

## Investigation of seismic response of asymmetric buckling restrained braced frames equipped with zipper struts

Nader Hoveidae<sup>1\*</sup>, Navid Ahmadi<sup>2</sup>

1- Assistant professor, Faculty of Technology and Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

2- MSc. Student, Faculty of Technology and Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University

### ABSTRACT

*One of the most important deficiency of buckling restrained braced frames is the concentration of lateral drifts in some specific stories and the soft story mechanism, under moderate to severe earthquakes. In this paper, in order to prevent the development of soft story mechanism in buckling restrained braced frames, asymmetric configuration along with a zipper strut is proposed for chevron type ordinary buckling restrained braced frame. The zipper strut connects the midpoints of beams at the brace intersections in all stories and carry the unbalanced axial force developed at the intersection. In addition, it causes the BRBs to uniformly yield over the height of structure. For this purpose, 4, 10, and 14 story buckling restrained braced frames were designed according to Iranian seismic code, and the nonlinear time history analyses were performed in Opensees, subsequently. The analysis results showed that the asymmetric buckling restrained braced frames possess more uniform lateral drift demands in comparison to ordinary symmetric buckling restrained braced frames, is less prone to the formation of soft story mechanism. The zipper elements were found to carry a significant axial forces during analyses, and were responsible for distribution of unbalanced forces among BRBs over the height of braced frames.*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 08 June 2019

**Revise Date:** 06 July 2019

**Accept Date:** 15 July 2019

### Keywords:

*Buckling restrained brace*

*Zipper strut*

*Time history analysis*

*Peak drift*

*Peak residual drift*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.189273.1876

\*Corresponding author: Nader Hoveidae  
Email address: Hoveidae@azaruniv.ac.ir

## بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب نامتقارن مجهز به ستون همبند

نادر هویدایی<sup>۱\*</sup>، نوید احمدی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

### چکیده

یکی از معایب اصلی قابهای مهاربندی کمانش تاب متداول، امکان تشکیل طبقه نرم و تمرکز تسلیم و تغییر شکل‌های پلاستیک جانبی بزرگ در برخی از طبقات قاب مهاربندی در زلزله های متوسط تا شدید می باشد. در این مقاله برای جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در طبقات پایین قاب مهاربندی کمانش تاب و تمرکز تسلیم و پلاستیسیتته در مهاربندهای چندین طبقه خاص، از ستون همبند (زیپر) در قاب مهاربندی شورون استفاده شده است. ستون همبند نیروی نامتوازن تولید شده در محل اتصال تیر و مهاربند را به طبقات بالاتر سازه انتقال داده و باعث تسلیم تمامی مهاربندها در ارتفاع سازه و جلوگیری از تمرکز تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ در یک یا چند طبقه خاص از سازه می شود. بدین منظور مقایسه رفتار لرزه ای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب نامتقارن با آرایش شورون دارای المان زیپر و مهاربندی کمانش تاب متقارن (مرسوم) در ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه از طریق انجام تحلیل های تاریخچه زمانی در نرم افزار *Opensees* انجام گرفته است. نتایج تحلیلها نشان داد سیستم مهاربندی کمانش تاب نامتقارن دارای ستون زیپر، توزیع دررفت و دررفت پسماند یکنواخت تری نسبت به سیستم مهاربندی کمانش تاب مرسوم دارد و احتمال تشکیل طبقه نرم در این سیستم به مراتب کمتر از سیستم مهاربندی کمانش تاب مرسوم بدون ستون همبند می باشد.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش تاب، المان همبند، تحلیل تاریخچه زمانی، دررفت حداکثر، دررفت پسماند

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.189273.1876	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.189273.1876	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۰۴/۲۴	۱۳۹۸/۰۴/۲۴	۱۳۹۸/۰۴/۱۵	۱۳۹۸/۰۳/۱۸
نادر هویدایی Hoveidaei@azaruniv.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

برای مقابله با نیروهای جانبی وارد بر سازه به ویژه نیروهای زلزله سیستم‌های سازه ای گوناگونی مورد استفاده قرار گرفته و در نهایت تعدادی از آنها توسط آیین‌نامه‌ها به رسمیت شناخته شده و ضوابط مربوط به طراحی و ساخت آنها بیان شده است که از میان آنها می‌توان به سیستم‌های قاب مهاربندی، دیوار برشی، قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی اشاره کرد. خسارت شدید مهاربندهای همگرا در زلزله‌های اخیر ناشی از عدم شکل‌پذیری مناسب، ضرورت بازبینی طراحی این سیستم‌ها را تایید می‌نمود. بر این اساس روش‌های بسیاری صرف بهسازی رفتار مهاربندها برای رسیدن به یک رفتار ایده‌آل انجام شده است. برای این منظور با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شده و امکان تسلیم فشاری مهاربند فراهم شده است که امروزه از این نسل از مهاربندها با عنوان مهاربند کمانش تاب (BRB<sup>1</sup>) یاد میشود. پس از زلزله‌های ۱۹۹۴ نورث ریج و ۱۹۹۵ کوبه، قاب‌های مهاربندی کمانش تاب بعنوان یکی از کارآمدترین سیستم‌های ساختمانی مورد پذیرش واقع شدند و برای اولین بار در ژاپن بطور گسترده مورد استفاده قرار گرفتند. این سیستم به علت دارا بودن همزمان سختی جانبی بالا و قابلیت فوق‌العاده در استهلاک انرژی زلزله نسبت به سیستم مهاربندی متداول عملکرد لرزه ای بهتری دارد.

مهاربندهای کمانش تاب با ارایش همگرا (CBRF<sup>2</sup>) و واگرا (EBRF<sup>3</sup>) بسته به ملزومات معماری یا عملکردی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند. در قاب‌های مهاربندی همگرای مرسوم نظیر شورون، در محل اتصال مهاربندها و تیر نیروی نامتعادل بزرگی به علت تفاوت مقاومت‌های مهاربندها در کشش و فشار تولید می‌شود که منجر به طراحی تیر با ابعاد بزرگ و غیرمعارف می‌شود. برای مقابله با این نیروی بزرگ و جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در طبقات پایین ساختمان از المان همبند (زیپر) استفاده می‌شود. المان زیپر یا ستون همبند نیروی نامتعادل تولید شده در محل اتصال تیر و مهاربند را به طبقات بالاتر سازه انتقال داده و باعث می‌گردد تمام مهاربندها در ارتفاع سازه کمانش پیدا کرده و تجمع خسارت در طبقه خاصی از سازه انجام نگیرد.

در کنار قابلیت استهلاک انرژی بالای مهاربندهای کمانش تاب و شکل‌پذیری بالای قاب مهاربندی، یکی از معایب اصلی قاب‌های مهاربندی کمانش تاب دریافت پسماند بزرگ و احتمال تشکیل طبقات نرم در برخی از طبقات ساختمان در حین زلزله‌های متوسط تا شدید میباشد. استفاده از مهاربندهای کمانش تاب غیرمقارن همراه با المان زیپر به عنوان یک ایده‌ی جدید می‌تواند در توزیع یکنواخت تر تغییر مکان‌های جانبی بین طبقه ای مورد توجه باشد. مطالعات محدودی روی این نوع مهاربندها در کشور ایران انجام یافته‌است، بنابراین بررسی رفتار لرزه ای این نوع سیستم می‌تواند بعنوان زمینه ای برای تحقیقات وسیع آزمایشگاهی و نظری مورد توجه قرار گیرد.

