

## Experimental Evaluation of a Steel Braced Frame for Two Level of Performance

Alireza Ahmadi<sup>1</sup>, Mehdi Alirezaei<sup>2\*</sup>, Mehdi sharifi<sup>3</sup>

1- Ph.D. Candidate of Structural Engineering, Islamic Azad University, Khomein, Iran

2- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Malayer Branch, Islamic Azad University, Malayer, Iran

3- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Qom University, Qom, Iran

### ABSTRACT

Generally, the design of buildings must satisfy two criteria. First, under frequently occurring low to moderate earthquakes, the structure should have sufficient strength and stiffness to control deflection and prevent any structural damage. Second, under rare and severe earthquakes, the structure must have sufficient ductility to prevent collapse. In this research, the performance of a new innovative eccentrically and zipper element called Zipper Eccentrically Bracing Frame (ZEBF) is discussed and the behavior is investigated. A combination of eccentrically braced steel frames and zipper element has been assessed and concepts of the design of defined schemes are reviewed. The ZEBF is made up of four structural elements, the zipper element, the diagonal brace element, the link element and the columns elements. The zipper and link elements are a fuse-like element that dissipates energy by the formation of plastic shear hinges or flexural hinges at its ends and midspan when the building is subjected to moderate and severe lateral loads, respectively. The knee element is a disposable beam element that can be replaced once its energy dissipation capacity is utilized. In large earthquakes, both of them contribute in dissipating energy. Three half-scale ZEBF were tested using the ATC protocol. The experimental results indicated that in this system, shear strength and cumulative dissipated energy can be significantly increased. The ultimate displacement to yield displacement ratio for the samples was 7. Also Incremental dynamic analysis has been used to evaluate the seismic capacity of the ZEBF using OpenSEES software. The structural models that represented 4, 8, and 12 story residential buildings (CBF, EBF and ZEBF) were subjected to the IDA process and their seismic performance was probabilistically quantified following the PBEE methodology. Numerical results show an improvement in the probability of collapse between 15 and 20 percent compared to other similar structural systems.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 03 August 2023

Revise Date: 01 March 2024

Accept Date: 08 April 2024

### Keywords:

Two-Level of Performance

Experimental Study

Cyclic loading

Steel Braced Frame

EBF

Zipper

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.408750.3182>

\*Corresponding author: Mehdi Alirezaei

Email address: m.alirezaei@iau-malayer.ac.ir

## ارزیابی آزمایشگاهی یک سیستم مهاربندی شده فولادی ترکیبی برای عملکرد دو

### سطحی

علیرضا احمدی<sup>۱</sup>، مهدی علی‌رضائی<sup>۲\*</sup>، مهدی شریفی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکترای سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد خمین، خمین، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد ملایر، ملایر، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

### چکیده

بطور کلی، در طراحی بایستی دو شرط کلی اقلان شود. اول آنکه تحت زلزله‌های با قدرت کم و متوسط، سازه دارای مقاومت و سختی کافی جهت کنترل جابجایی طبقات را داشته باشد. دوم، تحت زلزله‌های شدید، بایستی دارای شکل‌پذیری مناسبی، جهت پیشگیری از خرابی باشد. در این مطالعه، عملکرد تجربی یک پیکربندی ابتکاری از مهاربندهای واگرا و المان‌های میله‌ای برای مهاربندی جانبی قاب‌های فولادی ارائه شده است. این سیستم از چهار جزء سازه‌ای شامل، المان میله‌ای دوخت، مهاربند قطری، تیر پیوند و ستون‌ها تشکیل شده است. المان میله‌ای دوخت و تیر پیوند نقش فیوزهای سازه‌ای را در این سیستم بر عهده دارند. از سویی دیگر مهاربند قطری در ناحیه ارتجاعی بوده و سختی سیستم را تامین می‌نماید. در زلزله‌های شدید هر دو فیوز مشارکت می‌کنند. سه نمونه با مقیاس یک به دو از پیکربندی پیشنهادی ساخته شده و توسط الگوی بارگذاری ATC 24 مورد آزمایش تجربی قرار گرفته‌اند. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی و بیشتر نتایج بدست آمده همچون سختی، مقاومت جانبی، انرژی تلف شده تجمعی و سایر پارامترهای لرزه‌ای مهم این سیستم مورد بررسی و شرح داده شد. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند که میزان انرژی تلف شده تجمعی و مقاومت جانبی سیستم بهبود یافته است و نسبت جابجایی نهایی به جابجایی تسلیم برای نمونه‌ها عدد ۷ بدست آمد. میزان میرایی ویسکوز معادل برای نمونه‌ها در چرخه‌های انتهایی بترتیب برابر به طور متوسط ۳۰٪ بود. همچنین با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده (IDA) ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای این سیستم با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES انجام شد. برای این منظور مدل‌های سازه‌ای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه شامل قاب‌های EBF، CBF نیز ساخته و با استفاده از تحلیل‌های IDA عملکرد لرزه‌ای آنها با استفاده از روش‌های احتمالاتی بر اساس عملکرد مورد بررسی قرار گرفت. نتایج عددی نشان دهنده بهبود احتمال فروریزش بین ۱۵ تا ۲۰ درصدی با سایر سیستم‌های سازه‌ای همتراز است.

کلمات کلیدی: عملکرد دو سطحی، مطالعات تجربی، بارگذاری چرخه‌ای، قاب مهاربندی شده فولادی، مهاربند واگرا، زیپر

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.408750.3182">https://doi.org/10.22065/jsce.2024.408750.3182</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.408750.3182">10.22065/jsce.2024.408750.3182</a>	۱۴۰۳/۰۹/۳۰	۱۴۰۳/۰۱/۲۰	۱۴۰۳/۰۱/۲۰	۱۴۰۲/۱۲/۱۱	۱۴۰۲/۰۸/۱۲
مهدی علی‌رضائی			*نویسنده مسئول:			
m.alirezaei@iau-malayer.ac.ir			پست الکترونیکی:			

## ۱- مقدمه

استفاده از سیستم‌های لرزه‌بر فولادی که در زلزله‌های فراتر از زلزله سطح بهره‌برداری بایستی تغییر شکل‌های غیرارتجاعی را تجربه نماید یکی از راه‌کارهای موثر و پرکاربرد در جامعه مهندسی برای ائتلاف انرژی ورودی و همچنین ارائه یک طرح اقتصادی است. لیکن تجربه زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که فیوزهای موجود در سازه در زلزله‌های با شدت کمتر از زلزله شدید نیز وارد فاز غیرخطی نیز می‌شود و میزان سختی آنها و در نهایت میزان ظرفیت شکل‌پذیری آنها برای مقابله با زلزله‌های شدید آینده کاهش می‌یابد. مطالعات انجام شده بر روی رفتار مهاربندهای خارج محور و زانویی نشان دهنده عملکرد مناسب این دو سیستم در برابر بارهای لرزه‌ای است. ولی به علت تغییر شکل‌های زیاد عضو پیوند در زلزله‌ها و مدفون بودن این عضو در سقف، برای تعویض آن با مشکل مواجه می‌شویم. در این تحقیق هدف، ارائه یک سیستم مهاربندی دو سطحی است، که در آن میله‌های کششی که به دو انتهای تیر پیوند متصل شده‌اند نقش فیوز اول و تیر پیوند نقش فیوز دوم را بازی می‌کند. استفاده از این سیستم بدین منظور است که در زلزله‌های متوسط تنها یکی از فیوزهای سیستم باربر جانبی وارده محدوده تغییر شکل‌های خمیری شده و این در حالی است که فیوز دوم، بدون گسترش تسلیم، کارایی خود را برای عملکرد در زلزله‌های شدید حفظ نماید و در زلزله‌های شدید هر دو سیستم باربر جانبی ائتلاف انرژی نمایند. به عبارت دیگر، هدف نهایی این تحقیق ارائه راهکاری برای جلوگیری از ورود فیوز اصلی سازه در زلزله‌های نه چندان قوی به ناحیه غیرارتجاعی و استفاده از یک فیوز کمکی دیگر است که در زلزله‌های با شدت پایین‌تر از زلزله طرح، فیوز اصلی ارتجاعی و فیوز فرعی به صورت غیرارتجاعی عمل نماید. از دیگر اهداف این تحقیق می‌توان به ارائه سیستمی با کنترل غیر فعال و با قابلیت ائتلاف انرژی بیشتر و همچنین افزایش میزان افزونگی سازه اشاره نمود. تشکیل مفصل‌های خمیری در سازه و ائتلاف انرژی ورودی به تعداد مهاربندهای استفاده شده و نوع پیکربندی آن بستگی دارد. سیستم مورد بحث در این پژوهش، شامل مهاربندهای واگرا و میله‌های کششی می‌باشد که هر دو سیستم دارای قابلیت ائتلاف انرژی بالایی هستند. استفاده از مهاربندهای واگرا در سال‌های اخیر توسط افراد زیادی مورد مطالعه قرار گرفته است. استفاده از این پیکربندی که دو عضو به صورت دو فنر موازی به یکدیگر متصل شده‌اند به شکلی خواهد بود، که بتوان از ظرفیت هر دو المان در سطوح عملکردی مختلف استفاده نمود. بدین ترتیب که بتوان از مهاربندهای واگرا به عنوان سیستم پشتیبان در زلزله طرح و از عضو میله‌ای در زلزله با سطح نیاز پایین‌تر از زلزله طرح، در ناحیه غیرارتجاعی، استفاده نمود. تعویض و مرمت عضو میله‌ای به مراتب راحت‌تر از عضو مهاربند واگرا است. همچنین با تلفیق این دو سیستم می‌توان، میزان افزونگی سازه را ارتقا داد.

