

بررسی عملکرد تیر پیوند قابهای با مهاربندهای واگرای کمانش پذیر و کمانش تاب

آرش حسین شاهی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، واحد پروفسور حسابی، دانشگاه آزاد اسلامی، تفرش، ایران
ابوذر صالح*

استادیار گروه عمران، واحد پروفسور حسابی، دانشگاه آزاد اسلامی، تفرش، ایران

aboozar.saleh@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۷/۰۱/۲۷ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۷/۰۳/۲۹

چکیده:

با توجه به اینکه کشورمان در یکی از مناطق لرزه خیز جهان واقع شده است، همواره احتمال رخداد زلزله‌های قدرتمند در مناطق مختلف آن دور از انتظار نیست. طی سالیان گذشته محققین سیستم‌های مختلفی جهت جذب و اتلاف انرژی زلزله در سازه‌ها پیشنهاد داده‌اند که در این راستا مهاربندهای کمانش تاب مورد توجه مهندسين بوده است. هدف این تحقیق بررسی رفتار تیر پیوند کوتاه در قاب‌های فولادی با مهاربندهای کمانش پذیر و کمانش تاب می‌باشد. بدین منظور سه سازه‌ی ۳، ۶ و ۹ طبقه با مهاربندهای کمانش پذیر و کمانش تاب براساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی و کلیه ضوابط لرزه‌ای نیز کنترل شده است. در ادامه قاب دو بعدی کناری آن‌ها با مهاربندهای واگرا در نرم افزار SeismoStruct 2016 مدل شده است. به منظور بررسی رفتار تیر پیوند از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی تحت ۳ زلزله‌ی دور از گسل و خاک نوع ۲ استفاده شده است. در ادامه نتایج نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند و منحنی‌های تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی قاب‌ها در دو حالت با مهاربندهای کمانش پذیر و کمانش تاب مقایسه شده است. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان می‌دهد لنگر و برش در تیر پیوند با مهاربندهای کمانش تاب می‌تواند بترتیب تا ۳۸ و ۵۰ درصد بیش از قاب با مهاربندهای کمانش پذیر می‌باشد. تحلیل‌های غیر خطی تاریخچه زمانی نیز رشد بیشتری از نیروهای تیر پیوند دو قاب با مهار بند کمانش تاب نسبت به تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان می‌دهد.

کلید واژگان: مهاربندهای کمانش تاب، تیر پیوند، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل تاریخچه زمانی، نرم افزار

۱- مقدمه

با رشد و توسعه شهرهای بزرگ به لحاظ جمعیتی، اقتصادی، سیاسی و اجتماعی، آسیب‌پذیری این شهرها در مقابل زمین‌لرزه‌های مخرب عواقب جبران‌ناپذیری برجای خواهد گذاشت. صدمات جانی و مالی گسترده‌ای که در اثر وقوع زلزله در این مناطق متوجه ساختار اجتماعی و اقتصادی کشور می‌شود، ضرورت تلاش همه جانبه را برای کاهش عواقب این رخداد طبیعی ایجاب می‌نماید. یکی از عمده‌ترین فعالیت‌ها در راستای کاهش خطرات ناشی از زلزله و افزایش ایمنی عمومی، مطالعات سیستم‌های سازه‌ای مختلف و به روز مانند قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب است. بررسی رفتار غیرخطی سازه‌های مجهز به این سیستم‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در سال ۱۹۷۸ سیستم قاب‌های مهاربندی واگرا موسوم (Eccentrically Braced Frames) توسط پوپوف و ریدر پیشنهاد شد [۱]. در سال ۲۰۰۴، ریچاردز و یوانگ طی مطالعه‌ای، به بررسی تحلیلی یک قاب مهاربند واگرا به منظور توسعه یک آزمایش جدید برای بارگذاری قراردادی تیر پیوند پرداخته‌اند [۲]. در سال ۲۰۰۷، برمن و همکارانش طی مطالعه‌ای بررسی تحلیلی را برای استفاده از اعضای با مقطع مستطیل تو خالی (به عنوان نمونه لوله) به عنوان تیر پیوند قاب مهاربندی واگرا بررسی کردند [۳]. در آیین‌نامه AISC2005 پیشنهاد شده است که دو سری از آزمایش‌ها بر روی مهاربندها صورت گیرد [۴]. سری اول آزمایش‌ها بر روی مهاربند به صورت تنها صورت گرفته است، به طوری که رفتار محوری آن‌ها مورد مشاهده دقیق قرار گرفته است و پارامترهای مورد نیاز در طراحی آن‌ها حاصل شده است. سری دوم آزمایش‌ها بر پایه به کارگیری مهاربند BRB در قاب ساختمانی بوده است. در تعدادی حالات فقط دهانه‌ی مهاربندی و در بعضی دیگر همه دهانه‌های قاب مورد نظر ساخته و آزمایش شده است. در این آزمایش‌ها رفتار مهاربند در قاب مورد توجه بوده است. نخستین مطالعات آزمایشگاهی بر روی مهاربند کمانش تاب در دهه ۱۹۸۰ میلادی در ژاپن انجام شد. اولین آزمایش‌های صورت گرفته بر روی BRBها توسط واتانابه گزارش شده است [۵]. در این آزمایش‌ها تمامی مهاربندها دارای هسته فولادی یکسان بوده و تنها شکل غلاف فولادی آن‌ها با یکدیگر تفاوت داشته است. در سال ۲۰۰۲ چن آزمایش‌هایی بر روی مهاربندها با استفاده از میز لرزان در ژاپن انجام داد [۶]. در سال ۲۰۰۴ مهین آزمایشات گسترده‌ای را بر روی ۱۲ مهاربند BRB انجام داد. هدف از انجام این آزمایش‌ها بررسی تاثیر اضافه کردن مهاربند کمانش تاب در بهبود رفتار هیسترسز قاب خمشی فولادی بوده است [۷].

در سال‌های اخیر نیز مطالعات مختلفی در زمینه‌ی کاربرد مهاربندهای کمانش تاب در سازه‌های ساختمانی انجام شده است. پیدرافیتا و همکاران در سال ۲۰۱۳، در تحقیق خود یک مهاربند کمانش تاب با سیستمی را که بر حسب نیازهای لرزه‌ای مشخصاتش تغییر می‌نماید، ارائه کردند. در این تحقیق بیان شده است که نیروی تسلیم و تغییر شکل‌های پلاستیک این سیستم جدید بر حسب مشخصات شتاب ورودی و نیازهای لرزه‌ای سازه تغییر می‌کند و در کنترل پاسخ‌های لرزه‌ای