واتانابه و همکاران در سال ۱۹۸۸ مهاربند کمانش تاب را در ژاپن برای اولین بار پیشنهاد دادند. آنها نتایج آزمایش‌های کشش و فشار و تحلیل‌های عددی این نوع سازه‌ها را طی یک تحقیق ارائه نمودند [۱]. ما و همکاران در سال ۲۰۱۲ قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر فولادی مجهز به فولاد با مقاومت تسلیم پایین را مورد آزمایش قرار داده و به این نتیجه رسیدند که استفاده از این نوع فولاد باعث ایجاد شکل‌پذیری بیشتر و جذب انرژی بهتری در مقایسه با فولادهای ساختمانی رایج شده و می‌تواند برای کنترل آسیب در سازه‌های تحت اثر زلزله با شدت کم و نیروی باد قوی به کار برده شوند [۲]. بلک و همکاران در سال ۲۰۰۲ آزمایش‌هایی روی مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش انجام داده و جهت مقایسه نتایج منحنی چرخه‌ای مهاربندها را مدل کردند. آنها دریافتند که منحنی چرخه‌ای مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش به‌صورت پایدار و مقارن است [۳]. ترمبلی و همکاران در سال ۲۰۰۶ با انجام آزمایش‌هایی روی مهاربندهای کمانش تاب مرسوم و تمام فولادی دو نوع بارگذاری لرزه‌ای دینامیکی و شبه استاتیکی روی نمونه‌ها انجام دادند [۴]. هر دو نوع مهاربند عملکرد رضایت بخشی تحت این دو الگوی بارگذاری نشان دادند. شکیب و صافی در سال ۲۰۱۲ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر برون‌محور و قاب‌های مهاربندی واگرا را مقایسه کرده و به این نتیجه رسیدند که قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر برون‌محور برای مناطق با سطح لرزه‌خیزی بالا و تحت رکوردهای نزدیک گسل عملکرد دینامیکی بهتری دارند [۵]. پرینز و ریچاردز در سال ۲۰۱۲ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی

<sup>1</sup> Buckling Restrained Brace

<sup>2</sup> Concentric Buckling Restrained Braced Frame

<sup>3</sup> Eccentric Buckling Restrained Braced Frame

مقید در برابر کمانش با آرایش واگرا را مورد بررسی قرار دادند. نتایج، حداکثر دریفت را در هر دو سیستم مهاربندی کمانش تاب واگرا و مهاربندی واگرای مرسوم EBF یکسان، و دریفت پسماند سیستم کمانش تاب را نسبت به قاب مهاربندی متعارف، بیشتر نشان داد [۶]. یانگ و همکاران در سال ۲۰۰۷ به بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با المان زیپر و طراحی این نوع قاب‌ها پرداختند. آن‌ها یک روش طراحی را برای قاب‌های مهاری با المان زیپر برای رسیدن به رفتار شکل‌پذیر پیشنهاد دادند [۷]. کیم و همکاران در سال ۲۰۰۸ روش‌های طراحی برای ستون‌های زیپر در قاب‌های مهاری شورون ارائه کردند و ابتدا یک روش استاتیکی ساده و سپس یک روش طراحی دینامیکی با ترکیب تئوری فیزیکی مهاربندهای مدل‌شده و تحلیل‌های پوش‌آور پیشنهاد دادند [۸]. نعیمی و همکاران در سال ۲۰۱۲ رفتار قاب‌های مهاربندی شده با المان زیپر را ارزیابی کرده مدل‌هایی را تحت شرایط پوش‌آور آنالیز کردند. آن‌ها در این تحقیق شکل‌پذیری، دریفت و نیروهای داخلی اعضا را با هم مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که استفاده از المان زیپر (همبند) تاثیر مطلوبی روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها دارد [۹]. چو و همکاران در سال ۲۰۱۳ به آزمایش و مدلسازی عددی مهاربندهای فولادی خود مرکز دو هسته‌ای و کمانش‌ناپذیر فشرده برای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله پرداختند. آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های اجزاء محدود به این نتیجه رسیدند که قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر تحت بارهای چرخه‌ای قابلیت بسیار خوبی از خود نشان می‌دهند. همچنین توانستند با استفاده از برنامه‌ی محاسباتی، رفتارهای کمانش کلی و محلی قاب‌های مهاربندی کمانش تاب را محاسبه کنند [۱۰]. شن و همکاران در سال ۲۰۱۷ یک مطالعه‌ی تحلیلی روی قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه با و بدون مهاربند کمانش تاب انجام دادند. نتایج نشان داد که مهاربندهای کمانش‌ناپذیر باعث کاهش پاسخ دریفت طبقه، برطرف کردن ضعف تسلیم تیر و جلوگیری از شکست مهاربندها می‌شوند [۱۱]. هویدایی و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی عددی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی کمانش تاب تمام فولادی با طول هسته کوتاه (SCBRB) پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که سیستم SCBRB تا حدی توانایی کاهش دریفت‌های پسماند و میان طبقه‌ای را دارد. به‌علاوه SCBRB بدون عبور از مرزهای خستگی در چرخه پایین یا ناپایداری سیستم مقیدکننده می‌تواند تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ‌تری را تحمل کند [۱۲]. زهرایی و همکاران در سال ۲۰۱۲ رفتار پسماند مهاربندهای غیرمتعارف همراه با المان زیپر را مورد بررسی قرار داده و به این نتیجه رسیدند که شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی در سیستم مجهز به المان زیپر افزایش می‌یابد [۱۳]. زرین اقبال و احمد زاده در سال ۲۰۱۵ رفتار لرزه‌ای مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش غیرمقارن را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای ساختمان‌هایی با ارتفاع کم و متوسط به منظور بررسی تاثیرات پیکربندی پیشنهاد شده انجام شده است. محققین در این مطالعه به این نتیجه رسیدند که پیکربندی پیشنهاد شده می‌تواند امکان ترکیب فواید قاب‌های مهاربندی کمانش تاب با المان زیپر را در یک روش مقرون به صرفه فراهم سازد [۱۴].

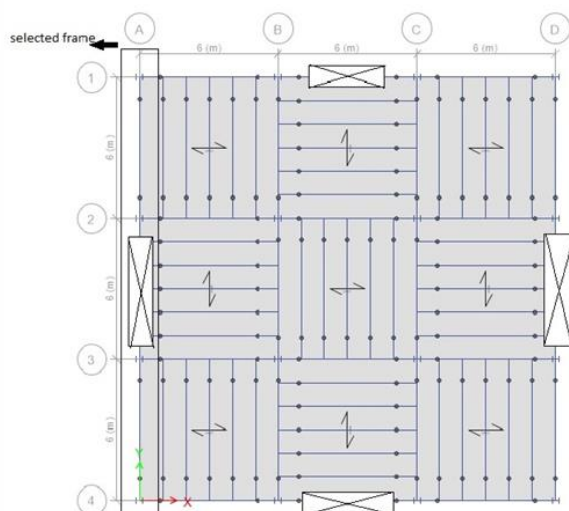
## ۲- جزئیات مدلسازی

در مطالعات گذشته، تاثیر ستون همبند (زیپر) در رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شورون (هشتی) معمولی مورد مطالعه قرار گرفته است. در قاب‌های مهاربندی معمولی بدلیل رفتار متفاوت مهاربند در کشش و فشار، نیروی نامتوازن بزرگی در محل اتصال مهاربند و تیر بوجود می‌آید. برای جلوگیری از طراحی تیر با ابعاد بزرگتر و نیز انتقال نیروی نامتعادل ایجاد شده به طبقات بالاتر از المان زیپر استفاده میشود. طبق مطالعات گذشته استفاده از المان زیپر در قاب‌های مهاربندی معمولی شورون (هشتی) باعث توزیع یکنواخت تر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای می‌شود. همچنین استفاده از ستون همبند احتمال تشکیل طبقه نرم در این قاب‌ها را کاهش میدهد [۷].

