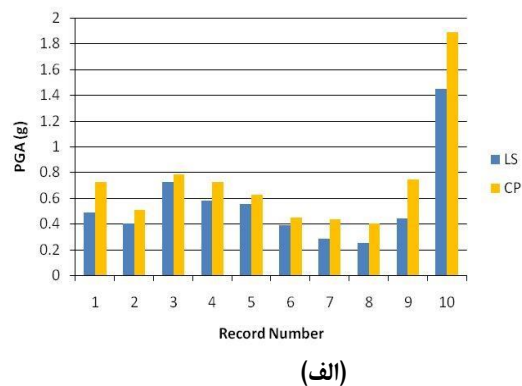
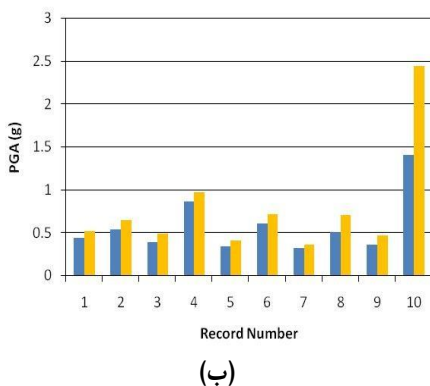
تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب‌های مذکور تحت ۱۰ رکورد حوزه دور از گسل صورت پذیرفت. شاخص شدت متناظر با PGA و شاخص خسارت متناظر با حداکثر جابجایی نسبی نسبی طبقات MIDR لحاظ شد و قاب‌ها تحت تحلیل IDA قرار گرفتند. ضرایب مقیاس بر اساس الگوریتم گام به گام افزایش یافت و تا نقطه‌ای ادامه داشت که پاسخ MIDR سازه متناظر با سطوح عملکرد LS و CP که به ترتیب برابر ۱/۶ و ۲/۶ درصد که از تحلیل بار افزون

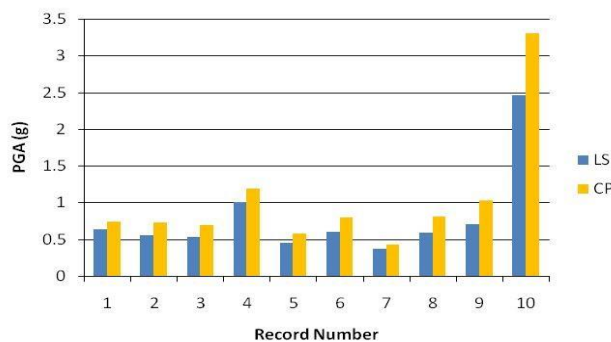
۳۵ درصد بزرگتر به دست آمد که نشان دهنده این مطلب است که برای اینکه یک زلزله، سازه را به سطح عملکرد CP برساند می‌بایست PGA آن حدود ۳۰ درصد بزرگتر از مقداری باشد که سازه را به حد عملکرد LS می‌رساند که این اختلاف در تعیین ضریب رفتار سازه بر اساس سطح عملکرد که هدف نهایی این تحقیق می‌باشد مؤثر است چرا که با افزایش شدت لرزه‌ای مقدار نیاز لرزه‌ای و به تبع آن شکل‌پذیری سازه در آن سطح عملکرد نیز افزایش می‌یابد.

همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است مقادیر حاصله از سطوح عملکرد LS و CP تحت رکوردهای مختلف با یکدیگر متفاوت می‌باشند و این اختلاف قابل توجه است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع سازه، مقادیر شدت لرزه‌ای متناظر با حد عملکرد مشخص افزایش می‌یابد که دلیل آن به عواملی از قبیل نوع و ضوابط در نظر گرفته شده برای طراحی سازه و به ویژه تیپ‌بندی المان‌ها وابسته است. همچنین به طور متوسط مقدار PGA متناظر با حد عملکرد CP نسبت به حد عملکرد LS حدود ۳۰ تا



شکل ۸- منحنی‌های IDA قاب‌های مهاربند کمانش تاب برون‌محور تحت زلزله‌های دور از گسل الف) قاب ۳ طبقه ب) قاب ۶ طبقه ج) قاب ۱۰ طبقه