موفق می‌باشد [۸]. گو و همکاران در سال ۲۰۱۴ در زمینه‌ی اثر پارامترهای مختلف مدل مهاربند کمانش تاب روی پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها و حساسیت این پاسخ‌ها به پارامترهای مختلف مطالعه کردند [۹]. پالم و همکاران در سال ۲۰۱۴ رفتار قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب صفحه‌ای و سه بعدی را تحت بار سیکلی و آزمایشگاهی مطالعه کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که رفتار مهاربند کمانش تاب و میزان آسیب‌ها در سیستم قاب مورد استفاده در مقایسه با حالت به تنهایی و تحت بار محوری کاملا متفاوت است و این مساله می‌تواند به نوع اتصالات مربوط گردد [۱۰]. دیلمی و مهدوی پور در سال ۲۰۱۶ در زمینه ارزیابی احتمالاتی نیاز لرزه‌ای دریافت پسماند قاب‌های مهاربندی شده با المان‌های کمانش تاب مطالعه شده است. در این مطالعه بیان شده است که مهاربندهای کمانش تاب به تنهایی به دلیل تنش تسلیم پایین‌تر هسته‌ی مهاربند زودتر تسلیم شده و متحمل کرنش‌های پسماند بزرگتری می‌شوند. در این تحقیق با تعریف قاب‌هایی با مهاربندهای کمانش تاب دوگانه این مشکل و نقطه ضعف این قاب‌ها بررسی شده است [۱۱]. ماوریا و همکاران در سال ۲۰۱۶ مهاربندهای کمانش تاب کوچکی با تنش تسلیم هسته‌ی کوچکتر و طول کوتاه پیشنهاد کردند که می‌توانند در سازه به عنوان فیوز و میراگر به کار روند [۱۲]. شن و همکاران در سال ۲۰۱۷ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندهای هم محور را با و بدون مهاربندهای کمانش تاب مطالعه کردند. نتایج تحقیق نشان داده است که قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب دریافت‌های پسماند را کنترل نموده و ظرفیت تسلیم و فروریزش سازه را افزایش داده‌اند [۱۳]. اوزجلیک و همکاران در سال ۲۰۱۷ مهاربند کمانش تابی با شرایط اتصال متفاوت را به صورت تست‌های آزمایشگاهی پیشنهاد کردند. نوآوری این تحقیق ایجاد محدودیت‌های بیشتر در بخش‌های مختلف اتصال مصالح به هم می‌باشد. این فیوز باعث کاهش نقص‌های موضعی و کمانش‌های آبی در بعضی بخش‌های مهاربند می‌گردد [۱۴]. سائزینگ و همکاران در سال ۲۰۱۸ با بکار بردن آلیاژ حافظه‌دار در قاب‌های با مهاربندهای شورون هسته‌ی کمانش تاب، عملکرد قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار را مطالعه کردند. در این تحقیق عدم توانایی مهاربندهای کمانش تاب در مهار دریافت‌های پسماند بیان شده است، همچنین از توانایی این مهاربندها در کاهش دریافت طبقات تحت تحلیل‌های لرزه‌ای عنوان شده است [۱۵].

با وجود مطالعات مختلف در زمینه‌ی رفتار تیرهای پیوند در مهاربندهای واگرا، رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی با مهاربندهای واگرا و کمانش تاب انجام نشده است. در این تحقیق رفتار تیر پیوند در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه‌ی با مهاربندهای واگرا در دو حالت با مهاربندهای کمانش‌پذیر و کمانش تاب بررسی شده است. تحلیل‌های مورد نظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی غیر خطی بوده است. هدف ارزیابی رفتار تیر پیوند در سازه‌های با مهاربندهای کمانش تاب و کمانش‌پذیر می‌باشد.

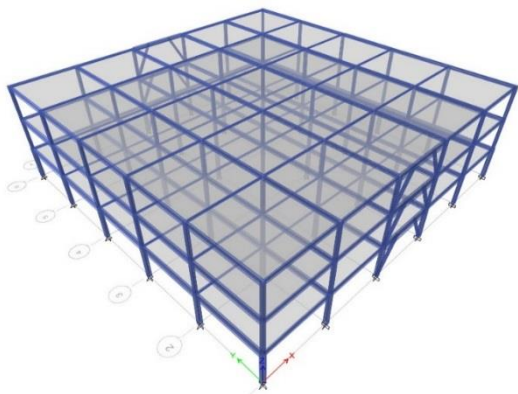
۲-۲- مدل سازی و بارگذاری

در این تحقیق سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS مدل سازی و طراحی شده‌اند. آیین نامه طراحی مورد نظر، AISC-360-010 و ضوابط لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم کنترل شده است. سیستم مقاوم جانبی، قاب ساده فولادی با مهاربند و اگرای کمانش پذیر و در حالت دوم قاب ساده فولادی با مهاربند و اگرای کمانش تاب می‌باشد. در مدل‌های مورد نظر عرض همه دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد. طول تیرهای پیوند ۲ متر و طول مهاربندها ۳٫۳۵ متر می‌باشد. پس از طراحی مدل‌ها، قاب کناری سازه‌ها استخراج و در نرم افزار SeismoStruct 2016 مدل سازی شده‌اند. شکل ۱ سازه‌های مورد نظر را نشان می‌دهد. به منظور بارگذاری سازه‌ها از مبحث ششم مقررات ملی استفاده شده است. بار مرده ی کف‌ها ۷۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. بار مرده سقف ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ شده است. بار زنده طبقات ۲۰۰ و بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع بوده است. با توجه به اینکه در مدل سازی برنامه SeismoStruct سازه به صورت دو بعدی مدل می‌شود، سهم بارگیر تیرها در جهت عمود بر قاب ۵ متر لحاظ شده است و بار خطی المان‌های تیر مطابق محاسبات زیر انجام شده است.

$$\text{DL}=750 \times 5=3750 \text{ Kg/m} \quad \text{بار مرده تیرهای طبقات:}$$

$$\text{LL}=200 \times 5=1000 \text{ Kg/m} \quad \text{بار زنده تیرهای طبقات:}$$

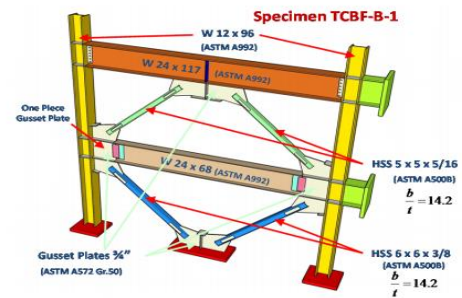
به منظور مطالعه رفتار تیر پیوند قاب‌ها در دو حالت با مهاربندهای کمانش پذیر و کمانش تاب علاوه بر تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی، از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی نیز استفاده شده است. بدین منظور از سه زلزله‌ی دور از گسل مطابق جدول ۱ استفاده شده است. زلزله‌های مذکور از پایگاه داده‌ی PEER اقتباس شده است و مربوط به خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشند. در این تحقیق مولفه‌ی با شتاب حداکثر بزرگتر به قاب‌های دو بعدی اعمال شده است. زلزله‌های مورد نظر بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند تا شدت همه آن‌ها اصلاح گردند. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ در بازه‌ی ۰/۲T الی ۱/۵T طیف زلزله‌های مورد نظر باید بیش از طیف طرح استاندارد باشد. منظور از T پرورد مود اول سازه می‌باشد. شکل ۲ نحوه‌ی مقیاس کردن زلزله‌های مورد نظر را نشان می‌دهد.



۲- صحت سنجی، مدل سازی

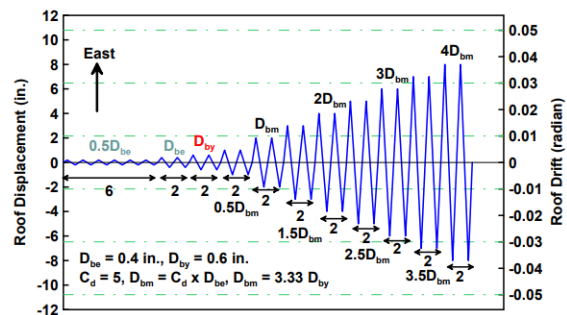
۱-۲- صحت سنجی

به منظور ارزیابی دقت روش مدل سازی، یک نمونه ۲ طبقه از قاب مهاربندی شده نشان داده شده در شکل ۴ که توسط لای و میهین (۲۰۱۳) به روش شبه استاتیکی تست شده است، در نرم افزار SeismoStruct مدل سازی و تحلیل شده است [۱۶]. شکل ۵ پروتکل بارگذاری چرخه‌ای و شکل ۶ مقایسه‌ی نتیجه‌ی آزمایشگاهی و تحقیق حاضر را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که نتیجه حاصل دقت خوب مدل ایجاد شده را نشان می‌دهد.