Ramadan و Ghobarah [۱] سعی در ایجاد مدلی ساده و مؤثر برای ارائه رفتار پیوندهای برشی در قاب‌های واگرا نمودند. در این مطالعه، مدل‌های ارائه شده جهت مدلسازی تیرهای پیوند برشی و خمشی، با نتایج حاصل از آزمایش‌های تجربی مورد مقایسه قرار گرفتند. نتایج بدست آمده، نشان از دقت بالای مدل ارائه شده داشت. در مدل ارائه شده توسط ایشان، تیر پیوند توسط چهار گره مدلسازی شد. مدل ارائه شده توسط ایشان دارای چهار گره  $i$ ،  $e$ ،  $j$  و  $z$  است که گره‌های  $i$  و  $e$  دارای مختصات برابر (همچنین  $z$  و  $j$ ) می‌باشند. بین دو گره  $i$  و  $e$  و همچنین بین  $z$  و  $j$  فنرهای برشی و خمشی استفاده شد. فاصله بین  $i$  و  $z$  در واقع طول تیر پیوند می‌باشد. در این مدل تمام رفتار غیرارتجاعی تیر پیوند به صورت موضعی در فنرهای غیرخطی در نظر گرفته شده برای آنها در دو انتهای آن فرض شده و تیر پیوند دارای رفتار الاستیک در نظر گرفته شد. فنرهای برشی بصورت انتقالی و فنرهای خمشی بصورت پیچشی می‌باشند. فنرهای در نظر گرفته شده برای مدلسازی برش و خمش در این مطالعه بصورت دو خطی (همراه با سخت شوندهگی کرنشی) در نظر گرفته شد.

Sarraf و Bruneau [۲] آزمایشاتی جهت مقاوم نمودن پل‌ها با مهاربند پیوندهای برشی قائم استفاده نمودند. حلقه‌ی هیستریزس حالی از ائتلاف انرژی پایدار و رفتار بسیار مناسب این قطعه می‌باشد. در واقع این قطعات با تسلیم شدنشان به عنوان یک فیوز سازه‌ای باعث ائتلاف انرژی ورودی به سازه می‌شود و از آسیب رسیدن به سایر قسمت‌ها جلوگیری می‌کند.

هاشمی و شمیری [۳] یک سیستم کنترل غیرفعال تغییر یافته TADAS<sup>۱</sup> بصورت دو سطحی را معرفی نمودند. در این سیستم پیشنهادی، ورق‌های مثلثی در دو دسته مورد استفاده قرار گرفتند. دسته اول در قسمت پایینی خود با فاصله معینی نسبت به صفحه زیرین قرار گرفته و در جابجایی‌های کم وارد فاز غیرارتجاعی نمی‌شوند. لیکن دسته دوم، در قسمت پایینی خود کاملاً به صفحه زیرین متصل بوده و

<sup>1</sup> Triangular-plate Added Damping and Stiffness

در جابجایی‌های کم نیز می‌توانند وارد فاز غیرارتجاعی شوند. در جابجایی‌های زیاد، رفتار سیستم به مانند سایر سیستم‌های TADAS می‌باشد. براساس نتایج حاصل از این مطالعه، نشان داده شد، رفتار سیستم تغییر یافته TADAS نسبت به سیستم TADAS معمولی بهتر می‌باشد. همچنین استفاده از این سیستم موجب کاهش برش طبقه، جابجایی قاب و نیروی اعضای قاب شد.

دانشمند و هاشمی [۴] تحقیقاتی را در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای قاب‌های واگرا با تیر پیوند غیر برشی انجام دادند. در این مطالعه در کل ۶۸ تیر پیوند با مقاطع مختلف، شامل مقاطع نورد شده IPE و مقاطع تیورق مورد ارزیابی قرار گرفتند. نشان داده شد که میزان لاغری جان در تیرهای پیوند متوسط بر روی رفتار این تیرها بسیار موثر است. همچنین برای این تیرهای با طول میانه، پیشنهاد شد سخت کننده‌های جان تیر در دو طرف تیر قرار گیرند.

سحاب و وثوق [۵] در ادامه مطالعات خود سه سیستم مختلف یکی سیستم قاب زانویی با پانل برشی، دیگری قاب با مهاربند زانویی شورن و حالتی که قاب با تیر پیوند قائم به تنهایی باشد را مورد مطالعه قرار دادند و نشان دادند رفتار حالتی که قاب دارای پانل برشی باشد به مراتب بهتر از دو حالت اخیر است.

زهرایی و وثوق [۶] قاب مهاربندی شده متشکل از تیر پیوند قائم به همراه مهاربند زانویی را مورد بررسی قرار دادند. سیستم پیشنهادی ایشان در این تحقیق تحت عنوان CK-VLB<sup>2</sup> نامگذاری شد. مدل‌های اجزای محدود استفاده شده در این مطالعه که تحت بارگذاری چرخه ATC24<sup>3</sup> قرار گرفتند، نشان دادند، که این سیستم می‌تواند به عنوان یک سیستم دو سطحی سطوح مختلف زلزله را پشت سر گذاشته و تیر پیوند و المان زانویی هر یک بطور یک جداگانه عمل نمایند. در این سیستم، تیر پیوند به عنوان فیوز شماره یک و المان‌های زانویی به عنوان فیوز شماره دو عمل می‌نمایند.

زهرایی و همکاران [۷] جهت بهبود هرچه بیشتر رفتار غیرارتجاعی مهاربندهای واگرا، نوعی پیکربندی جدید برای این مهاربند پیشنهاد دادند. در این پیکربندی تیرهای پیوند توسط المان زیپ در ارتفاع به هم متصل هستند. در این مطالعه المان زیپ در وسط تیر پیوند به آن متصل می‌باشد. بارگذاری جانبی بصورت رفت و برگشتی مطابق بارگذاری پیشنهادی SAC انجام شد. در کل چهار مدل، مورد بررسی قرار گرفتند. دو مدل دارای المان زیپ و دو مدل بدون المان زیپ مورد ارزیابی قرار گرفتند. مقایسه دوران تیر پیوند در دو حالت با و بدون المان زیپ نشان داد، که مقدار دوران تیر پیوند، در این سیستم حدوداً ۳۲٪ بیشتر از سیستم مهاربندی شده واگرای معمولی است. همچنین میزان ظرفیت برشی بدست آمده از منحنی‌های رفت و برگشتی دو سیستم نشان داد، میزان ظرفیت برشی در قاب دارای المان زیپ حدود ۲٪ بیشتر از مهاربندهای معمولی است.

حسینی هاشمی و علیرضایی [۸] در سال ۲۰۱۶، یک سیستم ترکیبی و دو سطحی متشکل از قاب مهاربندی شده واگرا و زانویی را مورد بررسی آزمایشگاهی قرار دادند. قاب مهاربندی شده برون محور و زانویی که در این مقاله تحت عنوان (EKB<sup>4</sup>) نامیده شد، از چهار قسمت سازه‌ای شامل، المان زانویی، مهاربند، تیر پیوند و ستون تشکیل یافته است. المان‌های زانویی و تیر پیوند به ترتیب نقش فیوزهای سازه‌ای را برای سیستم پیشنهادی بازی می‌کنند که توسط مفاصل برشی و خمشی ایجاد شده در آنها، وقتی سازه تحت جنبش متوسط و شدید زلزله قرار می‌گیرد، انرژی ورودی را مستهلک می‌کنند. مهاربند سختی قاب را تامین نموده و تا انتهای بارگذاری ارتجاعی باقی می‌ماند. جهت بررسی رفتار سیستم، مطالعات عددی توسط برنامه معروف ANSYS انجام شده است. همچنین دو مدل تجربی با مقیاس ۱/۲ با استفاده الگوی بارگذاری SAC<sup>5</sup> و یک الگوی بارگذاری ابتکاری مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج تجربی و عددی نشان می‌دهند که میزان شکل‌پذیری و انرژی تلف شده تجمعی به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است.

خیرالدین و همکاران [۹] تأثیر سیستم مهاربندی متحدالمرکز و برون مرکز بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های ساختمان‌های بتن آرمه دوگانه از طریق هفت رکورد زلزله نزدیک به گسل را مورد بررسی قرار دادند. بر این اساس، دو قاب بتن آرمه با دهانه ۱۰ طبقه و ۵ با

<sup>2</sup> Chevron Knee-Vertical Link Beam braced system

<sup>3</sup> Applied Technology Council

<sup>4</sup> Eccentrically Knee Brace

<sup>5</sup> The SAC Joint Venture

استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA<sup>6</sup>) طراحی و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت که مهاربندها در دهانه های ۱ و ۵ قرار گرفتند. نتایج نشان داد که ظرفیت باربری قاب بتن مسلح با اعمال مهاربندهای CBF و EBF به ترتیب تا ۲/۳ و ۲ برابر افزایش می‌یابد. استفاده از مهاربند EBF<sup>7</sup> در قاب بتن مسلح میزان برش پایه اعمال شده بر سازه را در مقایسه با قاب CBF تا ۷ برابر کاهش می‌دهد. تقریباً جابجایی سقف در قاب EBF کمتر از قاب CBF<sup>8</sup> بود. علاوه بر این، شکل پذیری قاب EBF در برابر رکوردهای زلزله باعث افزایش سطح عملکرد سازه تا سطح عملکرد (IO<sup>9</sup>) می‌شود.