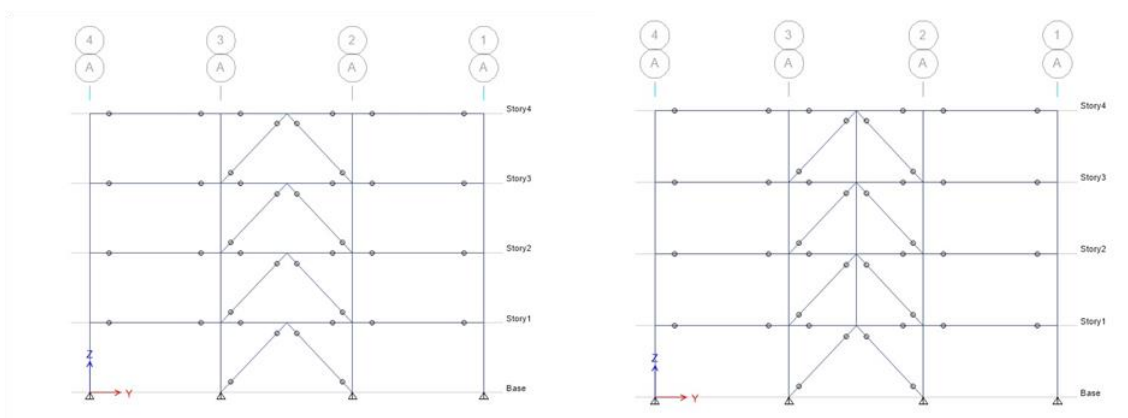
در قاب‌های مهاربندی کمانش تاب با آرایش شورون، بدلیل مقاومت تقریباً یکسان مهاربندها در کشش و فشار، نیروی نامتعادل قابل توجهی در محل اتصال مهاربندها به تیر تولید نمی‌گردد. لذا به منظور بررسی تاثیر المان همبند در رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب با آرایش شورون، از مهاربندهای کمانش تاب با مساحت هسته‌های نامساوی (مقاومتهای محوری نامساوی) در داخل دهانه مهاربندی استفاده شده است. هدف از ارائه این نوع سیستم مهاربندی، بررسی امکان استفاده از المان همبند در قاب‌های مهاربندی کمانش تاب در جهت یکنواخت تر شدن توزیع تغییر مکانهای جانبی قاب مهاربندی و به تبع آن کاهش امکان تشکیل طبقه نرم میباشد.

## ۱-۲- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

در پژوهش حاضر، قاب‌های مهاربندی کمانش تاب با تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه با آرایش شورون در تحلیل و مدل‌سازی استفاده شده است. در مدل نوع اول که مدل متقارن نام‌گذاری شده است، در هر دهانه مهاربندی دو عضو مایل مهاربند سطح مقطع هسته یکسانی (مقاومتهای محوری یکسان) داشته که مقدار این سطح مقطع از طراحی قاب مهاربندی حاصل شده است. در مدل نوع دوم که مدل نامتقارن نام‌گذاری شده است به منظور ایجاد نیروی نامتوازن در محل اتصال مهاربندها به تیر، در هر طبقه سطح مقطع هسته مهاربندهای سمت راست و چپ دهانه مهاربندی مقادیر نامتفاوتی می‌باشد که بصورت ضریب  $0/9$  و  $1/1$  برابر سطح مقطع مهاربندهای مدل متقارن در هر طبقه در نظر گرفته شده است. در مدل نامتقارن از المان زیپر برای انتقال نیروی نامتعادل عمودی به طبقات بالاتر استفاده شده است. با تمرکز بر روی مقدار مساحت‌های هسته مهاربندها در دو مدل متقارن و نامتقارن می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت نهایی جانبی و سختی الاستیک دو مدل یکسان می‌باشد. در مدل سازه‌ای از اتصال مفصلی برای دو انتهای المان همبند استفاده شده است تا تاثیری در سختی جانبی قاب مهاربندی نداشته باشد. قاب‌ها از نظر پلان و ارتفاع منظم می‌باشند. فاصله دهانه‌ها یکسان و به اندازه ۶ متر و ابعاد پلان ۱۸ در ۱۸ متر می‌باشد. همچنین ارتفاع تمام طبقات  $3/20$  متر و سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع کامپوزیت در نظر گرفته شده است. قاب‌ها بر طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و در نوع خاک ۳ با کاربری مسکونی در شهر تبریز طراحی شده‌اند. در شکل ۱ پلان مدل‌ها و در شکل ۲ آرایش مهاربندی قاب‌های ۴ طبقه نشان داده شده است. در جدول ۱ مشخصات بارهای ثقلی اعمالی به مدل‌ها و در جدول ۲ مشخصات پارامترهای لرزه‌ای مدل‌ها نشان داده شده است. در جدول ۳ به عنوان نمونه مشخصات مقاطع حاصل از طراحی ذکر گردیده است.



شکل ۱: پلان قاب‌های مورد مطالعه



شکل ۲: نوع آرایش قاب‌های متقارن و نامتقارن.

جدول ۱: مشخصات بارهای ثقیلی وارد بر قابهای مورد مطالعه

بار برف Kg/m <sup>2</sup>	بار خطی kg/m	زلزله قائم بار kg/m	زلزله قائم بار kg/m <sup>2</sup>	بار تیغه بندی kg/m <sup>2</sup>	بار زنده kg/m <sup>2</sup>	بار مرده kg/m <sup>2</sup>	موقعیت
۱۲۷	-	-	۵۳	-	۱۵۰	۲۳۰	کف بام
-	-	-	۴۵	۱۱۵	۲۵۰	۲۳۰	کف طبقات
-	۷۰	۵۲	-	-	-	-	دیوار جان پناه
-	۲۵۰	۱۲۸	-	-	-	-	دیوار طبقات
-	۳۰۷	-	-	-	-	-	بار اصلاح جرم

جدول ۲: مشخصات بارهای لرزه‌ای

ارتفاع	نوع خاک	مبنای شتاب	ضریب رفتار	ضریب اهمیت	ضریب	ضریب زلزله	
۱۲/۸	III	۰/۳۵	۷	۱	۲/۷۵	۰/۱۳۷۵	طبقه ۴
۳۲	III	۰/۳۵	۷	۱	۲/۷۵	۰/۱۳۷۵	طبقه ۱۰
۴۴/۸۰	III	۰/۳۵	۷	۱	۲/۳۰۱۱	۰/۱۱۵۰	طبقه ۱۴

جدول ۳: مشخصات مقاطع طراحی شده برای قابهای ۴ طبقه

مدل متقارن			مدل نامتقارن				
ستون	تیر	مهاربند (Cm <sup>2</sup> )	ستون	تیر	مهاربند چپ (Cm <sup>2</sup> )	مهاربند راست (Cm <sup>2</sup> )	طبقات
W14*74	W8*24	۳۵	W14*74	W8*24	۳۱/۵	۳۸/۵	۱
W14*74	W8*24	۳۰	W14*74	W8*24	۲۷	۳۳	۲
W12*26	W8*24	۲۴	W12*26	W8*24	۲۱/۶	۲۶/۴	۳
W12*26	W8*24	۱۴	W12*26	W8*24	۱۲/۶	۱۵/۴	۴