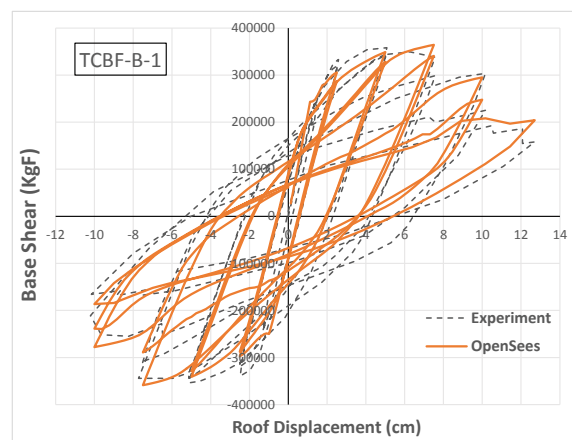


شکل ۴- مشخصات نمونه آزمایشگاهی تست شده توسط لای و میهین

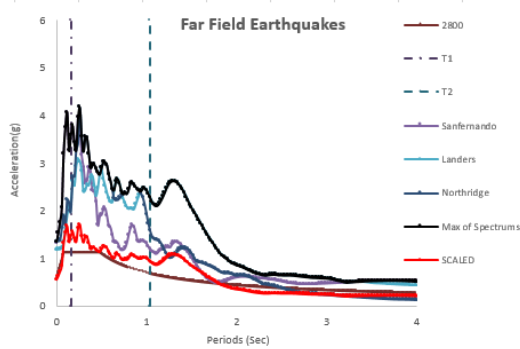
[۲۰۱۳] [۱۶]



شکل ۵- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی [۱۶]



شکل ۶- صحت سنجی نرم افزار با مدل آزمایشگاهی [۱۶]



شکل ۲- نحوه مقیاس کردن سه رکورد بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

جداول ۲ الی ۷ مقاطع طراحی شدهی المانهای تیر و ستون سازههای مورد نظر را نشان می‌دهد.

جدول ۲- مشخصات مقاطع برای سازه سه طبقه با مهاربندهای کماتش پذیر

مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box200x200x12	Box140x140x8	H260	طبقه‌ی اول
Box150x150x12	Box120x120x8	H240	طبقه‌ی دوم
Box150x150x10	Box80x80x8	H220	طبقه‌ی سوم

جدول ۳- مشخصات مقاطع برای سازه سه طبقه با مهاربندهای کماتش تاب

مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box200x200x12	Box140x140x10	H260	طبقه‌ی اول
Box150x150x12	Box140x140x10	H240	طبقه‌ی دوم
Box150x150x10	Box140x140x10	H220	طبقه‌ی سوم

جدول ۴- مشخصات مقاطع برای سازه شش طبقه با مهاربندهای کماتش پذیر

مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box240x240x15	Box120x120x10	H260	طبقه‌ی اول
Box200x200x12	Box120x120x10	H260	طبقه‌ی دوم
Box200x200x12	Box90x90x8	H240	طبقه‌ی سوم
Box180x180x12	Box90x90x8	H240	طبقه‌ی چهارم
Box150x150x10	Box80x80x8	H220	طبقه‌ی پنجم
Box150x150x10	Box80x80x8	H220	طبقه‌ی ششم

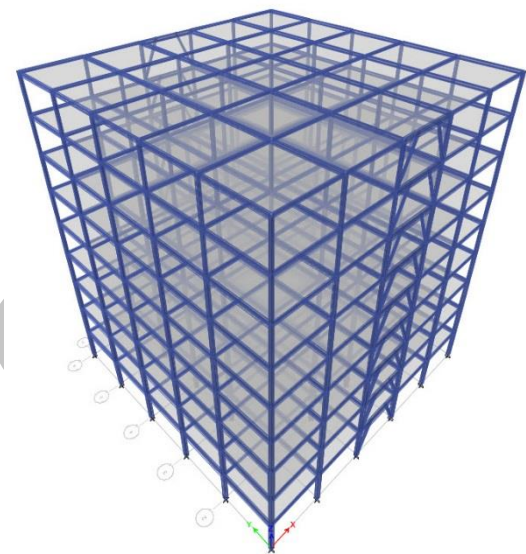
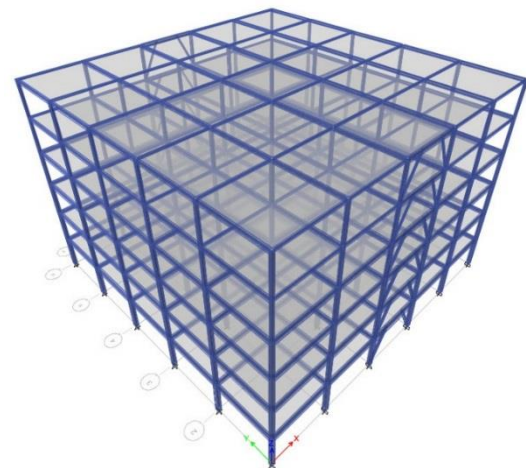
جدول ۵- مشخصات مقاطع برای سازه شش طبقه با مهاربندهای کماتش تاب

مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box240x240x15	Box140x140x10	H260	طبقه‌ی اول
Box200x200x12	Box140x140x10	H260	طبقه‌ی دوم
Box200x200x12	Box140x140x10	H240	طبقه‌ی سوم
Box180x180x12	Box120x120x10	H240	طبقه‌ی چهارم
Box150x150x10	Box100x100x10	H220	طبقه‌ی پنجم
Box150x150x10	Box100x100x10	H220	طبقه‌ی ششم

□ Yermo Fire Station

** Northridge

□□ Beverly Hills- 14145 Mulhol



شکل ۱- سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه‌ی فولادی با مهاربندهای واگرا در یک راست

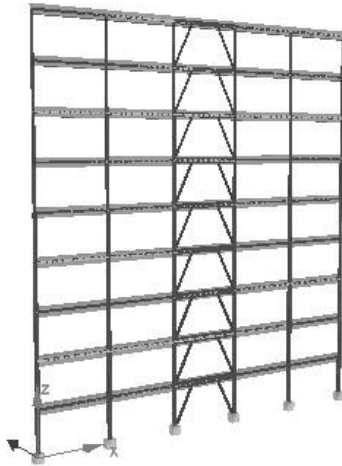
جدول ۱- مشخصات زلزله‌های دور از گسل مورد استفاده در این تحقیق

ردیف	رخداد	سال وقوع	ایستگاه ثبت
۱	سان فرناندو*	۱۹۷۱	لا- هالی وود □
۲	لندرز □	۱۹۹۲	یمو- فایر استیشن □
۳	نورت ریج**	۱۹۹۴	بورلی هیلز- مول هول □□

* Sanfermando

□ LA- Hollywood Stor

□ Landers



شکل ۳- قاب‌های کناری دو بعدی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SeismoStruct

۳. نتایج تحلیل‌ها

تحلیل‌های سازه‌های مورد نظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی تحت ۳ زلزله‌ی معرفی شده می‌باشد. در ادامه نتایج حاصل به تفکیک ارائه می‌شود.

۳-۱- نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی (پوش آور)

با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی قاب‌های دو بعدی ۳، ۶ و ۹ طبقه، خروجی‌های مختلفی جهت مقایسه‌ی رفتار تیر پیوند سازه‌های با مهارندهای واگرای کمانش‌پذیر و کمانش تاب بدست آمده است. شکل ۷ منحنی‌های برش پایه-جابجایی بام قاب‌های مورد نظر را نشان می‌دهند. میزان پوش سازه‌ها در تراز بام ۰,۰۴ برابر ارتفاع کل سازه‌ها لحاظ شده است.