(ج)

شکل ۹- مقادیر PGA متناظر با سطوح عملکرد LS و CP (الف) قاب ۳ طبقه (ب) قاب ۶ طبقه (ج) قاب ۱۰ طبقه

در همین راستا هر یک از رکوردهای زلزله برای هر سازه به طوری مقیاس شده است که یک بار PGA متناظر با حد LS و بار دیگر PGA متناظر با حد CP حاصل گردد. براین اساس تحلیل‌های دینامیکی خطی صورت پذیرفت و پارامتر V_e برای آن‌ها تعیین گشت که مطابق جدول (۵) می‌باشد.

برای برآورد پارامترهای رفتار غیرخطی سازه‌ها لازم است متغیرهای مورد نیاز برای محاسبه آن‌ها تعیین گردد. هدف از انجام تحلیل دینامیکی خطی در این مرحله تعیین مقدار برش پایه ارتجاعی سازه‌های مورد مطالعه می‌باشد.

جدول ۵- مقادیر برش پایه‌ی ارتجاعی برای حدود CP و LS

Record	طبقه ۳		طبقه ۶		طبقه ۱۰	
	LS	CP	LS	CP	LS	CP
1	1313.56	1953.43	3184.90	3338.08	5029.05	5298.31
2	1189.79	1500.68	3461.70	3731.34	4730.62	5196.38
3	1543.63	1682.53	3049.97	3350.43	4673.31	5128.82
4	1365.28	1709.97	4233.10	4362.48	6041.86	6864.30
5	1344.11	1529.61	2742.23	3123.34	4120.26	4767.09
6	1191.65	1368.52	3507.82	4011.25	4611.86	5401.31
7	1063.68	1628.74	2770.55	2805.07	4089.40	4071.00
8	998.71	1611.24	3185.70	3780.20	4884.09	5785.13
9	1240.90	2088.37	2796.26	3230.15	5217.77	5971.20
10	2292.83	2994.16	5644.37	8500.02	11303.98	14931.40
Average	1354.41	1806.72	3457.66	4023.24	5470.22	6341.49

همچنین ضریب رفتار متناظر با حد عملکرد CP بین ۳۰ تا ۳۵ درصد بزرگ‌تر از ضریب رفتار حد LS است. این بدان معناست که ضریب رفتار حد ایمنی جانی را می‌توان با افزایش ۳۰ درصدی برای طراحی سازه در سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) مورد استفاده قرار داد. همچنین ضریب رفتار سازه بستگی زیادی به مشخصات رکورد زلزله دارد و برای برخی رکوردها مقدار ضریب رفتار از مقادیر پیش‌بینی شده توسط آیین‌نامه کمتر است و این موضوع می‌تواند در خلاف جهت اطمینان باشد. ضمناً مقادیر ضریب رفتار برای قاب‌های مورد مطالعه در سطوح عملکردی LS و CP مطابق شکل (۱۰) ارائه و مقایسه شده‌اند.

۱۰- محاسبه‌ی ضریب رفتار

مقدار متوسط V_y برای قاب‌های مورد مطالعه حاصل گردید. مقادیر V_e ، R و R_p در جدول‌های (۶) تا (۸) برای رکوردهای دور از گسل لیست شده است. مطابق جدول‌های (۶) تا (۸) ضریب رفتار علاوه بر مشخصات هندسی سازه به مشخصات بار زلزله نیز بستگی دارد و شکل‌پذیری سازه می‌تواند تحت تأثیر مشخصات رکورد زلزله تغییر نماید. این نتیجه توسط برخی دیگر از تحقیق‌های گذشته نیز مورد تأکید قرار گرفته است. همچنین مشخصات هندسی سازه نیز بر مقدار این ضریب تاثیرگذار است.