پاچیده و همکاران [۱۰] به منظور افزایش شکل‌پذیری سازه، از یک فیوز به صورت حلقوی شکل استفاده کردند. سیستم استهلاک انرژی ابداعی توسط ایشان به شکل لوزی مجهز به یک حلقه فولادی بود. در این سیستم، مهاربندها و میراگر تسلیمی دایره‌ای به صورت موازی عمل می‌کنند که عملکرد اصلی آن افزایش شکل پذیری، جذب انرژی و کاهش ایرادات سیستم های مهاربندی موجود است که در آن مهاربندها و میراگر دایره‌ای تسلیم شده و به صورت موازی عمل می‌کنند. برای انجام مطالعات تجربی، نمونه‌هایی با سه نوع اتصال گیردار، نیمه صلب و مفصلی ساخته شدند و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند تا عملکرد آنها مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد. نتایج حاصل از این مطالعات نشان دهند عملکرد مطلوب این سیستم در قیاس با سیستم‌های مهاربندی متعارف بود. علاوه بر این، نتیجه گیری شد که با توجه به موازی بودن مهاربندها و میراگرها، استفاده از یک حلقه فولادی با اندازه و ضخامت کوچکتر در مقایسه با سایر سیستم‌های موجود منجر به جذب انرژی و ظرفیت مقاومت در برابر بار جانبی بیشتر می‌شود. در نهایت برای ارزیابی پتانسیل مدل‌سازی عددی سیستم پیشنهادی، مدل اجزای محدود آن توسط نرم‌افزار ABAQUS شبیه‌سازی شد و مشاهده شد که تطابق زیادی بین نتایج عددی و تجربی وجود دارد.

پاچیده و همکاران [۱۱] در جهت افزایش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده از یک رینگ فولادی استفاده کردند. در این سیستم، مهاربندها و میراگرهای دایره‌ای تسلیم شونده به صورت موازی عمل می‌کنند که عملکرد اصلی آن افزایش شکل پذیری، جذب انرژی و کاهش ایرادات سیستم های مهاربندی موجود است که در آن مهاربندها و میراگر دایره تسلیم شوند به صورت موازی عمل می‌کنند. برای انجام آزمایش‌ها، نمونه‌هایی با سه نوع اتصال گیردار، نیمه گیردار و مفصلی ساخته شدند و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند تا عملکرد آنها مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد. نتیجه گیری شد که با توجه به موازی بودن مهاربندها و میراگرها، استفاده از یک حلقه فولادی با اندازه و ضخامت کوچکتر در مقایسه با سایر سیستم‌های موجود منجر به جذب انرژی و ظرفیت مقاومت در برابر بار بیشتر می‌شود.

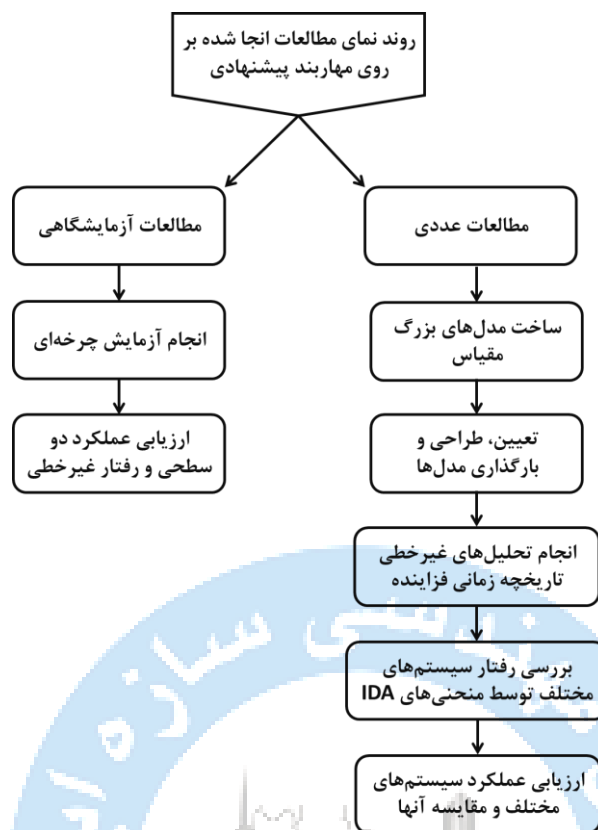
نوآوری ایجاد شده در این پژوهش را می‌توان در دو جنبه مختلف طبقه‌بندی نمود. اولین رویکرد جدید در این تحقیق، جدید بودن پیکربندی انتخابی به عنوان بخش اصلی لرزه‌بر سازه بوده که به لحاظ سینماتیکی نیاز به مطالعه بیشتری دارد. جنبه دیگر آن استفاده از دو فیوز سازه‌ای در سازه. روندنمای پژوهش حاضر را می‌توان به صورت شکل ۱، خلاصه نمود:

<sup>6</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>7</sup> Eccentrically Braced Frames

<sup>8</sup> Concentrically Braced Frames

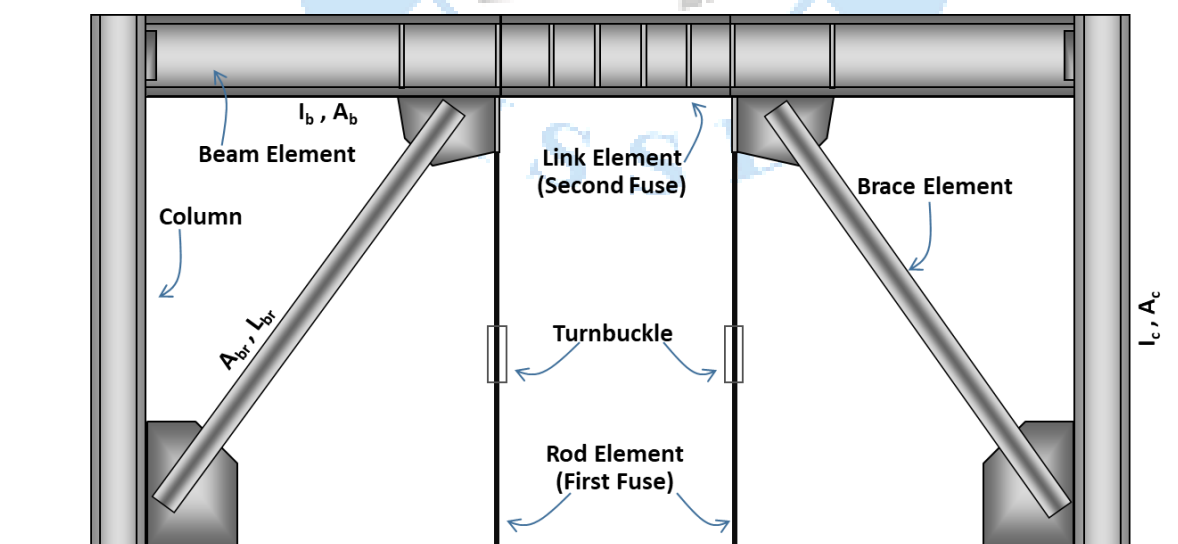
<sup>9</sup> Immediate Occupancy



شکل ۱. روند نمای مطالعه حاضر

## ۲- معرفی پیکربندی پیشنهادی

کلیات پیکربندی قاب مهاربندی شده ترکیبی، در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲. پیکربندی پیشنهادی برای مطالعه.

این سیستم به صورت مهاربند واگرای زیپ شده است که در این مطالعه، المان زیپ (میلگردهای میانه دهانه) به عنوان فیوز سازه‌ای اول و تیر پیوند، به عنوان فیوز سازه‌ای دوم در نظر گرفته شده است. در ادامه این مطالعه، سیستم پیشنهادی تحت عنوان «قاب

مهاربندی شده واگرای زیپر<sup>۱۰</sup> نامگذاری شده و به اختصار EZB می‌نامیم. در این پیکربندی، المان میلگرد و تیر پیوند به صورت موازی به هم متصل هستند. به طوری که از بین رفتن یکی، باعث از دور خارج شدن کل سیستم نمی‌شود. در سیستم مورد مطالعه، با ایجاد دو فیوز سازه‌ای تلاش شده، رفتار کلی قاب بصورت دو سطحی شود. به طوری که در زلزله‌های متوسط و زلزله‌های با شدت کمتر از زلزله طرح، فیوز اول (المان میلگرد) و در زلزله‌های با شدت بالا، فیوز شماره یک و دو (تیر پیوند) اتلاف انرژی سازه را بر انجام دهند. المان میلگرد به شکلی طراحی شده تا در جابجایی‌های نسبی حدود ۱٪ ارتفاع طبقه وارد حوزه غیرخطی شود. بسیج نیروی محوری در این المان خیلی سریع رخ می‌دهد.