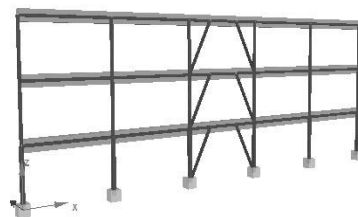
جدول ۶- مشخصات مقاطع برای سازه نه طبقه با مهارندهای کمانش‌پذیر

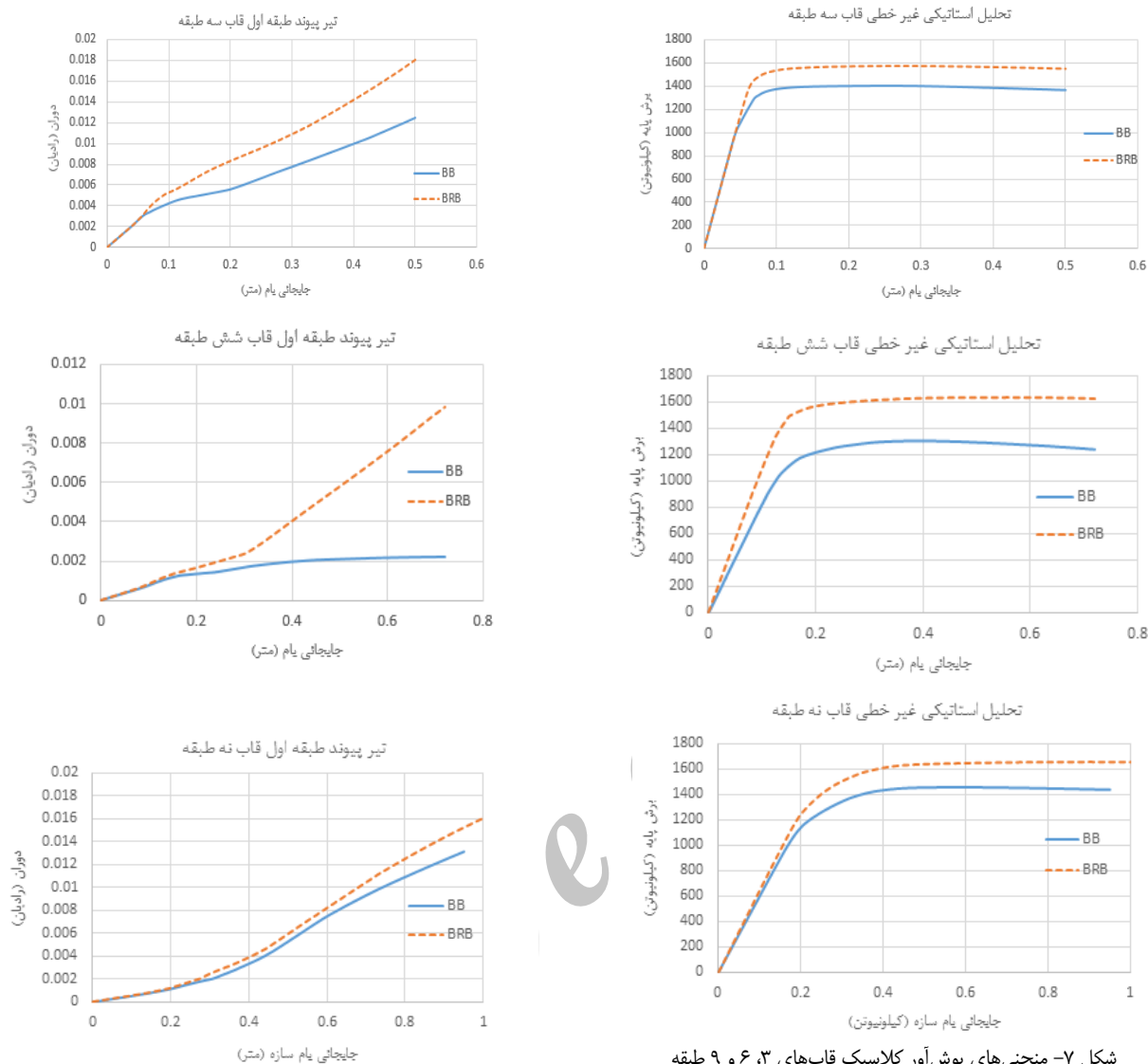
مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box240x240x20	Box180x180x10	H260	طبقه‌ی اول
Box240x240x20	Box160x160x10	H260	طبقه‌ی دوم
Box240x240x20	Box160x160x10	H260	طبقه‌ی سوم
Box200x200x15	Box140x140x10	H260	طبقه‌ی چهارم
Box200x200x15	Box140x140x10	H240	طبقه‌ی پنجم
Box180x180x12	Box140x140x10	H240	طبقه‌ی ششم
Box180x180x12	Box120x120x10	H240	طبقه‌ی هفتم
Box150x150x10	Box120x120x10	H220	طبقه‌ی هشتم
Box150x150x10	Box120x120x10	H220	طبقه‌ی نهم

جدول ۷- مشخصات مقاطع برای سازه نه طبقه با مهارندهای کمانش تاب

مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	طبقات
Box240x240x20	Box180x180x15	H260	طبقه‌ی اول
Box240x240x20	Box160x160x15	H260	طبقه‌ی دوم
Box240x240x20	Box160x160x15	H260	طبقه‌ی سوم
Box200x200x15	Box140x140x12	H260	طبقه‌ی چهارم
Box200x200x15	Box140x140x12	H240	طبقه‌ی پنجم
Box180x180x12	Box140x140x12	H240	طبقه‌ی ششم
Box180x180x12	Box120x120x12	H240	طبقه‌ی هفتم
Box150x150x10	Box120x120x12	H220	طبقه‌ی هشتم
Box150x150x10	Box120x120x12	H220	طبقه‌ی نهم

شکل ۳ قاب‌های کناری ۳، ۶ و ۹ طبقه‌ی مدل شده در نرم‌افزار SeismoStruct را نشان می‌دهد.



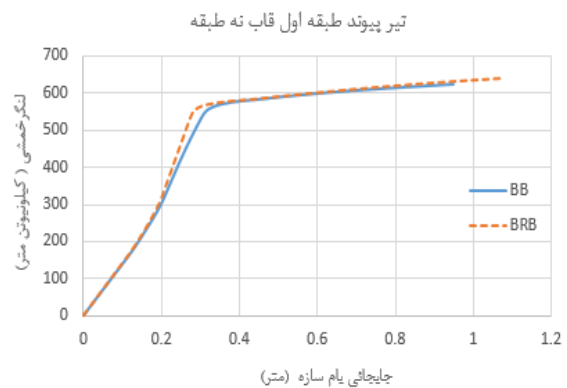
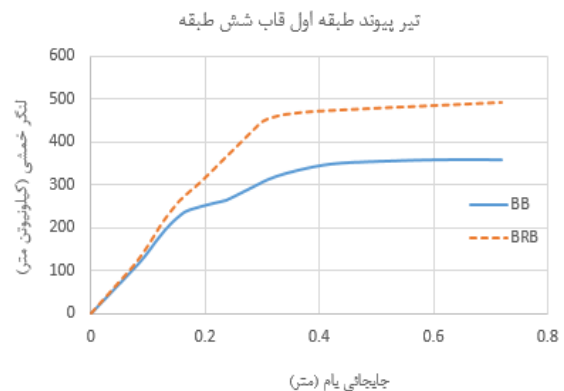
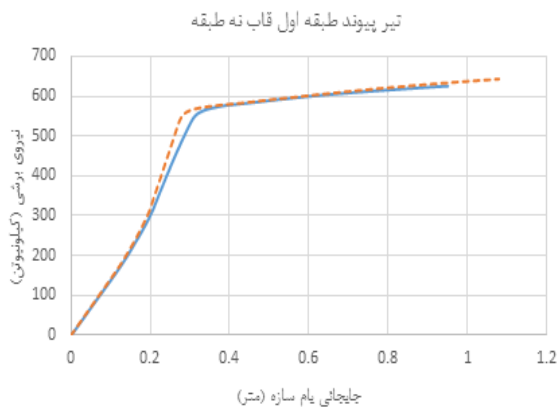
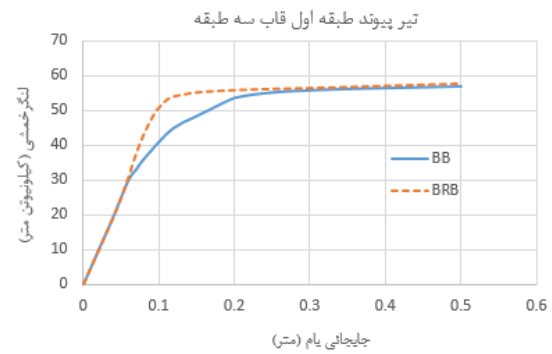
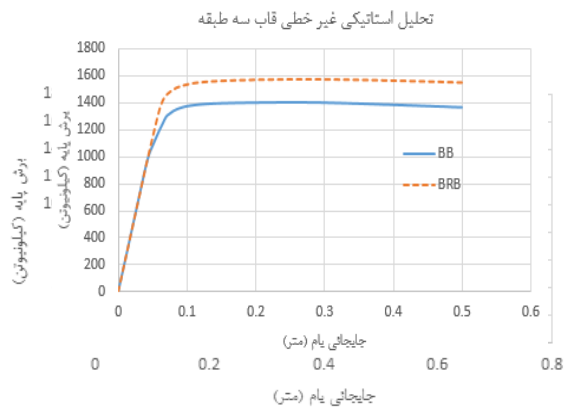