جدول ۶- ضریب رفتار قاب ۳ طبقه، $R_{s0} = 2.1$ ، $V_y = 692$ KN

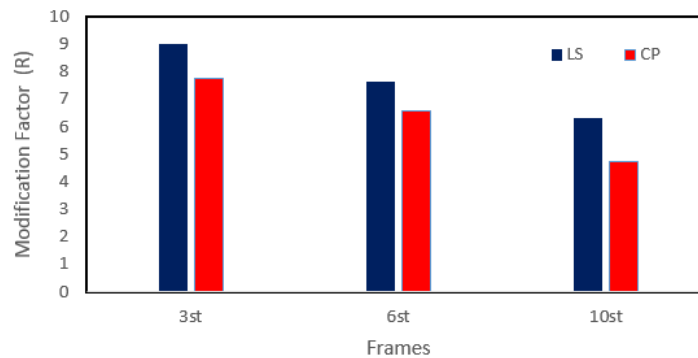
Record	V_{ee} (KN)		R_{μ}		R	
	LS	CP	LS	CP	LS	CP
1	1313.56	1953.43	2.68	2.83	7.13	7.51
2	1189.79	1500.68	2.52	2.77	6.70	7.36
3	1543.63	1682.53	2.49	2.74	6.62	7.27
4	1365.28	1709.97	3.22	3.66	8.56	9.73
5	1344.11	1529.61	2.20	2.54	5.84	6.76
6	1191.65	1368.52	2.46	2.88	6.54	7.65
7	1063.68	1628.74	2.18	2.17	5.80	5.77
8	998.71	1611.24	2.61	3.09	6.92	8.20
9	1240.90	2088.37	2.78	3.19	7.39	8.46
10	2292.83	2994.16	6.03	8.72	16.02	21.16
Average	1354.41	1806.72	2.92	3.46	7.75	8.99

جدول ۷- ضریب رفتار قاب ۶ طبقه، $R_{s0} = 2.15$ ، $V_y = 1311$ KN

Record	V_{ee} (KN)		R_{μ}		R	
	LS	CP	LS	CP	LS	CP
1	3184.90	3338.08	2.43	2.55	6.03	6.32
2	3461.70	3731.34	2.64	2.85	6.55	7.07
3	3049.97	3350.43	2.33	2.55	5.77	6.34
4	4233.10	4362.48	3.23	3.33	8.02	8.26
5	2742.23	3123.34	2.09	2.38	5.19	5.91
6	3507.82	4011.25	2.67	3.06	6.64	7.60
7	2770.55	2805.07	2.11	2.14	5.25	5.31
8	3185.70	3780.20	2.43	2.88	6.03	7.16
9	2796.26	3230.15	2.13	2.46	5.29	6.12
10	5644.37	8500.02	4.30	6.48	10.69	16.09
Average	3457.66	4023.24	2.64	3.07	6.55	7.62

جدول ۸- ضریب رفتار قاب ۱۰ طبقه، $R_{s0} = 2.3$ ، $V_y = 1875$ KN

Record	V_{ee} (KN)		R_{μ}		R	
	LS	CP	LS	CP	LS	CP
1	5029.05	5298.31	1.90	2.82	4.60	6.84
2	4730.62	5196.38	1.72	2.17	4.16	5.25
3	4673.31	5128.82	2.23	2.43	5.40	5.89
4	6041.86	6864.30	1.97	2.47	4.78	5.98
5	4120.26	4767.09	1.94	2.21	4.70	5.35
6	4611.86	5401.31	1.72	1.97	4.17	4.79
7	4089.40	4071.00	1.53	2.35	3.72	5.70
8	4884.09	5785.13	1.44	2.33	3.50	5.64
9	5217.77	5971.20	1.79	3.01	4.34	7.31
10	11303.98	14931.40	3.31	4.32	8.02	10.48
Average	5470.22	6341.49	1.95	2.61	4.74	6.32