## ۲-۲- طراحی المان زیپر

خطیب و همکاران در سال ۱۹۸۸ استفاده از المان زیپر به منظور انتقال نیروهای نامتعادل ایجاد شده در محل اتصال مهاربندها و تیر و توزیع مکانیزم شکست در ارتفاع سازه را پیشنهاد دادند. آن‌ها همچنین بیان کردند که نیروی توسعه یافته در المان زیپر هر طبقه برابر با جذر مجموع مربعات نیروهای زیپر در طبقات پایین همانند رابطه ۱ می‌باشد [۱۵].

$$F_{zipper}^i = \sqrt{(F_{zipper}^i)^2 + (F_{zipper}^{i-1})^2 + \dots} \quad (1)$$

که در آن  $i$  نشان دهنده شماره طبقه و  $F_{zipper}$  مقدار نیروی المان زیپر می‌باشد.

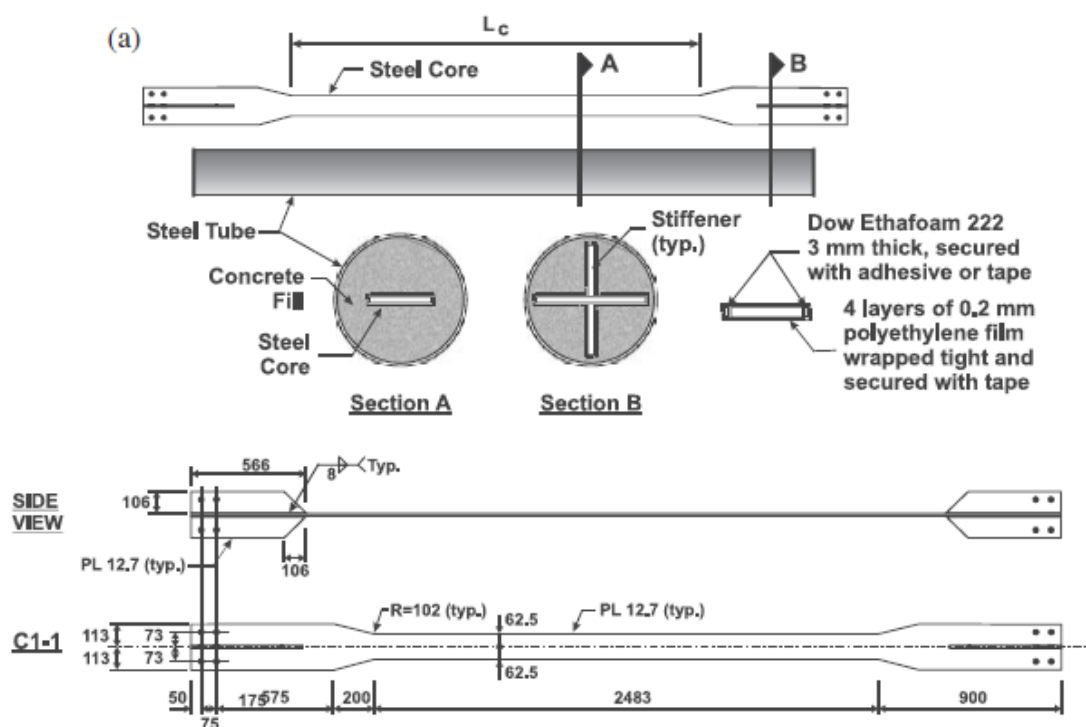
در این مقاله برای بدست آوردن نیروهای زیپر در هر طبقه از رابطه ۲ استفاده شده است. این رابطه تصویر اختلاف مقاومتهای کششی و فشاری مهاربند در محل اتصال و در راستای قائم را نشان میدهد که توسط المان همبند حمل خواهد شد. این نیرو برای طراحی المان همبند استفاده شده است.

$$F_{zipper} = R_y \cdot F_{yc} \cdot (A_c \cdot \beta \cdot \omega - A_t \cdot \omega) \sin \theta \quad (2)$$

که در آن  $R_y$ ،  $F_{yc}$ ،  $A_c$ ،  $A_t$ ،  $\beta$  و  $\omega$  به ترتیب نسبت مقاومت تسلیم به مقاومت اسمی تسلیم مصالح هسته، تنش تسلیم هسته، مساحت هسته در مهاربند فشاری، مساحت هسته در مهاربند کششی، ضریب تطابق مقاومت فشاری و ضریب سخت‌شدگی کرنشی میباشند.

## ۲-۳- صحت سنجی مدلسازی در نرم افزار Opensees

برای صحت سنجی مدلسازی مهاربند کمانش تاب در نرم افزار Opensees، نمونه مهاربند کمانش تاب آزمایش شده توسط ترمبلی و همکاران در سال ۲۰۰۶ در نرم افزار مدلسازی گردید [۴]. شکل ۳ مهاربند آزمایش شده توسط ترمبلی و همکاران را نشان می دهد. مهاربند کمانش تاب مذکور یک مهاربند با هسته فولادی صفحه ای شکل و سیستم مقید کننده کمانش شامل غلاف فولادی پر شده از بتن میباشد.



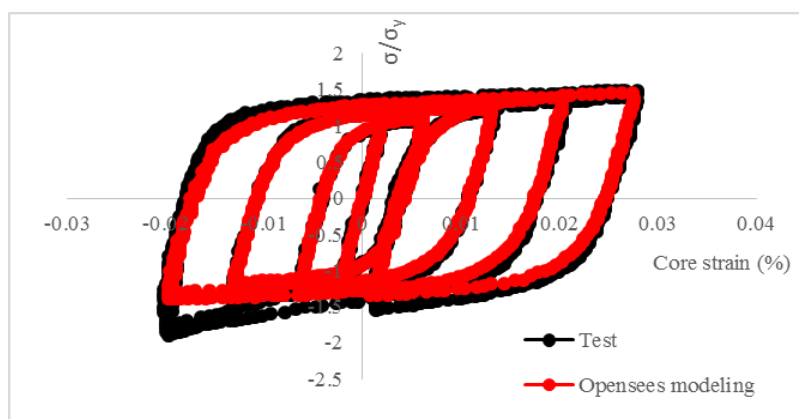
شکل ۳: مشخصات هسته و غلاف مهاربند آزمایش شده توسط ترمبلی و همکاران

برای مدلسازی هسته مهاربند در نرم افزار از المان Truss استفاده شد. برای در نظر گرفتن اثرات سختی قسمتهای الاستیک هسته مهاربند، از مدول الاستیک اصلاحی در محاسبات استفاده شد. جنس مصالح هسته از فولاد با تنش تسلیم ۳۵۰ و تنش نهایی ۴۵۰ مگاپاسکال میباشد. همچنین از تکیه گاههای مفصلی در دو انتهای مهاربند برای اعمال شرایط مرزی مهاربند استفاده شد. مدل مصالح در نظر گرفته شده برای مهاربند Steel02 با سخت شدگی کرنشی ایزوتروپیک و کینماتیک با ضرائب سخت شدگی به قرار جدول ۴ میباشد.