شکل ۷- منحنی‌های پوش‌آور کلاسیک قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه

شکل ۸- دوران تیر پیوند- جابجایی بام طبقه‌ی اول قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی

مطابق نمودارهای شکل ۸، تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی، دوران تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب بیشتر می‌باشد. به عنوان نمونه در انتهای تحلیل قاب ۳ طبقه، دوران تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب و کم‌انرژی پذیر به ترتیب ۰/۰۱۸ و ۰/۰۱۲۲ رادیان می‌باشد که کاربرد مهاربندهای کم‌انرژی تاب باعث افزایش ۴۷/۵ درصدی دوران تیر پیوند شده است. دوران تیر پیوند در قاب ۶ طبقه ۵ برابر شده است و در قاب ۹ طبقه میزان این افزایش ۲۳/۱ درصد می‌باشد. شکل ۹ منحنی‌های لنگر خمشی تیر پیوند را برای سازه‌های مورد نظر و تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد.

با توجه به نمودارهای شکل ۷ ملاحظه می‌گردد مقاومت جانبی حداکثر قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب و کم‌انرژی پذیر به ترتیب در حدود ۱۵۸۰ و ۱۳۹۰ کیلو نیوتن است که کاربرد مهاربندهای کم‌انرژی تاب مقاومت جانبی قاب ۳ طبقه را ۱۲ درصد افزایش داده است. میزان این افزایش مقاومت در قاب‌های ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۳۹/۹ و ۱۴/۹ درصد می‌باشد. به منظور مقایسه‌ی رفتار تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر و کم‌انرژی تاب، برش، دوران و لنگر خمشی تیر پیوند در طول پوش‌سازه‌ها استخراج شده است. شکل ۸ دوران تیر پیوند را در قاب‌های مختلف نشان می‌دهد.

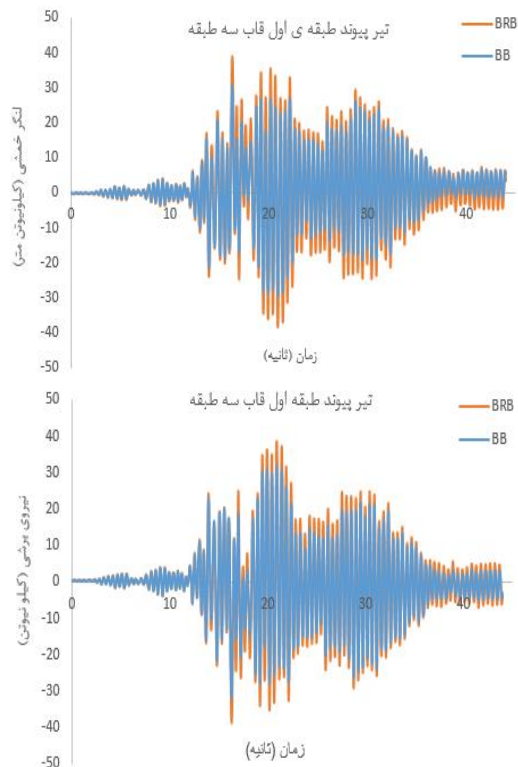


شکل ۱۰- برش تیر پیوند- جابجایی بام طبقه اول قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی

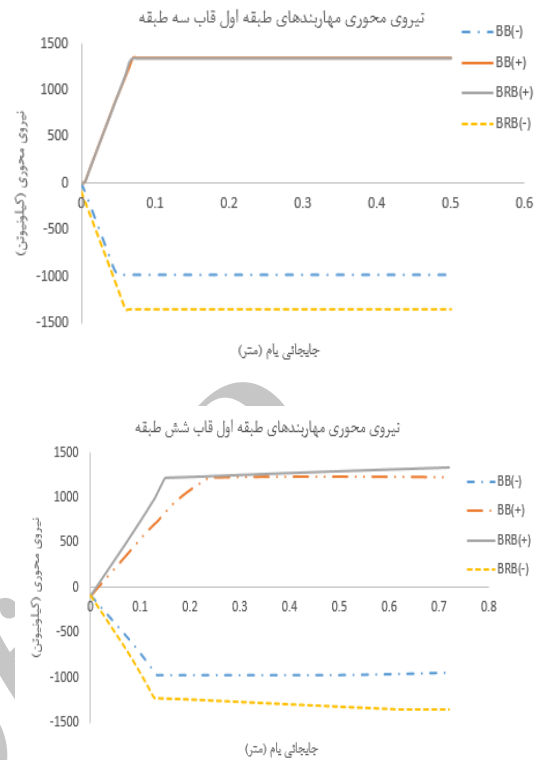
مطابق شکل ۱۰ برش تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب ۶ طبقه با مهاربندهای کمانش تاب تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی بزرگتر از قاب با مهاربندهای کمانش‌پذیر می‌باشد و مقدار این افزایش در حدود ۵۳/۱ درصد می‌باشد. شکل ۱۱ منحنی‌های رفتار مهاربندهای کمانش تاب و کمانش‌پذیر را تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی و بر حسب جابجایی بام نشان می‌دهند. این منحنی‌ها مربوط به طبقه‌ی اول سازه‌های مورد نظر می‌باشند و رفتار مشابه برای سایر طبقات مشاهده شده است. مطابق نمودارهای شکل ۱۱ مهاربند فشاری در قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب به دلیل عدم کمانش نیروی فشاری بیشتری تحمل کرده‌اند ولی رفتار مهاربندهای کششی مشابه است.

شکل ۹- لنگر تیر پیوند- جابجایی بام طبقه اول قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی

مطابق شکل ۹ لنگر تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب ۶ طبقه با مهاربندهای کمانش تاب تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی بیش از قاب با مهاربندهای کمانش‌پذیر می‌باشد. مقدار این افزایش در حدود ۳۸ درصد می‌باشد. در مورد قاب‌های ۳ و ۹ طبقه مقدار نهایی لنگر تیر پیوند اختلاف محسوسی ندارند، البته سختی خمشی تیر پیوند در حالت قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب مقادیر بزرگتری را نشان می‌دهد. شکل ۱۰ منحنی‌های نیروی برشی تیر پیوند را برای طبقه‌ی اول سازه‌های مورد نظر و تحت تحلیل‌های پوش آور نشان می‌دهد.