شکل ۱۰- مقادیر ضریب رفتار متناظر با سطوح عملکرد LS و CP

- [4] Kim, Jinkoo; Choi, Hyunhoon; "Response modification factors of chevron-braced frames", Journal of Engineering Structures, vol 27, pp. 285-300, (2005).
- [5] Okazaki, T.; Engelhard, M. D.; "Cyclic loading behavior of eccentric links constructed of ASTM A992 steel", Journal of Constructional Steel Research, vol 63, pp. 751-765, (2007).
- [6] Asgarian, B.; Shokrgozar, H.R.; "BRBF Response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, vol 65, pp. 290-298, (2009).
- [7] Mahmoudi, Mussa; Zaree, Mahdi; "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, vol 66, pp. 1196-1204, (2010).
- [8] Izadinia, M.; Rahgozar, M. A.; Mohammadrezaei, O.; "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods", Journal of Constructional Steel Research, vol 79, pp. 83-90, (2012).
- [9] Mahmoudi, Mussa.; Abdi, Mohammad Ghasem.; "Evaluating response modification factors of TADAS frames", Journal of Constructional Steel Research, vol 71, pp. 162-170, (2012).
- [10] Abdollah Zadeh, Gholamreza; Mohammadi, Shahrouz; "Behaviour Factor of Double Steel Frame with Concentric Braces of Large Scale", Journal of Modelling in Engineering, vol 10, pp. 1-13, (2013).
- [11] Rahmani, Z.; Naghipour, M.; Vaseghi Amiri, J.; Karimnezhad, R.; "Comparing Seismic Parameters in Dual Systems Equipped with Concentric and Eccentric Braces and Side Plate Connection", Middle-East Journal of Scientific Research, vol 14, pp. 300-308, (2013).
- [12] Mahin, Stephan.; Uriz, Patxi.; Aiken, Ian.; Field, Caroline.; Ko, Eric.; "Seismic Performance

۱۱- نتیجه گیری

در این تحقیق، ضریب رفتار قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب برون‌محور ۳، ۶ و ۱۰ طبقه بر اساس سطوح عملکرد LS و CP با استفاده از نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون، دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت ۱۰ رکورد حوزه‌ی دور از گسل ارزیابی شد. نتایج حاصله از این تحقیق به صورت زیر خلاصه گردیده است:

- ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق برای سطح عملکرد ایمنی جانی در بازه ۴/۷۵ تا ۸/۸ قرار دارد.
- ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق برای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش در بازه ۶/۳۲ تا ۹/۰ قرار دارد.
- ضریب اضافه‌مقاومت برای سازه‌های مورد مطالعه در بازه ۲/۰ تا ۲/۳ قرار دارد.
- ضریب رفتار سازه‌ها در سطح عملکرد CP بین ۳۰ تا ۳۵ درصد بزرگ‌تر از ضریب رفتار آن‌ها در سطح عملکرد LS است.
- مقدار ضریب رفتار به میزان زیادی تابع مشخصات رکورد زلزله است، به نحوی که شکل‌پذیری سازه‌ها تحت برخی از رکوردهای زلزله بسیار بیشتر از شکل‌پذیری آن‌ها تحت رکوردهای دیگر است.
- با افزایش ارتفاع سازه مقدار ضریب رفتار به تدریج کاهش می‌یابد.

مراجع

- [1] Priestley, M.; "Performance based seismic design", Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, vol 33, pp. 325-346, (2000).
- [2] Maheri, M.R.; Kousari, R.; Razazan, M.; "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames", Journal of Engineering Structures, vol 25, pp. 1697-1705, (2003).
- [3] MacRae, Gregory A.; Yoshihiro Kimura, M.ASCE.; M.ASCE, Charles Roeder.; "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior", Journal of Structural Engineering ASCE/MARCH, (2004).

Engineering and Structural Dynamics, vol 35, pp. 1269-1293, (2006).

[23] Moshtagh, Amin; Saberi, Vahid; Saberi, Hamid; "Seismic Performance Evaluation of Knee and Eccentric Braced Frames Using Nonlinear Static Analysis", International Journal of Science and Engineering Applications, vol 7, pp. 483-488, (2018).

[24] Vamvatsikos, D.; Cornell, C. A.; "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol 31, p.p. 491-514, (2002).

[25] Mehdizadeh, K., Karamodin, A. & Sadeghi, A. "Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames Under Earthquake Excitations". (2020).

[26] FEMA 356. "Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings". Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA. (2000).

[27] Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 360.

[28] Habibullah, A. SAP-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California. (2019). <https://www.csiamerica.com/>

[29] INBC. Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (2013) (In Persian).