جدول ۴: مشخصات ضرائب سخت شدگی مصالح فولادی هسته

b	R <sub>0</sub>	CR <sub>1</sub>	CR <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
0.008	25	0.925	0.15	0.34	11.1	0.34	11.1

مهاربند مدل شده تحت پروتوکل استاندارد آیین نامه AISC-2016 قرار گرفت و رفتار هیستریزس مهاربند تحت پروتوکل مربوطه (اعمال تاریخچه تغییر مکانی) بدست آمد. برای اعمال تاریخچه تغییر مکانی به مهاربند از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی کنترل تغییر مکانی استفاده گردید. در شکل ۴ منحنی های هیستریزس نمونه مهاربند کمانش تاب بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مدلسازی در نرم افزار Opensees ارائه شده است. در منحنی هیستریزس ارائه شده، محور افقی نشانگر کرنش هسته و محور قائم نسبت تنش هسته به تنش تسلیم مصالح فولادی هسته میباشد. همانگونه که از شکل ۴ مشخص است، نتایج مدلسازی اجزای محدود مهاربند تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. لذا فرضیات و روند در نظر گرفته شده برای مدلسازی مهاربند کمانش تاب در نرم افزار مورد تایید قرار میگیرد.

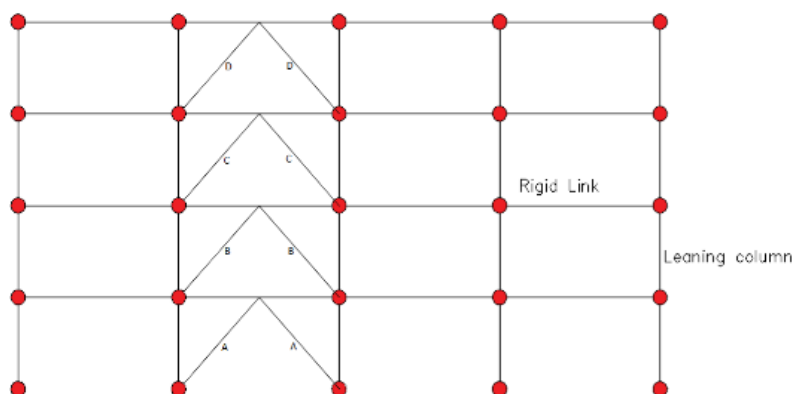


شکل ۴: مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود

## ۲-۴- جریات مدل سازی قابهای مهاربندی در نرم افزار OpenSees

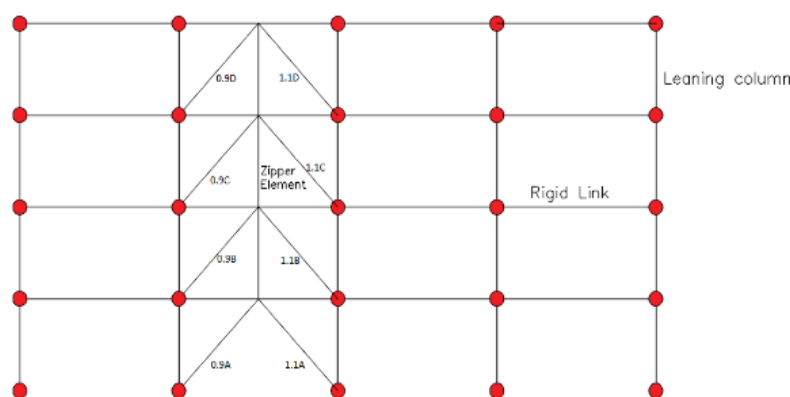
به منظور انجام تحلیلهای تاریخچه زمانی بر روی قابهای مهاربندی مفروض، مدل دو بعدی آنها در نرم افزار OpenSees ایجاد گردید [۱۶]. فولاد مورد استفاده برای تیر، ستون و المان زیپر با مدل Steel02 با تنش تسلیم ۲۹۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، مدول الاستیسیته  $2 \times 10^4$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضرایب سخت شدگی کینماتیک و ایزوتروپیک ۰/۰۰۳۵، ۲۰، ۰/۹۲۵، ۰/۱۵، ۰/۰۶۵، ۱، ۰/۰۴۵ و ۱ به کار گرفته شده است. همچنین از مدل فولاد Ramberg-Osgood برای مدلسازی رفتار فولاد هسته در مهاربندهای کمناش تاب استفاده شده است. در مدل سازی رفتار مقاطع به عنوان مؤلفه تعیین کننده المانها با عنوان شناخته شده Section در اپنسیس از مقطع فایبر استفاده شده است. برای تیر و ستون از المان غیرخطی nonlinearBeamColumn که برای ایجاد یک المان غیرخطی با پلاستیسیته گسترده به کار می رود استفاده شده است. برای مدل کردن مهاربندهای کمناش تاب از المان truss و برای مدل کردن اتصال مفصلی انتهایی اعضای تیر و ستون المان ZeroLength به کار گرفته شده است. همچنین برای مدل کردن المانهای زیپر بدلیل تحمل نیروهای محوری و عدم دخالت در سختی سازه، از المان با عنوان truss استفاده شده است. از اتصال مفصلی در پای ستونها در تمامی مدلها استفاده شده است. تمام اعضای قاب با شرایط مناسب مرزی مدل شده اند، تکیه گاهها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده و همچنین جرم مؤثر طبقات در تراز هر طبقه لحاظ شده است. بار ثقلی بر روی تیرها برای طبقات در دهانه های بدون مهاربندی  $24986 \text{ N/m}$  و دهانه های مهاربندی  $2440 \text{ N/m}$  و برای طبقه ی بام در دهانه های بدون مهاربندی  $24570 \text{ N/m}$  و دهانه های مهاربندی  $6695 \text{ N/m}$  اعمال شده است.

برای در نظر گرفتن اثرات پی دلتا ( $P-\Delta$ ) ناشی از بارهای ثقلی روی قابها، از ستون مجازی (Leaning Column) با اتصال مفصلی در تکیه گاه مدل شده است. این ستونها به وسیله تیرهای مجازی صلب (Rigid Link) به ستونهای قاب مهاربندی شده به صورت مفصلی متصل شده است. ستون مجازی طوری محدود شده که جابجایی جانبی یکسانی با ستون قاب مهاربندی شده مجاور در تراز هر طبقه داشته باشد. در شکل ۵ و ۶ مدل های اپنسیس همراه با سطح مقطع مهاربندها نشان داده شده است.



شکل ۵: مدل قاب مهاربندی با آرایش متقارن





شکل ۶: مدل قاب مهاربندی با آرایش نامتقارن

## ۲-۵- انتخاب رکوردهای زلزله

در مقاله حاضر، برای بررسی پاسخ‌های لرزه‌ای مدل‌های مهاربندی کمانش تاب متقارن و نامتقارن از تحلیل‌های تاریخچه زمانی استفاده شده است. با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه ساختمان، و به کارگیری معادلات متعارف دینامیکی پاسخ‌های سازه بدست می‌آید. اساس تحلیل تاریخچه زمانی بر اعمال رکورد حرکت زمین بر سازه استوار است. بنابر این انتخاب و مقیاس نمودن رکورد زلزله یکی از مهم‌ترین مسائل در این نوع تحلیل‌ها است. در این پژوهش از ۲۲ شتابنگاشت توصیه شده در ATC63 که از سایت PEER استخراج شده مطابق جدول ۵ استفاده شده است [۱۷].