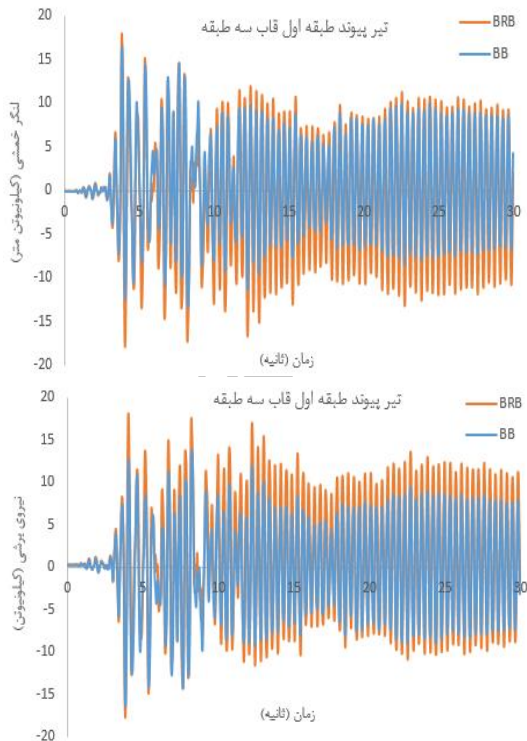
شکل ۱۲- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۳ طبقه تحت زلزله‌ی لندرز



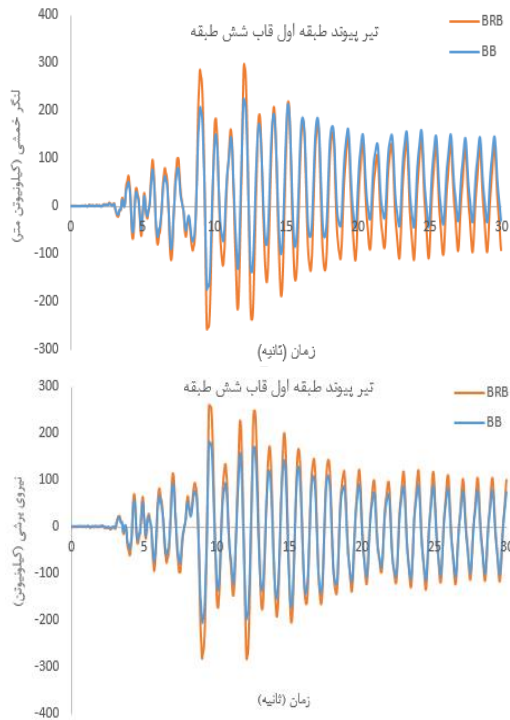
شکل ۱۱- رفتار مهاربندهای کمانش تاب و کمانش پذیر طبقه اول تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی

۳-۲- نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی

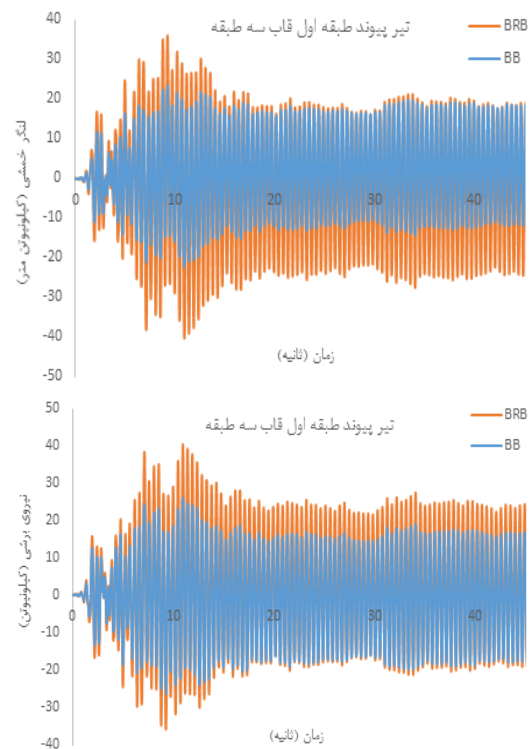
با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی مقیاس شده، برش و لنگر خمشی تیر پیوند قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب (BRB) و کمانش پذیر (BB) بدست آمده است. اشکال ۱۳ الی ۱۸ نتایج مربوطه را تحت زلزله‌های مورد نظر نشان می‌دهند. مطابق اشکال ارایه شده، برش و لنگر خمشی تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب در مقایسه با قاب‌های با مهاربندهای کمانش پذیر بزرگتر می‌باشد. این موضوع در پاسخ‌های لرزه‌ای اوج مشهود است.



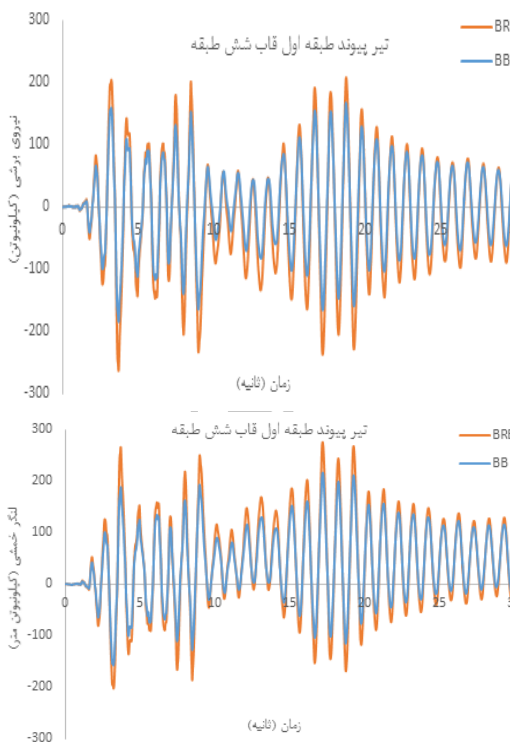
شکل ۱۳- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۳ طبقه تحت زلزله‌ی نورتریج



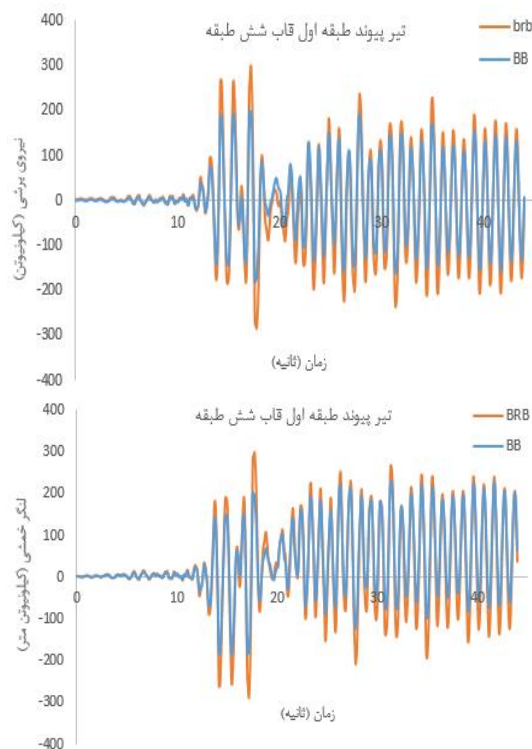
شکل ۱۶- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۶ طبقه تحت زلزلهی نورتریج



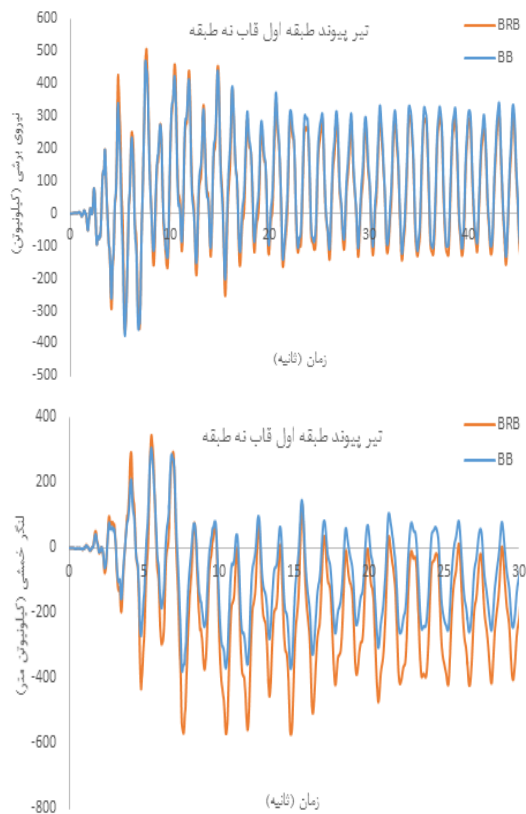
شکل ۱۴- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۳ طبقه تحت زلزلهی سانفرانسیسکو