[30] INBC. Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (2013) (In Persian).

[31] BHRC. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (2014) (In Persian).

[32] SeismoStruct. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd. (2018).

<https://www.seismosoft.com/>

[33] Next Generation Attenuation of Ground Motion (Nga) Project (2006), [http:// Peer. Berkeley. Edu\nga\](http://Peer.Berkeley.Edu/nga/) (Accessed 10 October 2006).

[34] FEMA P 695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA, (2009).

فصلنامه آنالیز سازه - زلزله

Of Buckling Restrained Braced Frame Systems", International Journal of 13 th World Conference On Earthquake Engineering Vancouver, pp. 1-14, (2004).

[13] Kalani Sarokolayi, Leila; Gholampour dehkordi, Sirous; Shafaghathi sefidab, Masoud; "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced and Special Moment Steel Frames in Duplex Buildings", Journal of Structural Engineering and Geotechnics, vol 5, pp. 31-38, (2015).

[14] Soltangharai, V.; Razi, M.; Gerami, M.; "Comparative Evaluation of Behavior Factor of SMRF Structures for Near and Far Fault Ground Motions", Periodica Polytechnica, Civil Engineering, vol 60, pp. 75, (2016).

[15] Soltangharai, V.; Razi, M.; Gerami, M.; "Behavior factor of buckling restrained braced structures for near and far fault ground motions", International Journal of Structural Engineering, vol 6, pp. 158-171, (2015).

[16] Taghinezhad, R.; Taghinezhad, A.; MahdaviFar, V.; Soltangharai, V.; "Evaluation of story drift under pushover analysis in reinforced concrete moment frames", International Journal of Research and Engineering, vol 5, pp. 296-302, (2018).

[17] Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K. "Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures". *Journal of Structural and Construction Engineering*, (2020).

[18] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., Pourbakhshian, S. "Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys". *Journal of Structural and Construction Engineering*, (2020).

[19] Uang CM, Tsai KC. "Research and application of buckling-restrained braced frames". International Journal of Steel Structures, vol 4, pp. 301-13, (2004).

[20] Gerami, M.; SivandiPour, A.; "Performance-based seismic rehabilitation of existing steel eccentric braced buildings in near fault ground motions", The Structural Design of Tall and Special Buildings, vol 23, pp. 881-896, (2014).

[21] Chopra, A.K.; Goel, R.K.; "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Journal Of Earthquake Engineering and Structural dynamics, vol 31, pp. 561-582, (2002).

[22] Paraskeva, T.S.; Kappos, A.J.; Sextos, A.G.; "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges", Journal Of Earthquake

Investigation of the Response Modification Factor of Frames Equipped with Eccentric Buckling Restrained Braces based on Performance Levels

*Vahid Saberi

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

Hamid Saberi

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

Abbasali Sadeghi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

Seyede Vahide Hashemi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering (Shahid NIKBAKHT), University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

Abstract:

Structural response modification factor refers to a coefficient that indicates the energy absorption capacity of the structure in the inelastic region. By using it, the shear force of the structural design is reduced by several times. In this research, the response modification factor of frames equipped with eccentric buckling restrained braces were investigated based on performance levels under the records far from the fault. In this research, three 3, 6, and 10-story frames with eccentric buckling restrained braces were designed using ETABS software and then SeismoStruct software was applied in order to perform nonlinear static pushover analysis and incremental dynamic analysis (IDA). In IDA analysis, the intensity parameter corresponding to (PGA) and the damage index corresponding to the maximum relative displacement of the floors (MIDR) were considered and the two performance levels of life safety (LS) and collapse prevention (CP) were investigated. The results presented that the collapse prevention performance limit was about 30 to 35 percent higher than response modification factor corresponding to the life safety performance limit, which means that the response modification factor of safety life limit can be increased by 30 percent in order to be used for structural design at the functional level of collapse prevention.

Keywords: Response Modification Factor, Performance Levels, Eccentric Buckling Restrained Brace, Nonlinear Incremental Dynamic Analysis, Nonlinear Static Pushover Analysis.