جدول ۵: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده

شماره	بزرگی	سال	محل رخداد	نام ایستگاه	شتاب حداکثر (g)	سرعت حداکثر (cm/s)
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Baverly Hills-Mulhol	۰/۵۲	۶۳
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	۰/۴۸	۴۵
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	۰/۸۲	۶۲
۴	۷/۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector	۰/۳۴	۴۲
۵	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	۰/۳۵	۳۳
۶	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array #11	۰/۳۸	۴۲
۷	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	۰/۵۱	۳۷
۸	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۰/۲۴	۳۸
۹	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۰/۳۶	۵۹
۱۰	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۰/۲۲	۴۰
۱۱	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	۰/۲۴	۵۲
۱۲	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	۰/۴۲	۴۲
۱۳	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	۰/۵۳	۳۵
۱۴	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۰/۵۶	۴۵
۱۵	۷/۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	Abbar	۰/۵۱	۵۴
۱۶	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	۰/۳۶	۴۶
۱۷	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)	۰/۴۵	۳۶
۱۸	۷	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۰/۵۵	۴۴
۱۹	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY 101	۰/۴۴	۱۱۵
۲۰	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	۰/۵۱	۳۹
۲۱	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA-Hollywood Stor	۰/۲۱	۱۹
۲۲	۶/۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	Tolmezzo	۰/۳۵	۳۱

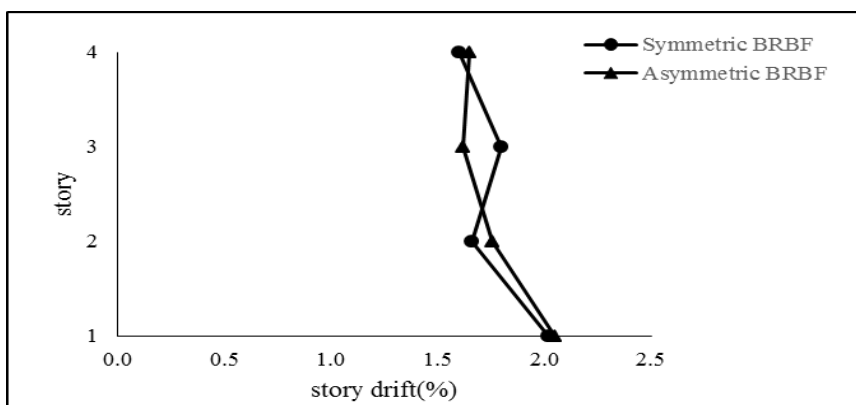
شتاب نگاشتهای انتخابی برای طیف خطر طرح (DBE<sup>۴</sup>) مقیاس شده و برای انجام تحلیلها در نرم افزار Opensees استفاده شده است. همچنین از نرم افزار Seismomatch [۱۸] جهت مقیاس و همپایه سازی با طیف طرح استفاده گردیده است. برای مقیاس شتابنگاشتها در تحلیل (DBE) شتابنگاشتها برابر طیف طرح در محدوده  $0.2T$  تا  $1/5T$  مقیاس می شوند که  $T$  پریود اصلی سازه است.

### ۳- نتایج تحلیلهای تاریخیچه زمانی

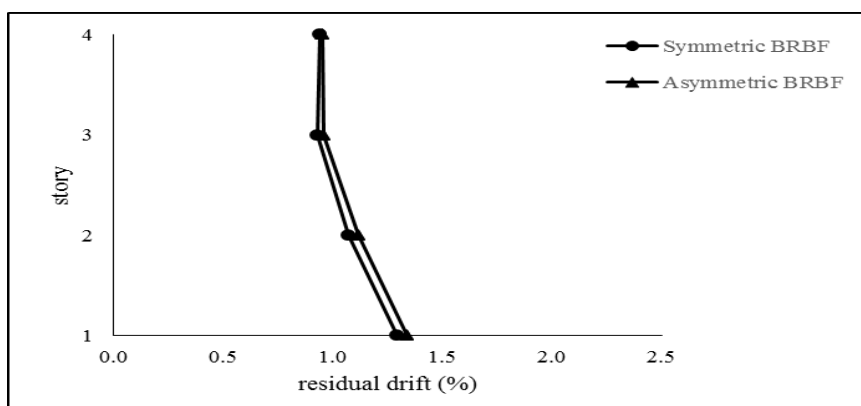
با انجام تحلیلهای تاریخیچه زمانی، پاسخهای سازه ای مدلها بدست آمد. برای مقایسه تغییرات جابجایی نسبی بین طبقه ای دو مدل از حداکثر پاسخهای سازه ای ایجاد شده از ۲۲ رکورد اعمال شده به مدلها میانگین گرفته شده و نمودارهای دریافت هر مدل رسم شده است. شکل های ۷ تا ۱۲ نمودار تغییرات دریافت در قاب های ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه با آرایش های متقارن و نامتقارن را نشان می دهد. با توجه به این شکلها، مقدار حداکثر میانگین دریافت طبقات در تمامی سازه ها تحت اثر ۲۲ رکورد زلزله اعمالی کمتر از ۲ درصد مجاز آیین نامه میباشد که نشان از روند طراحی صحیح و انتخاب اعضای سازه ای مناسب دارد.

#### ۳-۱- قابهای مهاربندی ۴ طبقه

در شکل ۷ توزیع میانگین دریافت در مدل های ۴ طبقه تحت ۲۲ رکورد زلزله اعمالی آورده شده است. همانطور که در شکل ۷ ملاحظه می شود مقدار حداکثر دریافت در هر دو نوع مدل متقارن و نامتقارن در قاب ۴ طبقه تقریباً با هم برابر می باشد. بیشترین دریافت در هر دو آرایش در طبقه ۱ رخ داده است. با این حال مطابق نمودار، دریافت قاب ۴ طبقه در آرایش نامتقارن با المان زیپر دارای توزیع یکنواخت تری در ارتفاع قاب میباشد. با بررسی تغییرات تنش در هسته مهاربندهای کمانش تاب در این مدلها مشخص گردید در تمامی مدل های متقارن و نامتقارن کلیه مهاربندهای طبقات ۱ تا ۴ تحت تمامی رکوردهای اعمالی به سازه ها دچار تسلیم شده اند.



شکل ۷: نمودار توزیع دریافت میانگین قاب ۴ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن.



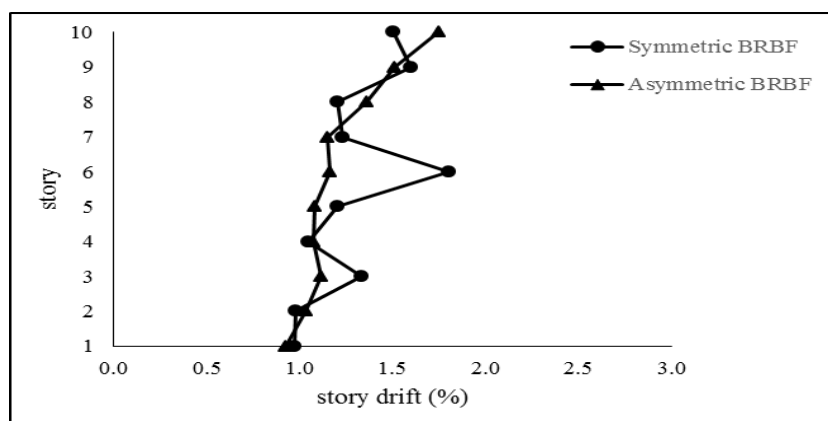
شکل ۸: نمودار توزیع دریافت پسماند میانگین قاب ۴ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن.