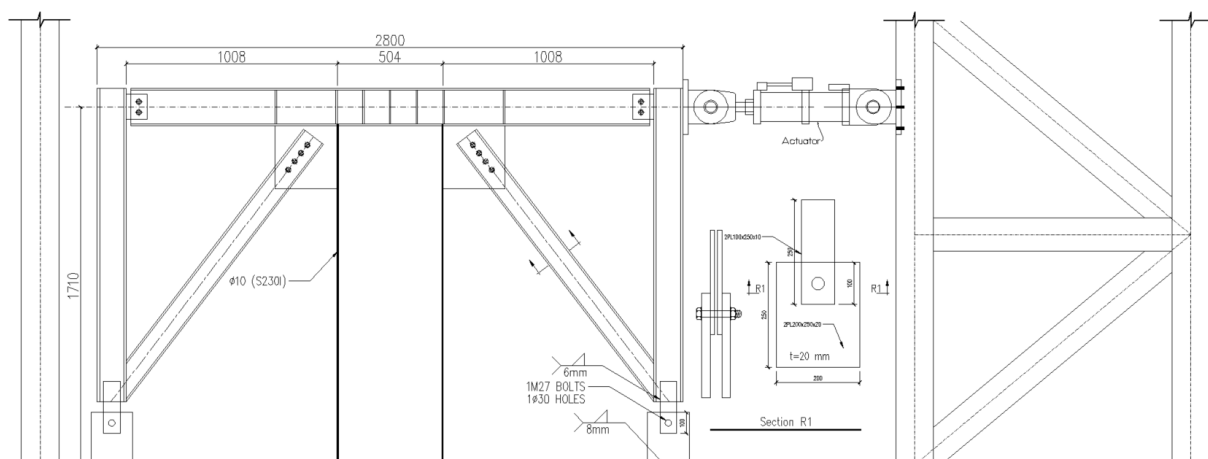
### ۳- برنامه آزمایشگاهی

بطور کلی هر نوع تحقیقی که مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی باشد، با توجه به نحوه آزمایش، روش‌های تجربی اتخاذ شده و تفسیر نتایج بدست آمده از اهمیت بالایی برخوردار است [Error! Reference source not found.]. در انجام مطالعات آزمایشگاهی این تحقیق، از روش آزمایش شبه استاتیکی استفاده شده است. در تحلیل‌های آزمایشگاهی، خصوصیات ماتریس سختی نسبت به زمان تغییر می‌کند. در انجام هر آزمایشی با توجه به هدفی که دنبال می‌شود جزئیات اجرای آزمایش می‌باید روشن باشد. برای تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها آزمایش‌های استاتیکی و یا شبه دینامیکی انجام می‌گیرد. در این آزمایش‌ها نوع بارگذاری استاتیکی و یا دینامیکی برای شبیه سازی زلزله کاملاً متفاوت می‌باشد. هزینه اجرای آزمایش‌های دینامیکی بستگی به کیفیت بارگذاری و دامنه فرکانس تحریک، متغیر است.

#### ۳-۱- نمونه‌های مورد بررسی و جزئیات آنها

جهت بررسی بیشتر و دقیقتر عملکرد سیستم مهاربندی پیشنهادی، مطالعات آزمایشگاهی مطابق با جزئیاتی که در ادامه به آن اشاره می‌شود، انجام شد. بدین منظور چهار نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته و ساخته شدند. قاب‌ها در مقیاس حدوداً یک دوم، طراحی و ساخته شدند. برای مقاطع تیرها از پروفیل‌های استاندارد IPE و برای مهاربند، از مقطع دابل ناودانی و همچنین برای ستون‌ها از مقطع استاندارد IPB استفاده شد. نوع فولاد بکار رفته در ساخت قاب‌ها، از نوع ST37 (طبق استاندارد جدید ایران) بود. برای اطمینان از جاری شدن، برشی تیر پیوند و المان زیپ شده، طول المان تیر پیوند در تمام نمونه‌ها به کمتر از  $1/6 M_p / V_p$  آنها محدود شد. همچنین المان‌های میلگرد به شکلی طراحی شدند که قبل از تیرهای پیوند جاری شوند. بنابراین ضعیف‌ترین عضو قاب هستند. همچنین بقیه اجزای قاب، جهت ماندن در حوزه ارتجاعی، با توجه به ظرفیت تیر پیوند (فیوز دوم) طراحی شدند. المان زیپ برای رانش نسبی ۱٪ قاب و تیر پیوند برای رانش نسبی ۲٪ طراحی شدند [Error! Reference source not found.]. جهت جلوگیری از کمانش موضعی جان تیر پیوند، سخت‌کننده‌هایی در داخل جان تعبیه شد. تمام آزمایش‌های انجام شده در این پروژه، بر روی کف قوی آزمایشگاه سازه دانشگاه قم، انجام شده است. با توجه به امکانات آزمایشگاه، جهت ارزیابی پاسخ لرزه‌ای پیکربندی پیشنهادی، از بارگذاری استاتیکی چرخه‌ای استفاده شد. بدین منظور از یک جک ۴۰ تنی جهت اعمال بار رفت و برگشت به مدل استفاده شد. برای برآورد اولیه ظرفیت نهایی قاب‌ها، ابتدا در برنامه SAP2000 قاب‌های مورد نظر طراحی و تحلیل غیرخطی شدند و میزان ظرفیت جانبی سازه با توجه به کرنش سختی فولاد، حدود ۳۲ تن برآورد شد. جزئیات نمونه آزمایشگاهی ساخته شده، در شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل نشان داده شده است، قاب بر روی کف قوی که در جهت عمود بر آن دو ستون عکس‌العملی که یکی به صورت خرپایی ساخته شده بود، به آن متصل شده بودند قرار گرفت. طول قاب ساخته شده ۲۸۰۰ میلیمتر (پشت به پشت ستون‌ها)، ارتفاع آن ۱۷۱۰ میلیمتر (تا میان تار مقطع تیر)، فاصله لبه خارجی سمت راست مقطع تا ستون عکس‌العملی سمت راست برابر ۱۰۲۰ میلیمتر، و فاصله لبه خارجی سمت چپ قاب تا ستون عکس‌العملی برابر ۲۰۰ میلیمتر بود.

<sup>10</sup> Eccentrically Zipper Brace



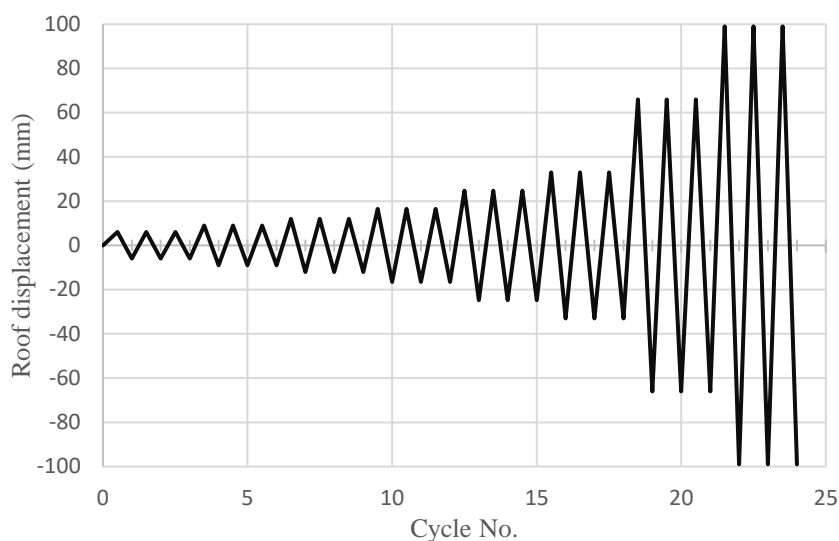
شکل ۳. جزئیات نمونه آزمایشگاهی ساخته شده (واحدها بر حسب میلیمتر).

نسبت ارتفاع به طول برای تمام نمونه‌ها ۳ به ۵ در نظر گرفته شد. جهت حفظ ایمنی و پایداری قاب و همچنین ایجاد شرایط مرزی منطبق بر واقعیت، مهارهای جانبی متعددی برای قاب در نظر گرفته شد. یکی از مهارهای جانبی در دو انتهای تیر پیوند در نظر گرفته شد. فاصله دو انتهای المان قائم میلگرد در جهت افق برابر با طول تیر پیوند و همچنین طول تیر پیوند برابر ۵۰۰، ۶۰۰ و ۷۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شد. مشخصات مقاطع استفاده شده نمونه‌های آزمایشگاهی، در جدول ۱، نشان داده شده است. به علت خرابی و عملکرد نامطلوب نمونه اول، به سبب داشتن جزئیات نامطلوب اتصال میلگرد، این نمونه از نتایج ارائه شده حذف گردیده و تنها به ارائه سه نمونه آخری بسنده شده است.

جدول ۱: جزئیات مقاطع استفاده شده در نمونه‌های آزمایشگاهی.