شکل ۱۷- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۶ طبقه تحت زلزلهی سانفرانسیسکو



شکل ۱۵- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۶ طبقه تحت زلزلهی لندرز



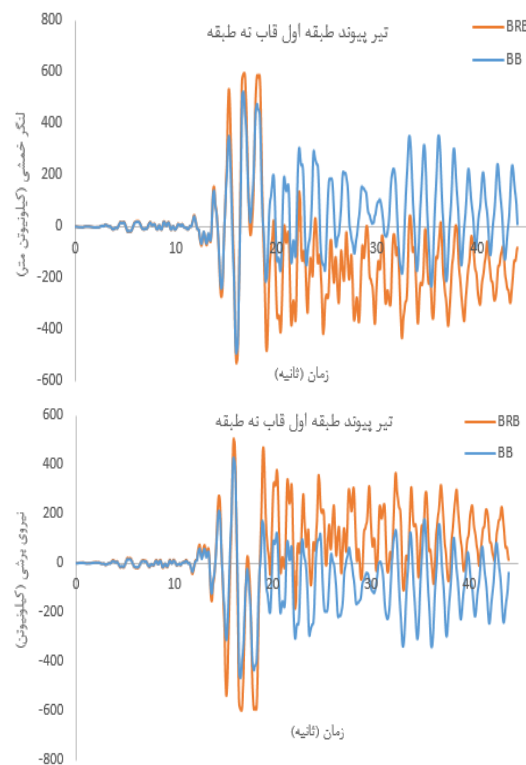
شکل ۲۰- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۹ طبقه تحت زلزله‌ی سانفرانسیسکو

بر اساس نمودارهای فوق می‌توان نتایج حاصل را در جدول خلاصه و نتایج را مقایسه نمود. مطابق جدول ۱۰ الی ۱۵ حداکثر برش و لنگر تیر پیوند در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه‌ی با مهاربندکمانش‌پذیر و کمانش تاب تحت ۳ زلزله رایج شده است. مطابق جدول ۸ لنگر تیر پیوند قاب‌های مورد نظر با مهاربندهای کمانش‌پذیر تحت زلزله‌ی لندرز کوچکتر می‌باشد. در مورد قاب ۳ طبقه و تحت این زلزله، لنگر تیر پیوند ۷۶/۳ درصد مقدار مشابه قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کمانش تاب می‌باشد. در مورد قاب ۶ طبقه و ۹ طبقه مقدار فوق معادل ۶۵/۱ و ۷۴/۸ درصد می‌باشد. همچنین ملاحظه می‌شود که مقادیر لنگر تیر پیوند با افزایش تعداد طبقات قاب افزایش قابل توجهی یافته است.

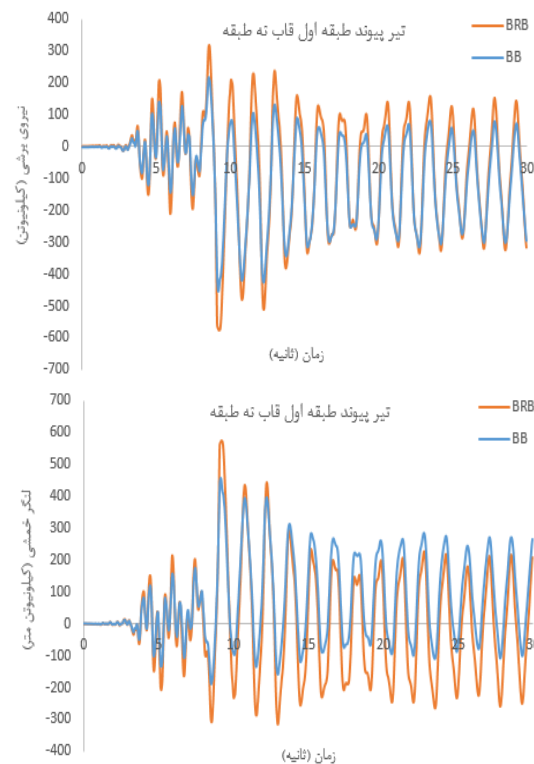
جدول ۸- حداکثر لنگر تیر پیوند طبقه اول قاب‌ها تحت زلزله‌ی لندرز

با مهاربندهای کمانش تاب	با مهاربندهای کمانش‌پذیر	
۳۹/۱۰	۲۹/۸	قاب سه طبقه
۲۹۸/۵	۱۹۴/۵	قاب شش طبقه
۵۹۵/۹	۴۴۶/۲	قاب نه طبقه

بر اساس جدول ۹، تحت زلزله‌ی لندرز حداکثر برش تیر پیوند طبقه اول قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با مهاربندهای کمانش تاب در مقایسه با کمانش‌پذیر به ترتیب ۲۷/۵، ۵۱/۳ و ۲۶/۷ درصد افزایش نشان می‌دهد.



شکل ۱۸- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۹ طبقه تحت زلزله‌ی لندرز



شکل ۱۹- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند طبقه اول قاب ۹ طبقه تحت زلزله‌ی نورتریج

مقایسه با قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر به ترتیب ۴۸/۷، ۴۳/۴ و ۱۲/۰ درصد افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۱۳- حداکثر برش تیر پیوند قاب‌ها تحت زلزله‌ی سانفرانندو

با مهاربندهای کم‌انرژی تاب	با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر	
۳۸/۷	۲۶/۰	قاب سه طبقه
۲۶۲/۸	۱۸۳/۲	قاب شش طبقه
۵۰۷/۶	۴۵۳/۲	قاب نه طبقه

۴. نتیجه‌گیری

با بررسی نمودارها و جداول ملاحظه می‌شود که مهار بند کم‌انرژی تاب باعث تکمیل مسیر نیرویی و انتقال نیرو به تیر پیوند شده و استهلاک انرژی بیشتری در تیر پیوند بوقوع می‌افتد. نتایج همچنین نشان می‌دهد که:

- تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی، مقاومت جانبی حداکثر قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب و کم‌انرژی پذیر به ترتیب در حدود ۱۵۸۰ و ۱۳۹۰ کیلو نیوتن بدست آمده است. به عبارتی کاربرد مهاربندهای کم‌انرژی تاب مقاومت جانبی قاب ۳ طبقه را ۱۲ درصد افزایش داده است. میزان این افزایش مقاومت برای قاب‌های ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۳۱/۹ و ۱۴/۹ درصد می‌باشد.
- تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی، دوران تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب بیشتر بدست آمده است. به عنوان نمونه در انتهای تحلیل قاب ۳ طبقه، دوران تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب و کم‌انرژی پذیر به ترتیب ۰/۰۱۸ و ۰/۰۱۲۲ رادیان می‌باشد که کاربرد مهاربندهای کم‌انرژی تاب باعث افزایش ۴۷/۵ درصدی دوران تیر پیوند شده است. دوران تیر پیوند در قاب ۶ طبقه ۵ برابر شده است و در قاب ۹ طبقه میزان این افزایش ۲۳/۱ درصد می‌باشد.
- تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی، لنگر تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب ۶ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی بیش از قاب با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر می‌باشد. مقدار این افزایش در حدود ۳۸ درصد می‌باشد. در مورد قاب‌های ۳ و ۹ طبقه مقدار نهایی لنگر تیر پیوند اختلاف محسوسی ندارند.
- تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی، برش تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب ۶ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی بزرگتر از قاب با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر می‌باشد و مقدار این افزایش در حدود ۵۳/۱ درصد می‌باشد. در مورد نتایج قاب‌های ۳ و ۹ طبقه مقدار نهایی برش تیر پیوند محسوسی مشاهده نگردید.
- تحت تحلیل‌های تاریخیچه زمانی، برش تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب مقدار بزرگتری داشته است. به عنوان نمونه تحت زلزله‌ی نورتریج در قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب، برش تیر پیوند طبقه‌ی اول ۱۵/۹ درصد افزایش نشان داد. همچنین در مورد قاب ۶ طبقه به عنوان نمونه تحت زلزله‌ی لندرز ۵۱/۳ درصد و قاب ۹ طبقه تحت زلزله‌ی سانفرانندو ۱۲/۰ درصد افزایش نشان داد.