<sup>4</sup> Design Based Earthquake

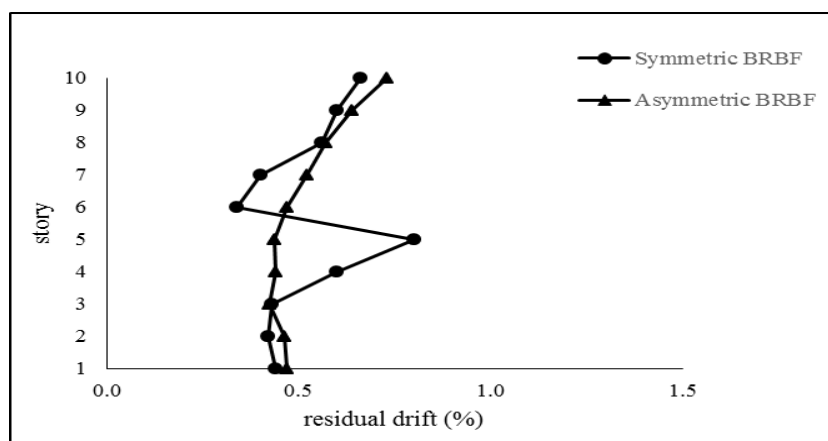
در شکل ۸ توزیع دررفت پسماند میانگین مدل‌های ۴ طبقه تحت رکوردهای اعمالی نمایش داده شده است. همانطور که از شکل ۸ مشخص است مقدار دررفت پسماند حداکثر در تمامی مدل‌ها کمتر از ۱٫۵ درصد می‌باشد. همچنین توزیع دررفت پسماند نیز در مدل نامتقارن نسبت به مدل متقارن یکنواخت تر است ولی بیشینه مقادیر توزیع دررفت تفاوت چندانی ندارند.

### ۳-۲- قاب‌های مهاربندی ۱۰ طبقه

در شکل ۹ نمودار میانگین توزیع دررفت قاب‌های ۱۰ طبقه با آرایش متقارن و نامتقارن نشان داده شده است. با توجه به شکل ۹، بیشترین دررفت در دو آرایش در طبقات مختلفی اتفاق افتاده است ولی بیشینه مقدار دررفت در هر دو مدل تقریباً یکسان و برابر ۱٫۷۵ درصد می‌باشد. با این حال، توزیع دررفت در مدل نامتقارن به طور مشهودی نسبت به مدل متقارن یکنواخت تر می‌باشد که نشان از اثر المان همبند در توزیع جابجایی جانبی طبقات دارد. با بررسی توزیع تنش در هسته مهاربندهای کمانش تاب مشخص گردید مهاربندهای سه طبقه آخر در مدل متقارن تحت اثر اکثریت رکوردهای اعمالی دچار تسلیم نمی‌شوند و طبقات زیرین تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگی را تجربه مینمایند که نشان از تشکیل طبقات نرم در مدل متقارن دارد. در مدل‌های نامتقارن تمامی مهاربندها در ارتفاع سازه تسلیم شدند و با توجه به شکل ۹ طبقه نرم تشکیل نیافته است. این امر بدلیل اثر المان همبند در انتقال نیروی نامتوازن مهاربندها در ارتفاع و توزیع آن در مهاربندهای کمانش تاب در طبقات انتهایی و بروز تسلیم در آنها می‌باشد. نتیجه مشابهی برای دررفت پسماند مدل‌های ۱۰ طبقه طبق شکل ۱۰ قابل استخراج است. با توجه به این شکل توزیع دررفت پسماند نیز در مدل نامتقارن نسبت به مدل متقارن یکنواخت می‌باشد.



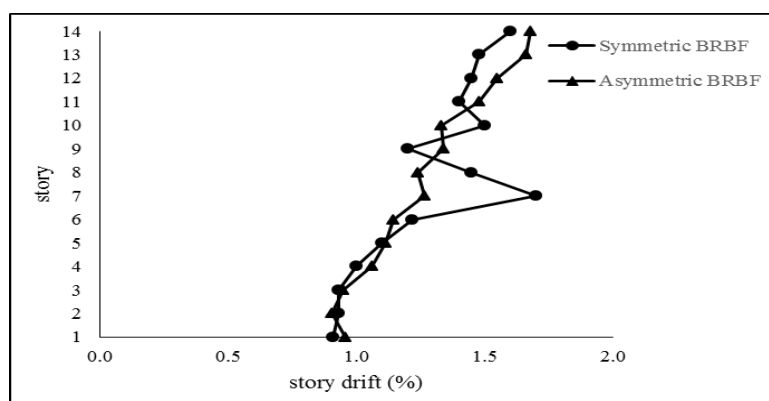
شکل ۹: نمودار توزیع دررفت قاب ۱۰ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن



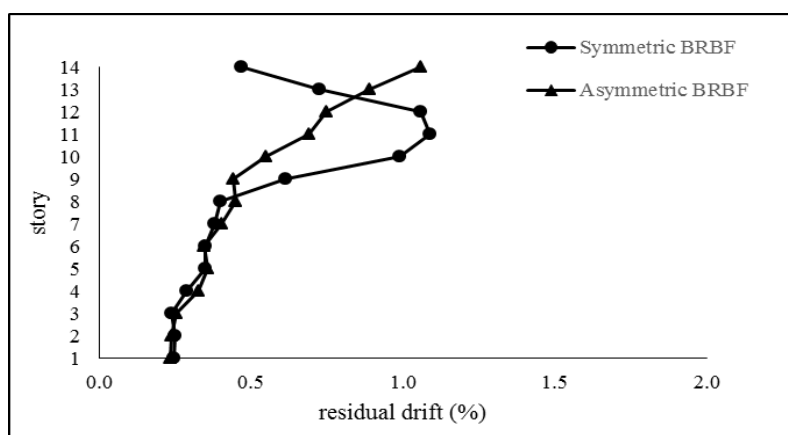
شکل ۱۰: نمودار توزیع دررفت پسماند قاب ۱۰ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن

## ۳-۳- قابهای مهاربندی ۱۴ طبقه

در شکل ۱۱ نمودار توزیع میانگین دررفت برای آرایش متقارن و نامتقارن و در شکل ۱۲ مقایسه توزیع میانگین دررفت پسماند برای دو آرایش مذکور در قابهای ۱۴ طبقه نشان داده شده است. با توجه به شکل ۹ بیشینه دررفت دو مدل متقارن و نامتقارن تقریباً یکسان و برابر با ۱,۶۸ درصد میباشد. با این حال، توزیع دررفت در قاب نامتقارن نسبت به مدل متقارن یکنواخت تر میباشد. همچنین توزیع دررفت پسماند نیز در قاب نامتقارن نسبت به مدل متقارن طبق شکل ۱۱ یکنواخت تر میباشد. با بررسی تنش هسته مهاربندها در ارتفاع قاب مشخص گردید در مدل متقارن ۱۴ طبقه، مهاربندهای چهار طبقه آخر تحت تاثیر اکثریت رکوردها تسلیم نمیشوند ولی طبقات زیرین دچار تسلیم و تغییر شکلهای پلاستیک بزرگ میگرددند که منجر به تشکیل طبقات نرم در ارتفاع سازه میگردد. حال در مدلهای نامتقارن، تمامی مهاربندها در ارتفاع تسلیم شدند و با توجه به شکل ۱۱، طبقه نرم در این مدل تشکیل نمیکردد. با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیلهای تاریخچه زمانی مشخص گردید که قابهای ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه با آرایش مهاربندی متقارن و نامتقارن با اینکه دارای سختی الاستیک و مقاومت جانبی یکسانی میباشند اما توزیع جابجایی جانبی طبقات متفاوتی دارند. به دلیل وجود المان زیپر در مدلهای نامتقارن مشخص گردید این المانها حامل بار محوری ناشی از اختلاف ظرفیتهای فشاری و کششی مهاربندها در محل اتصال به هم به طبقات بالاتر میباشد که منجر به تسلیم کینواخت تمامی مهاربندها در ارتفاع سازه و توزیع جابجایی جانبی طبقات بصورت یکنواخت تر میشود.