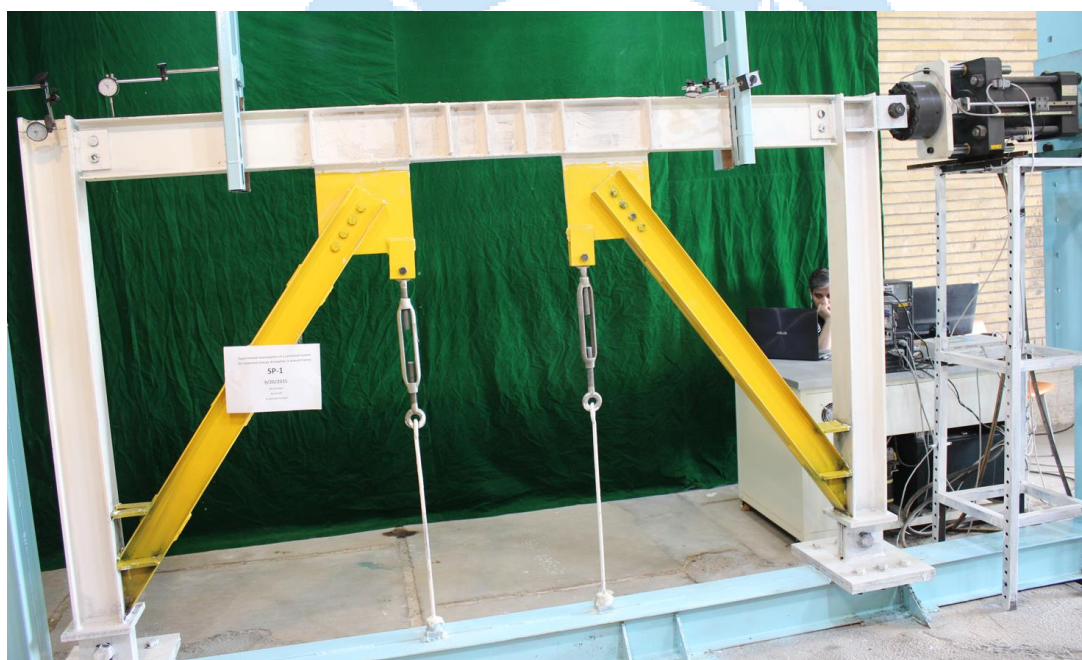
نمونه	تیر پیوند			زیپر		مهاربند		ستون	
	طول (mm)	مقطع	$eV_p/M_p$	طول (mm)	مقطع	طول (mm)	مقطع	طول (mm)	مقطع
SP-1	۵۰۰	IPE180	۱/۴	۶۶۴	$\phi 10$	۱۳۰۰	۲UNP۱۲۰	۱۶۰۰	IPB۱۴۰
SP-2	۶۰۰	IPE180	۱/۴	۶۶۴	$\phi 10$	۱۳۰۰	۲UNP۱۲۰	۱۶۰۰	IPB۱۴۰
SP-3	۷۰۰	IPE180	۱/۴	۶۶۴	$\phi 10$	۱۳۰۰	۲UNP۱۲۰	۱۶۰۰	IPB۱۴۰

براساس مرجع [Error! Reference source not found.] در صورتی که در نمونه‌های آزمایشگاهی، افت شدید در مقاومت و یا شکست ترد در نمونه‌های ایجاد نشود، می‌توان حداقل تعداد نمونه‌ها را دو عدد در نظر گرفت. با توجه به نتایج تجربی حاصل شده که در بخش‌های بعدی ارائه خواهد شد، هیچ گونه افت مقاومت شدیدی در مقاومت جانبی نمونه‌ها حاصل نشد و بنابراین می‌توان تعداد نمونه‌های استناد شده در مطالعات تجربی این پروژه را کافی در نظر گرفت. تاریخچه استفاده شده در بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. هر دو نمونه تا رانش نسبی اندکی بیشتر از ۴٪ تحت بارگذاری جانبی قرار گرفتند. الگوی بارگذاری شماره یک براساس الگوی پیشنهادی ATC 24 در نظر گرفته شده است. تاریخچه بارگذاری طبق این مرجع بصورت درصدی رانش نسبی طبقه داده شده است.



شکل ۴. تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده بر نمونه‌ها.

همچنین در شکل ۴ نمونه شماره یک ساخته شده از پیکربندی پیشنهادی، نشان داده شده است.



شکل ۴: نمونه شماره یک (SP1) ساخته شده از پیکربندی پیشنهادی

جهت جلوگیری از اندرکنش زیاد بین قاب و سیستم مهاربندی، اتصال تیر خارج از تیر پیوند، به ستون بصورت مفصلی در نظر گرفته شد و این اتصال توسط ورق جان صورت گرفت. نوع اتصالات استفاده شده در تمام نمونه‌ها بصورت جوشی بود. برای اتصالات از فرایند جوشی SMAW<sup>11</sup> استفاده شد. در ساخت قطعات، و اتصالات آنها از الکترودهای E7018 و E6013 استفاده شد. برای جوش‌های گوشه از الکترودهای E6013 و برای جوش‌های شیاری از الکترودهای E7018 که کم هیدروژن و دارای پور آهن است، جهت جوش‌های شیاری مناسب می‌باشد، استفاده شد. افزایش پودر آهن به پوشش الکترودها اثرات مثبت زیادی مانند افزایش نرخ رسوب و افزایش پایداری قوس به جای می‌گذارد. وقتی حوضچه مذاب سریع سرد شود، هیدروژن موجود محبوس شده و باعث ایجاد ترک‌های ریز در جوش می‌شود. بنابراین

<sup>11</sup> Shielded Metal Arc Welding

توصیه می‌شود، در مکان‌های حساس (مثل جوش‌های شیاری) از الکترودهای کم هیدروژن استفاده شود. در صورت استفاده از پیش گرمایش نیز این آسیب به حداقل می‌رسد. از جمله محدودیت‌های این پژوهش می‌توان به حداکثر ظرفیت جک استفاده که به شکل واقعی ۳۰ تن می‌باشد، اشاره نمود. بنابراین ابعاد انتخابی برای قاب به شکلی در نظر گرفته شد که با امکانات آزمایشگاهی موجود، قابل ارزیابی باشند.

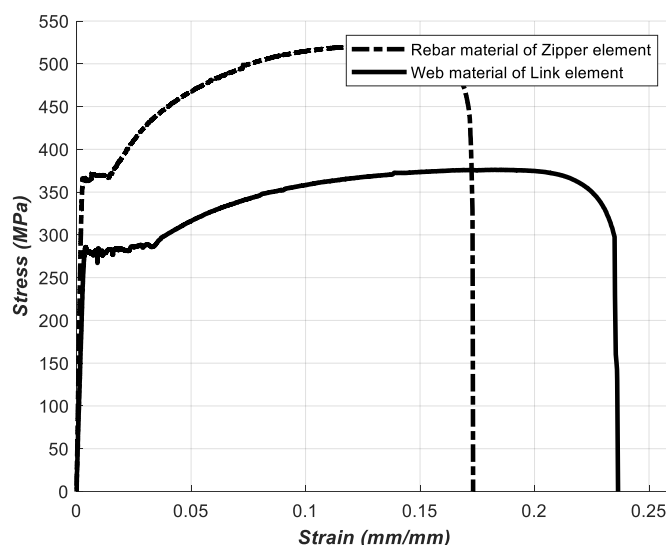
## ۲-۳- نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی

بعد از حرکت قاب، المان مهاربند قطری حرکت کرده و نیروی محوری در المان میلگرد بسیج می‌شود. در این حالت سختی قاب افزایش یافته و تیر پیوند قادر به دوران و جاری شدن در تغییرشکل‌های بزرگ می‌شود. البته یکی از المان‌های میلگرد که به فشار کار می‌کند، عملکرد خاصی نداشته و چرخه بعدی شروع به کار می‌کند. به عبارتی این المان‌های صرفاً کششی هستند. در شکل ۶ جاری شدن محوری المان میلگرد در کشش و جاری شدن تیر پیوند در برش در نمونه شماره دو نشان داده شده است. این جاری شدن در دریافت ۲/۲ درصد ارتفاع قاب ایجاد شده است. جهت مدلسازی‌های عددی و تخمین ظرفیت قاب‌ها، آزمایش‌های کشش فولاد برای میلگرد و همچنین جان تیر پیوند (قطعانی که جاری می‌شوند) انجام شد. آزمایش کشش (برای جان تیر پیوند) بر روی کوپن تست‌های آماده شده، براساس استاندارد ASTM<sup>12</sup> انجام شد [۱۳]. همانطور که از نتایج آزمایش دیده می‌شود، مقدار تنش تسلیم برای مصالح جان تیر پیوند برابر ۲۸۰ مگاپاسکال و برای مصالح میلگرد زیپر حدود ۳۷۰ مگاپاسکال است. با در نظر گرفتن تنش تسلیم کران پایین  $F_y=235 \text{ MPa}$  برای فولاد ST37، مقدار نسبت تنش تسلیم مورد انتظار مصالح تیر پیوند برابر  $R_y=1.19$  دست آمد. در **Error! Reference source not found.** شکل ۷، جزئیات آزمایش کشش برای نمونه‌های تحت آزمایش برای تعیین منحنی تنش-کرنش آنها نشان داده شده است.