جدول ۹- حداکثر برش تیر پیوند قاب‌ها تحت زلزله‌ی لندرز

با مهاربندهای کم‌انرژی تاب	با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر	
۳۸/۷	۳۰/۴	قاب سه طبقه
۲۹۸/۰	۱۹۶/۹	قاب شش طبقه
۵۷۹/۱	۴۵۶/۸	قاب نه طبقه

مطابق جدول ۱۰، لنگر تیر پیوند قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی تاب در مقایسه با قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر تحت زلزله‌ی نورتریج در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۱۲/۱، ۲۹/۶ و ۲۵/۲ درصد افزایش داشته است.

جدول ۱۰- حداکثر لنگر تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب‌ها تحت زلزله‌ی نورتریج

با مهاربندهای کم‌انرژی تاب	با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر	
۱۸/۴	۱۶/۴	قاب سه طبقه
۲۸۳/۲	۲۱۸/۴	قاب شش طبقه
۵۷۳/۰	۴۵۷/۶	قاب نه طبقه

مطابق جدول ۱۱ حداکثر برش تیر پیوند طبقه‌ی اول تحت زلزله‌ی نورتریج در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب در مقایسه با قاب‌های با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر به ترتیب ۱۵/۹، ۴۰/۱ و ۲۵/۲ درصد افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۱۱- حداکثر برش تیر پیوند قاب‌ها تحت زلزله‌ی نورتریج

با مهاربندهای کم‌انرژی تاب	با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر		
۱۸/۹	۱۶/۳	قاب سه طبقه	
۲۸۱/۱	۲۰۰/۶	قاب شش طبقه	
۵۶۴/۴	۴۵۰/۵	قاب نه طبقه	

بر اساس جدول ۱۲ تحت زلزله‌ی سانفرانندو حداکثر لنگر قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب در مقایسه با کم‌انرژی پذیر به ترتیب ۸۱/۰، ۳۴/۰ و ۴۶/۰ درصد افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۱۲- حداکثر لنگر تیر پیوند طبقه‌ی اول قاب‌ها تحت زلزله‌ی سانفرانندو

با مهاربندهای کم‌انرژی تاب	با مهاربندهای کم‌انرژی پذیر	
۲/۴۰	۲۲/۲	قاب سه طبقه
۷/۲۷۵	۷/۲۰۵	قاب شش طبقه
۶/۵۶۳	۸/۳۸۵	قاب نه طبقه

مطابق جدول ۱۳ حداکثر برش تیر پیوند طبقه‌ی اول تحت زلزله‌ی نورتریج در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب در

[12] Maurya A, Eatherton M.R., Ryota Matsui. R., Florig S.H. "Experimental investigation of miniature buckling restrained braces for use as structural fuses" *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 127, December 2016, Pages 54-65.

[13] Shen J., Seker O., Akbas. B., Seker. P., Momenzadeh S.B., Faytarouni. M. "Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling" *Engineering Structures* Volume 141, 15 June 2017, Pages 461- 481.

[14] Ozcelik. R., Dikiciasik. E., Erdil. F. "The development of the buckling restrained braces with new end restrains" *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 138, November 2017, Pages 208- 220.

[15] Canxing. Q., Yichen. Z., Han. L., Bing Q., Hetao Hou., Li T. "Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non- buckling braces" *Engineering Structures*, Volume 154, 1 January 2018, Pages 93- 102.

[16] Lai J-W, Mahin S.A. "Experimental and Analytical Studies on the Seismic Behavior of Conventional and Hybrid Braced Frames" *PEER* 2013.

- تحت تحلیل های تاریخچه زمانی، لنگر خمشی تیر پیوند در قاب های با مهاربندهای کمانش تاب مقادیر بزرگتری از خود نشان داده است. به عنوان نمونه قاب ۳ طبقه تحت زلزله ی سانفرناندو ۸۱،۰ درصد، قاب ۶ طبقه تحت زلزله ی لندرز ۵۳/۴ درصد افزایش و قاب ۹ طبقه تحت زلزله ی نورث ریج ۲۵/۲ درصد بیشتر می باشد.

منابع

[1] Popov, E.P., Kasai, K., Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in design of eccentrically braced frames". *Earthquake Spectra*, Vol 3, No. 1, pp. 43- 55.

[2] Paul RICHARDS, and Chia- ming UANG, DEVELOPMENT OF TESTING PROCOTOL FOR LINKS IN ECCENTRICALLY BRACED FRAMES. 13th World Conference on Earthquake Engineering No. 2795.2004.

[3] Jeffrey W.Berman, Michel Bruneau, Experimental and analytical investigation of tubular link for eccentrically braced frames. 0141- 0296, Elsevier 2007.

[4] AISC., Seismic provisions for structural steel buildings. 2002: American Institute of Steel Construction.

[5] Watanabe, A., et al. Properties of brace encased in buckling- restraining concrete and steel tube. in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. 1988.

[6] Chen, C.- C., Recent advances of seismic design of steel buildings in Taiwan. *International Training Programs for Seismic Design of Building Structures*, 2002.

[7] Mahin, S., et al. Seismic performance of buckling restrained braced frame systems. in 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004.

[8] Piedrafita. D., Cahis. X., Simon. E., Comas. E. "A new modular buckling restrained brace for seismic resistant buildings" *Engineering Structures*. Volume 56, November 2013, Pages 1967- 1975.

[9] Gu. Q., Zona. A., Peng Y., Dall' Asta. A. "Effect of buckling- restrained brace model parameters on seismic structural response" *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 98, July 2014, Pages 100- 113.

[10] Palmer K.D., Christopulos A.S., Lehman. D.E, Roeder. C.W " Experimental evaluation of cyclically loaded, large- scale, planar and 3- d buckling- restrained braced frames" *Journal of Constructional Steel Research* Volume 101, October 2014, Pages 415- 425.

[11] Deylami A., Mahdavi pour M.A "Probabilistic seismic demand assessment of residual drift for Buckling- Restrained Braced Frames as a dual system" *Structural Safety*, Volume 58, January 2016, Pages 31- 39.

Comparing the Performance of Short Link Beam in Buckling Unrestrained and Restrained Eccentric Braced Frames under non-linear Static and Dynamic Analysis

Arash Hossein Shahi

Master Student Of Structure, Islamic Azad University, Tafresh branch, Tafresh, Iran

Aboozar Saleh

Asistant professor, civil engineering department, Islamic Azad University, Professor Hesabi Branch, Tafresh, Iran

Abstract

According to the fact that our country is located in one of the seismic zones of the world, the possibility of strong earthquakes in different regions is inevitable. Over the past years, researchers have proposed different systems for absorbing and dissipating earthquake energy in structures, which, in this regard, unrestrained buckling braces have been focused by engineers. The purpose of this research is to examine the behavior of short link beam in steel frames with buckling and non-buckling braces. For this purpose, three structures, 3, 6 and 9 stories with buckling and non-buckling braces are designed according to valid regulations and all seismic rules have also been controlled. Then, their lateral two-dimensional frame is modeled with eccentric braces on the SeismoStruct 2016 software. In order to investigate the behavior of the link beam, nonlinear static and time history analysis have been used for three far-field earthquakes and type 2 soil. In the following, the results of the shear force and the bending moment of the link beam and the nonlinear static analysis curves of the frames in two models with buckling and non-buckling braces are compared. The results of nonlinear static analysis show that the moment and shear in the non-buckling link beam can be up to 38 and 50 percent more than the frame with buckling braces, respectively. Non-linear time history analysis shows a higher growth of link beam forces in a frame with non-buckling braces than nonlinear static analysis.

Keywords: Non-Buckling Braces, Link Beam, Nonlinear Static Analysis, Time History Analysis, SeismoStruct 2016 Software