شکل ۱۱: نمودار توزیع دررفت قاب ۱۴ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن



شکل ۱۲: نمودار توزیع دررفت پسماند قاب ۱۴ طبقه برای آرایش متقارن و نامتقارن

## ۴- جمع بندی و نتایج کلی

در این مقاله رفتار لرزه ای قابهای مهاربندی کمانش تاب با آرایش متقارن و نامتقارن در نواحی دور از گسل مورد مطالعه قرار گرفته است. در قابهای مهاربندی نامتقارن، المان زیپر محل اتصال مهاربندها به تیر در تمامی طبقات را به هم متصل مینماید. همچنین در

مدل نامتقارن علاوه بر حضور المان زیپر در ارتفاع سازه، سطح مقطعی متفاوتی در مهاربندهای سمت راست و چپ دهانه مهاربندی برای ایجاد نیروی نامتوازن در محل اتصال مهاربندها به تیر و انتقال آن به المان زیپر در نظر گرفته شده است. برای مقایسه رفتار سیستم مهاربندی متقارن و نامتقارن، سه سازه با پلان یکسان و منظم با تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه در نظر گرفته شده است. مدلسازی و طراحی اولیه این سازه‌ها در نرم افزار ایتبس انجام گرفته است. در ادامه برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی تحت ۲۲ رکورد دور از گسل از نرم افزار opensees استفاده شده است. نتایج کلی این مطالعه در ذیل خلاصه شده است:

- با بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای رکوردهای دور از گسل مشخص گردید بطور کلی در همهی مدل‌ها مقدار حداکثر دررفت در سازه‌ها با آرایش نامتقارن و آرایش متقارن تفاوت چندانی ندارد. این در حالی است که توزیع دررفت در سیستم نامتقارن با المان زیپر نسبت به مدل متقارن یکنواخت تر میباشد و امکان تشکیل طبقه نرم و تمرکز تغییر شکل‌های جانبی قاب در یک طبقه خاص در مدل نامتقارن وجود ندارد. مقادیر حداکثر دررفت سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۴ طبقه به ترتیب برابر با ۱.۷۵٪، ۱.۶۸٪ و بدست آمد که همگی کمتر از مقدار دررفت مجاز آیین نامه ای (۲٪) میباشد.
- نتایج تحلیلیها نشان داد در کلیه سازه‌ها مقادیر دررفت پسماند حداکثر برای هر دو مدل متقارن و نامتقارن تقریباً باهم برابر می‌باشند. با این حال، توزیع دررفت پسماند در سیستم نامتقارن با المان همبند نسبت به مدل متقارن یکنواخت تر میباشد.
- با بررسی توزیع تنش محوری هسته در مهاربندهای کمانش تاب در دو مدل نامتقارن و متقارن مشاهده گردید که مهاربندهای طبقات انتهایی در مدل‌های متقارن دچار تسلیم نمیشوند و در محدوده الاستیک باقی میمانند و طبقات زیرین تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگی را تجربه مینمایند که منجر به تشکیل طبقات نرم میشود و توزیع دررفت قاب را کاملاً غیر یکنواخت مینماید. حال، در مدل‌های نامتقارن، بدلیل وجود المان همبند، نیروی نامتوازن در محل اتصال مهاربندها از طریق این المان به طبقات بالاتر انتقال پیدا کرده و باعث میگردد که تمامی مهاربندها در ارتفاع سازه تسلیم شده و طبقه نرم تشکیل نشود و توزیع دررفت قاب در ارتفاع تقریباً یکنواخت باشد.

## منابع

- [1] Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., Fujimoto, M., (1988), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", In Proceedings of 9th world conference on earthquake engineering, Vol. 4, pp. 719-724.
- [2] Ma, N., Ou, J.P., Li, H., (2012), " Experimental study of low-yield strength steel buckling restrained brace", Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September, Lisbon, Portugal.
- [3] Black, C. J., Makris, N., and Aiken, I., (2002), "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, Univ. of Calif., Berkeley, USA.
- [4] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., DeVall, R., (2006), "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, No. 2, pp. 183-198.
- [5] Shakib, H., Safi, R., (2012), "Behavior evaluation of the eccentric buckling-restrained braced frames under the near-fault ground motions", Proceedings of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September, Lisbon, Portugal.
- [6] Prinz, G.S., Richards, P.W., (2012). "Seismic Performance of Buckling-Restrained Braced Frames with Eccentric Configurations", Journal of Structural Engineering, Vol. 138, No. 3, pp. 345-353.
- [7] Yang, C., Leon, R., DesRoches, R., (2007), "Design and behavior of zipper-braced frames", Journal of Engineering Structures, Vol. 30, No. 4, pp. 1092-1100.
- [8] Kim, J., Cho, C., Lee, K., Lee, C., (2008), "Design of Zipper Column in Inverted V Braced Steel Frames", Proceedings of the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 12-17 October, Beijing, China.

- [9] Naeimi, S., Shahmari, A., Eimani Kalehsar, H., (2012), "Study of the behavior of zipper braced frames", 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September, Lisbon, Portugal, pp. 1092-1100.
- [10] Chou, C., Chen, Y., Chen, S., (2013), "Test and Computer Modeling of Steel Braces for Earthquake-Resistant Structures: Dual-Core Self-Centering Brace and Sandwiched Buckling-Restrained Brace", 2nd International Conference on Advances in Computer Science and Engineering (CSE 2013), July 1-2, Los Angeles, CA, USA.
- [11] Shen, J., Seker, O., Akbas, B., Seker, P., Momenzadeh, S. and Faytarouni, M., (2017), "Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling", Engineering Structures, Vol. 141, No. (15 June 2017), pp. 461-481.
- [12] Hoveidae, N., Tremblay, R., Rafezy, B., Davaran, A., (2015), "Numerical investigation of seismic behavior of short-core all-steel buckling restrained braces", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 114, pp. 89-99.
- [13] Zahrai, S.M., Pirdavari, M., Momeni Farahani, H., (2012), "Evaluation of hysteretic of eccentrically braced frames with zipper-strut upgrade". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 83, pp. 10-20.
- [14] Zarrineghbal, A., Ahmadizadeh, M., (2015), "Use of asymmetric buckling-restrained braces in zipper frames for improvement of peak and residual response". 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering, 18-21 May, Tehran, Iran.
- [15] Khatib, I., Mahin, S., Pister, K., (1988), "Seismic behavior of concentrically braced steel frames". Berkely: Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA, USA.
- [16] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2006). The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES), PEER, Univ. Calif., Berkeley, CA, (<http://opensees.berkeley.edu>).
- [17] Applied Technology Council (ATC), (2010), "Methodology for Evaluating Seismic Collapses Safety of Archetype Buildings" (ATC-63) Report, Redwood City, California, USA.
- [18] Seisomsoft, 2013, Seismomatch v2.1, A computer program for spectrum matching of earthquake records.