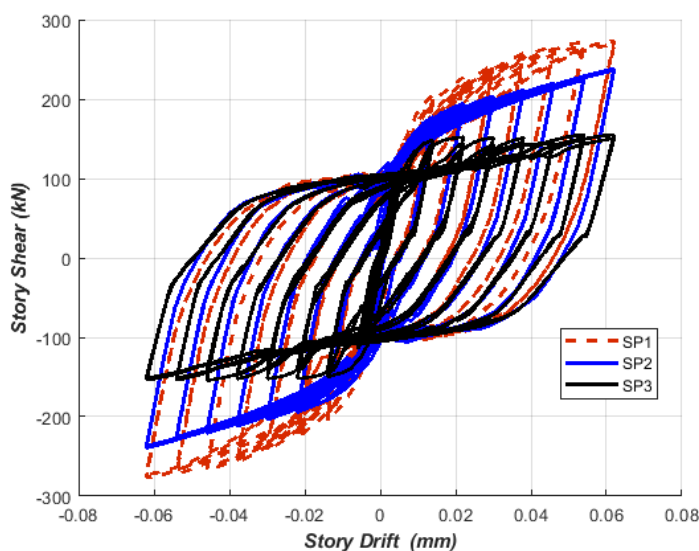
شکل ۶. جاری شدن محوری المان میلگرد در کشش و جاری شدن تیر پیوند در برش در نمونه شماره دو (SP2)

<sup>12</sup> American Society for Testing and Materials



شکل ۷. نمودار تنش-کرنش برای مصالح جان تیر پیوند و میلگرد استفاده شده

در شکل ۸، نمودار پاسخ چرخه‌ای برش پایه در برابر جابجایی تمام قاب‌ها، نشان داده شده است. حالت دو سطحی بودن، از نمودار نیرو-جابجایی دیده می‌شود. با توجه به این اشکال، سازه بعد از حرکت قاب و جاری شدن میلگرد زیپر، سختی سیستم تغییر یافته و بعد از این مرحله تیر پیوند، وارد فاز غیرارتجاعی شده است. در شکل ۹، تغییر شکل تیر پیوند برای نمونه شماره دو در انتهای آزمایش چرخه‌ای نشان داده شده است. برای نمونه شماره یک، خرابی تردی در محل تیر به ستون و در جابجایی منفی چرخه دوازدهم ایجاد شد که این مورد باعث توقف روند بارگذاری گردید. علت این خرابی عدم کفایت برشی پیچ اتصال تیر به ستون بود. در جدول ۲، مقادیر شکل‌پذیری، مقاومت نهایی، مقاومت تسلیم و سختی برای سه نمونه مورد مطالعه محاسبه و نشان داده شده است.



شکل ۸. پاسخ چرخه‌ای برش پایه در برابر جابجایی بام برای تمام نمونه‌ها



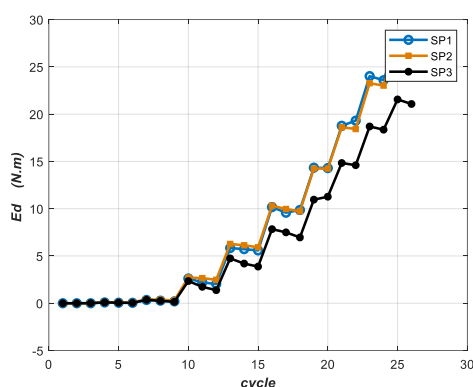
شکل ۹. تغییر شکل تیر پیوند در نمونه شماره دو (SP2) در انتهای بارگذاری

جدول ۲: جزئیات مربوط به سختی، مقاومت تسلیم و شکل پذیری نمونه‌های تجربی

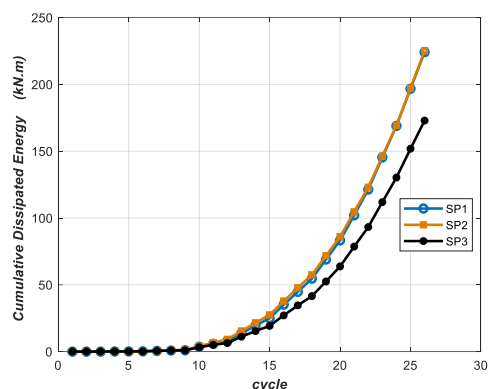
نمونه	شکل پذیری	مقاومت نهایی ( $F_u$ )	مقاومت تسلیم ( $F_y$ )	سختی (K)
	$\mu = \Delta_u / \Delta_y$	kN	kN	kN/m
SP1	۷/۳	۲۷۰	۱۹۰	۳۲۴۰۰
SP2	۷/۰	۲۵۰	۱۸۰	۲۹۳۰۰
SP3	۶/۹	۱۶۰	۱۴۰	۲۹۱۰۰

مقدار سختی ابتدایی برای هر سه نمونه به صورت متوسط برابر  $K_i = 30000$  کیلونیوتن بر متر، تخمین زده شد. جابجایی تسلیم قاب در رانش نسبی در حدود  $\Delta_y = 0.3\%$  معادل با برش پایه  $V_y = 310$  کیلونیوتن برای نمونه اول،  $V_y = 285$  کیلونیوتن برای نمونه دوم و  $V_y = 275$  کیلونیوتن برای نمونه سوم ایجاد شد در حالی که حداکثر رانش نسبی ایجاد شده برای قاب‌ها تحت بارگذاری رفت و برگشت برای هر سه نمونه بیش از 4% و حداکثر برش پایه ایجاد شده برای نمونه‌ها در حدود  $V_u = 390$  کیلونیوتن بدست آمد. مقدار  $\Delta_y$  براساس روش دو خطی نمودن پوش نمودار نیرو-جابجایی قاب بدست آمده است. برای تعیین مقدار شکل پذیری قاب شماره یک، تغییر شکل تسلیم  $\Delta_y = 11$  میلی‌متر و تغییر شکل نهایی برابر  $\Delta_u = 80$  میلی‌متر بدست آمد که این خود به معنی شکل پذیری  $\mu = 7$  است. برای قاب شماره دو، تغییر شکل تسلیم  $\Delta_y = 12$  میلی‌متر و تغییر شکل نهایی برابر  $\Delta_u = 84$  میلی‌متر تعیین شد که مقدار شکل پذیری برای این قاب نیز  $\mu = 7$  بدست آمد. همچنین برای قاب شماره سه، تغییر شکل تسلیم  $\Delta_y = 12$  میلی‌متر و تغییر شکل نهایی برابر  $\Delta_u = 82$  میلی‌متر تعیین شد که مقدار شکل پذیری برای این قاب نیز  $\mu = 6/9$  بدست آمد.

همچنین، مقدار انرژی تلف شده قاب‌های مورد مطالعه، بصورت انرژی تجمعی که حاصل جمع مساحت زیر نمودارهای نیرو-جابجایی قاب‌ها می‌باشد [۱۴]، مورد ارزیابی قرار گرفت. میزان انرژی تلف شده در طی بارگذاری بر روی فولاد، را می‌توان مستقل از نرخ کرنش در نظر گرفت [۱۵]. در شکل ۱۰، مقدار اتلاف انرژی تجمعی بین سه نمونه با یکدیگر مورد ارزیابی قرار گرفته است.



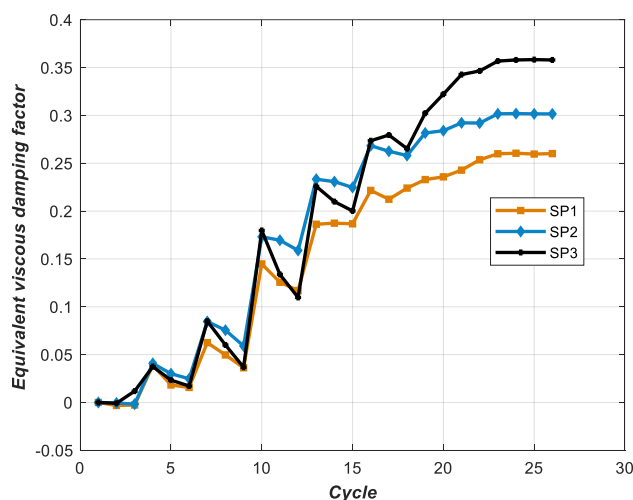
ب



الف

شکل ۱۰. انرژی تلف شده برای نمونه‌های مختلف

همچنین میرایی ویسکوز معادل، با توجه به منحنی نیرو-جابجایی نمونه‌ها در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱. میرایی ویسکوز معادل برای نمونه‌های مختلف

برای تعیین میرایی ویسکوز معادل در نمونه‌های از رابطه کلاسیک زیر استفاده شده است:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hys} \quad (1)$$

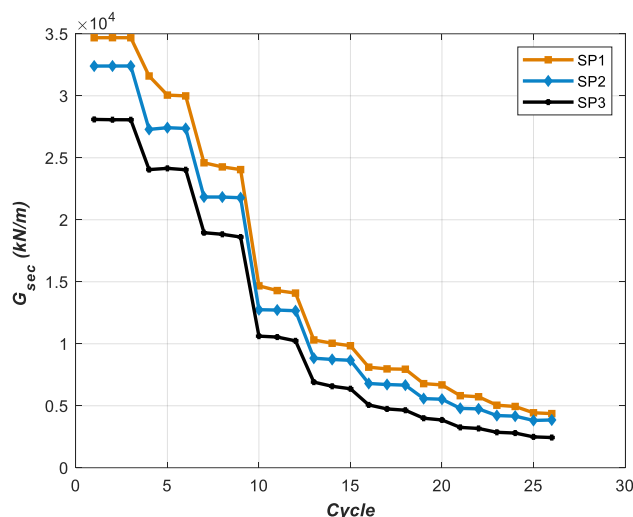
$$\xi_{hys} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2)$$

که در رابطه فوق  $\xi_0$  میرایی ابتدایی مربوط به چرخه‌های ارتجاعي سازه و  $\xi_{hys}$  نسبت میرایی ویسکوز معادل به سبب رفتار غیرارتجاعي در چرخه‌های رفت و برگشتی می‌باشد [۱۶]. همچنین  $E_D$  انرژی تلف شده از طریق میرایی و  $E_{S0}$  انرژی کرنشی حداکثر در یک سیکل رفت و برگشت می‌باشد.

$$E_S = \frac{1}{8} (F_{max} - F_{min}) \times (\Delta_{max} - \Delta_{min}) \quad (3)$$

همانطور که دیده می‌شود، نمونه SP3 در قیاس با دو نمونه دیگر دارای نسبت میرایی معادل بالاتری می‌باشد. میزان میرایی ویسکوز معادل برای نمونه‌های SP1 و SP2 و SP3 در چرخه‌های انتهایی بترتیب برابر ۲۵٪ و ۳۰٪ و ۳۵٪ می‌باشد. توجه شود این میرایی برای یک سازه یک طبقه و یک دهانه بدست آمده است و در حالت واقعی با توجه به اینکه ممکن است مقدار  $E_s$  در مخرج زیادتر از مورد آزمایشگاهی در نظر گرفته شده در این مطالعه باشد.

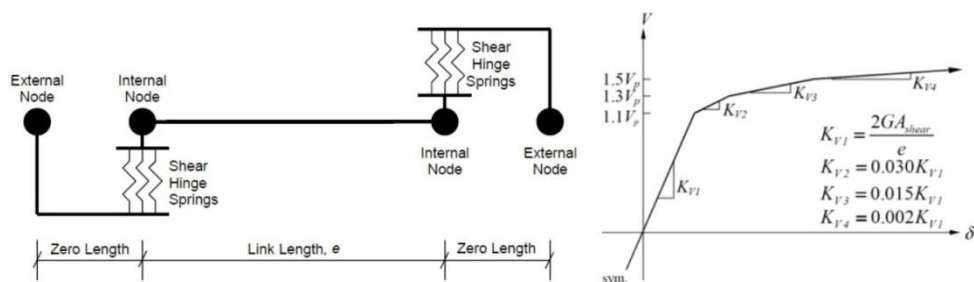
سختی سکانتی یک سازه، جهت کنترل جابجایی‌های آن در حوزه فرار تجمعی یکی از پارامترهای مهم به حساب می‌آید. سختی سکانتی نمونه‌های مورد مطالعه تجربی در **Error! Reference source not found.** شکل ۱۲ نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود، میزان سختی سکانتی قاب‌ها با افزایش جابجایی آن، کاهش یافته و سیر نزولی دارد.



شکل ۱۲. سختی سکانتی نمونه‌های مورد مطالعه تجربی

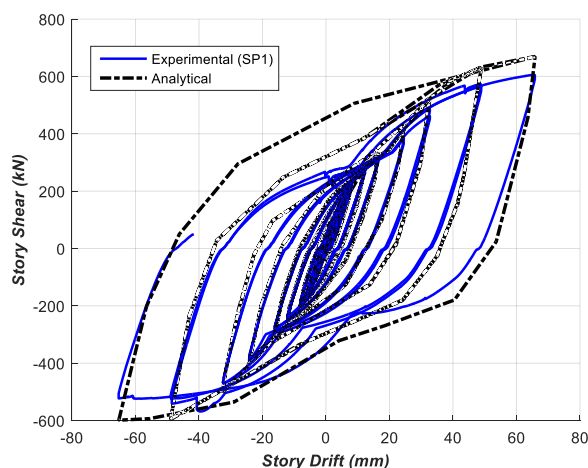
#### ۴- مطالعات عددی

جهت بررسی بیشتر و دقیقتر عملکرد سیستم مهاربندی پیشنهادی، مطالعات عددی مطابق با جزئیاتی که ادامه به آن اشاره می‌شود، انجام شد. مجموعه کارهای عددی انجام شده به صورت ماکرو است. مدل‌های ماکرو بصورت سازه‌های چند دهانه و چند طبقه، در سه رده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته‌اند. جهت ارزیابی میزان دقت در استفاده از المان‌های مدلسازی و شرایط مرزی در نظر گرفته شده در مدل‌های تحلیلی بزرگ مقیاس، نمونه آزمایشگاهی شماره یک در برنامه OpenSEES مدلسازی و با استفاده مشخصات مصالحی که از این نمونه در فصل قبل بدست آمده بود، بارگذاری چرخه‌ای انجام شده در نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار شبیه‌سازی شد. جهت ارزیابی میزان دقت در استفاده از المان‌های مدلسازی و شرایط مرزی در نظر گرفته شده در مدل‌های تحلیلی بزرگ مقیاس، نمونه آزمایشگاهی شماره یک در برنامه OpenSEES مدلسازی و با بارگذاری چرخه‌ای انجام شده در نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار شبیه‌سازی شد. در این پژوهش برای شبیه‌سازی رفتار غیرالاستیک تیر پیوند و المان زانویی از المان غیرالاستیک لینک برشی منتسب به Richard و Ung [۱۷] استفاده می‌شود که این المان مذکور بر اساس مدل Ramadan و Ghobarah استوار است [۸]. در این مدل دو گره در دو انتهای لینک به عنوان گره‌های خارجی (اصلی) و داخلی (تابع گره اصلی) با مختصات یکسان تعریف می‌گردد، بنابراین فاصله‌ی بین هر گره خارجی و داخلی برابر با صفر می‌باشد. در هر یک از دو انتهای المان لینک، سه فنر انتقالی موازی وجود دارد که درجه آزادی تغییر شکل قائم گره‌های اولیه و تابع را به هم وابسته می‌کند و هم‌ه‌ی فنرهای انتقالی موجود در یک انتها، به صورت سری با هم‌ه‌ی فنرهای انتقالی موجود در سمت دیگر عمل می‌کند. به منظور در نظر نگرفتن دوباره‌ی برش الاستیک در مدل، سختی برشی الاستیک از المان تیر با تعیین هیچ گونه تغییر شکل برشی حذف می‌شود. این فنرهای انتقالی برای تسلیم برشی مدل استفاده می‌شود، اما ممکن است ترکیبی از تسلیم برشی و خمشی و یا تسلیم خمشی بر پاسخ لینک غالب گردد. این مدل در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۳. جزئیات مدلسازی لینک برشی [۱۳]

در شکل ۱۴ نمودار چرخه‌ای حاصل از آزمایش بر روی نمونه شماره یک بصورت تجربی و عددی با هم مقایسه شده‌اند. همانطور که دیده می‌شود، این دو نمودار بخصوص در تغییر شکل‌های نه چندان بزرگ انطباق خوبی دارند. میزان خطای قابل مشاهده، حدود ۱۳٪ می‌باشد.



شکل ۱۴. مقایسه پاسخ چرخه‌ای در نمونه آزمایشگاهی و عددی برای نمونه شماره یک

جدول ۳: مقایسه نمونه آزمایشگاهی و عددی

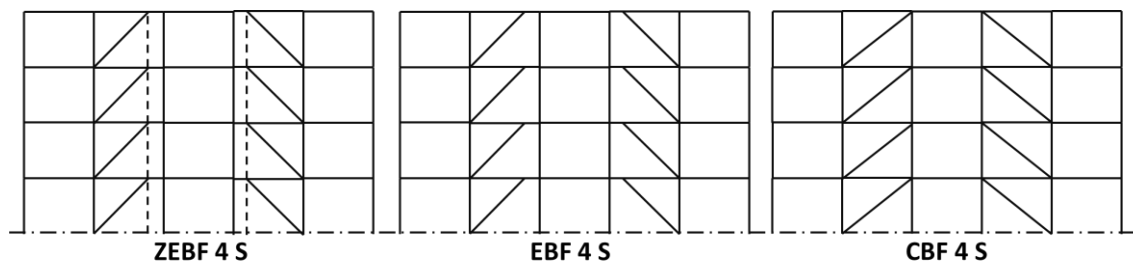
میزان خطا	حدکثر برش طبقه نمونه عددی	حدکثر برش طبقه نمونه آزمایشگاهی
٪۱۳	۶۰۰ kN	۶۷۸ kN
میزان خطا	سطح زیر نمودار طبقه نمونه عددی	سطح زیر نمودار نمونه آزمایشگاهی
٪۱۰	۶۵ kN.m	۵۹ kN.m

مدل‌های بررسی شده در این پژوهش متشکل از سه گروه می‌باشند. گروه اول شامل چهار قاب فولادی ۴ طبقه با سیستم قاب مهاربندی شده و اگر (EBF)، قاب مهاربندی شده همگرا (CBF) و قاب مهاربندی شده برون محور-زیپر (ZEBF) است. در قاب‌های EBF و ZEBF طول تیر پیوند به گونه‌ای انتخاب شده است که تیرهای پیوند هر کدام از قاب‌ها عملکرد برشی داشته باشند. گروه دوم و سوم نیز شامل چهار قاب فولادی ۸ و ۱۲ طبقه مشابه سیستم‌های در نظر گرفته شده در گروه اول می‌باشند. مقاطع فولادی مورد استفاده در طراحی مدل‌های مورد مطالعه، مقاطع استاندارد IPB برای ستون‌ها و مقاطع باکس برای مهاربندها می‌باشد و مقاطع استاندارد IPE برای تیرها به کار گرفته شده است. طول دهانه قاب‌ها برای تمام نمونه‌ها ۵ متر، ارتفاع ۳/۲ متر و مقدار طول تیر پیوند برای قاب‌های EBF و ZEBF در تمام نمونه‌ها ۰/۸ متر است. به صورت نمونه در جدول ۴، مقاطع قاب‌های ۴ طبقه با سیستم‌های مختلف نشان داده شده است.

جدول ۴: مشخصات مقاطع استفاده شده در قاب ۴ طبقه EBF

مدل	طبقه	ستون‌های کنار مهاربند	D/C	ستون‌های کناری	D/C	تیرهای متصل به مهاربند	D/C	تیرهای ثقیلی	D/C	مهاربندها	D/C
EBF	۱	IPB۳۰۰	۰/۸۱	IPB۱۶۰	۰/۷۲	IPE۳۳۰	۰/۷۲	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۲	۰/۸۳
	۲	IPB۲۴۰	۰/۸	IPB۱۶۰	۰/۶۴	IPE۳۰۰	۰/۶۵	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۷۶
	۳	IPB۲۰۰	۰/۶۷	IPB۱۶۰	۰/۴۶	IPE۳۰۰	۰/۴۶	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۶۵
	۴	IPB۱۸۰	۰/۶۴	IPB۱۶۰	۰/۳۱	IPE۳۰۰	۰/۳۳	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۵۳
CBF	۱	IPB۳۰۰	۰/۸۱	IPB۱۶۰	۰/۷۲	IPE۳۳۰	۰/۷۲	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۲	۰/۸۳
	۲	IPB۲۴۰	۰/۸	IPB۱۶۰	۰/۶۴	IPE۳۰۰	۰/۶۵	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۷۶
	۳	IPB۲۰۰	۰/۶۷	IPB۱۶۰	۰/۴۶	IPE۳۰۰	۰/۴۶	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۶۵
	۴	IPB۱۸۰	۰/۶۴	IPB۱۶۰	۰/۳۱	IPE۳۰۰	۰/۳۳	IPE330	۰/۹۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۵۳
ZEBF	۱	IPB۳۰۰	۰/۸۸	IPB۱۶۰	۰/۶۳	IPE۳۳۰	۰/۹۲	Box160x160x10	۰/۸۲	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۲	۰/۶۹
	۲	IPB۲۶۰	۰/۹۲	IPB۱۶۰	۰/۶	IPE۳۳۰	۰/۹	Box160x160x10	۰/۶۹	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۸۸
	۳	IPB۲۴۰	۰/۷۷	IPB۱۶۰	۰/۵۵	IPE۳۳۰	۰/۷۶	Box160x160x10	۰/۹۵	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۹۵
	۴	IPB۲۰۰	۰/۸۲	IPB۱۶۰	۰/۵	IPE۳۳۰	۰/۹	Box140x140x10	۰/۵۶	Box۱۸۰x۱۸۰x۱۰	۰/۹۰

سازه‌های مورد مطالعه تحت گروهی از شتاب نگاشت‌های دور و نزدیک گسل قرار گرفت. این رکوردها که با دقت از پایگاه داده-های PEER<sup>۱۳</sup> و براساس پیشنهاد مرجع [۱۲] انتخاب شده‌اند، با روش یکسانی پردازش گردیده‌اند. در انتخاب رکوردها سعی گردیده محدوده متنوعی از بزرگی، فاصله و دوام در نظر گرفته شود و همچنین سعی گردیده است که رکوردهای متنوعی از لحاظ زمان و مکان وقوع انتخاب گردد. بطور کلی ۱۰ زوج رکورد دور و ۱۰ زوج رکورد نزدیک گسل انتخاب شد. هر یک از مولفه‌های طولی بطور مستقل به سازه‌های دو بعدی مدل شده اعمال شدند. بنابراین در کل برای هر نمونه ۲۰ رکورد دور از گسل و ۲۰ رکورد نزدیک گسل اعمال شد. در جدول ۵ مشخصات رکوردهای انتخابی نشان داده شده است. در شکل ۱۵ نیز قاب سازه‌های ۴ طبقه نشان داده شده است. تعداد دهانه مربوط به بقیه سازه‌ها نیز به مانند سازه ۴ طبقه می‌باشد. شدت بارهای گسترده مرده سطحی در نظر گرفته شده برای تمام طبقات برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و برای بارهای زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. ارتفاع هر یک از طبقات برابر ۳۲۰ سانتیمتر فرض شده است. ابعاد پلان به مساحت ۴۰۰ متر مربع در نظر گرفته شده است.



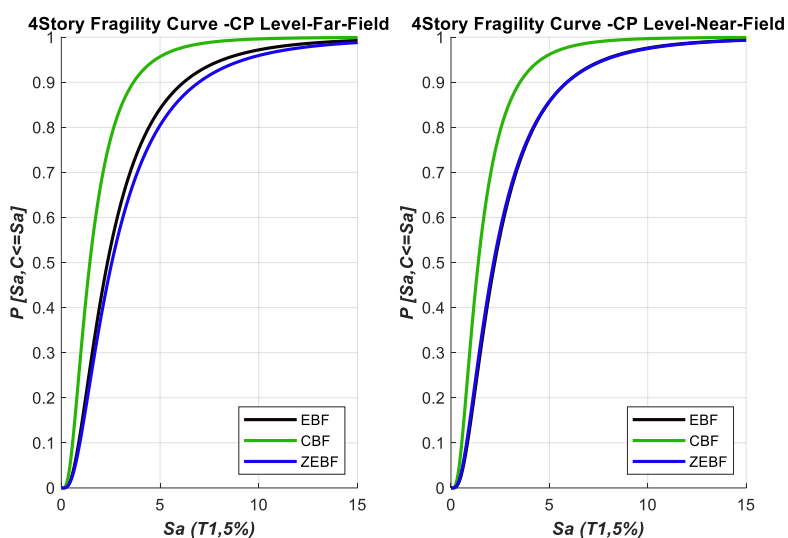
شکل ۱۵. نمای روبرو از قاب‌های چهار طبقه مورد بحث

<sup>13</sup> Strong Ground Motion Database

جدول ۵: مشخصات زلزله‌های دور و نزدیک گسل استفاده شده.

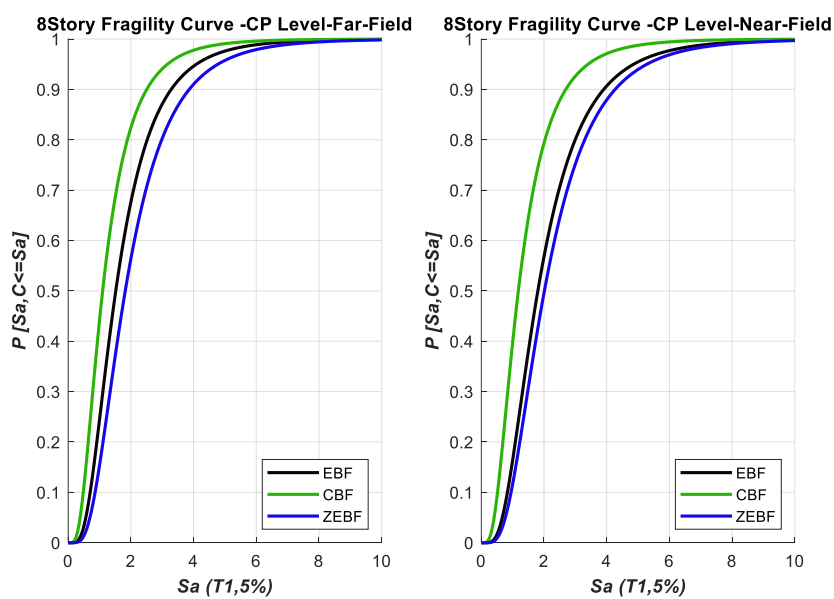
نوع خاک	مولفه	نام	سال	بزرگا	شماره	نوع
دور از گسل	Boshrooyeh	Tabas, Iran	۱۹۷۸	۷/۴	۱	D
	Bolu	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷/۱	۲	D
	Delta	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۳	D
	El Centro Array #11	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۴	D
	Shin-Osaka	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	۵	D
	Fukushima	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	۶	D
	Duzce	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	۷	D
	Goynuk	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	۸	D
	Yermo Fire Station	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۹	D
	Coolwater	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۱۰	D
نزدیک گسل	El Centro Array #6	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	۶/۵	۱	D
	El Centro Array #7	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	۶/۵	۲	D
	Parachute Test Site	Superstition Hills-02	۱۹۸۷	۶/۵	۳	D
	Erzincan	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	6.7	۴	D
	Rinaldi Receiving Sta	Northridge-01	۱۹۹۴	۶/۷	۵	D
	Newhall - W Pico Canyon	Northridge-01	۱۹۹۴	۶/۷	۶	D
	Saratoga - W Valley Coll.	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۷	D
	KJMA	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	۸	D
	Port Island (0 m)	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	۹	D
	Parkfield - Cholame 1E	Parkfield-02, CA	۲۰۰۴	۷/۱	۱۰	D

در این بخش تنها منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکرد آستانه فروریزش مورد بررسی قرار خواهند گرفت. در شکل‌های ۱۶ تا ۱۸، منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکرد آستانه فروریزش برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نشان داده شده است. با توجه به اینکه منحنی‌های شکنندگی، احتمال فراگذشت نیاز از ظرفیت را نشان می‌دهد و با توجه به اینکه پارامتر شدت در منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفته است، پس در این بخش، احتمال فراگذشت شتاب طیفی وارده از ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه با احتمال ۵۰ درصد فراگذشت، در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش مورد ارزیابی واقع می‌گردد. برای قاب‌های ۴ طبقه، در محدوده دور و نزدیک گسل، منحنی شکنندگی قاب‌های EBF و ZEBF تقریباً یکسان هستند و این مورد برای رکوردهای نزدیک بیشتر قابل مشاهده است. برای قاب‌های ۸ طبقه، در محدوده  $S_a$  کمتر از یک احتمال فراگذشت نیاز از ظرفیت حدوداً نصف قاب‌های ۴ طبقه برای همین شتاب طیفی است.



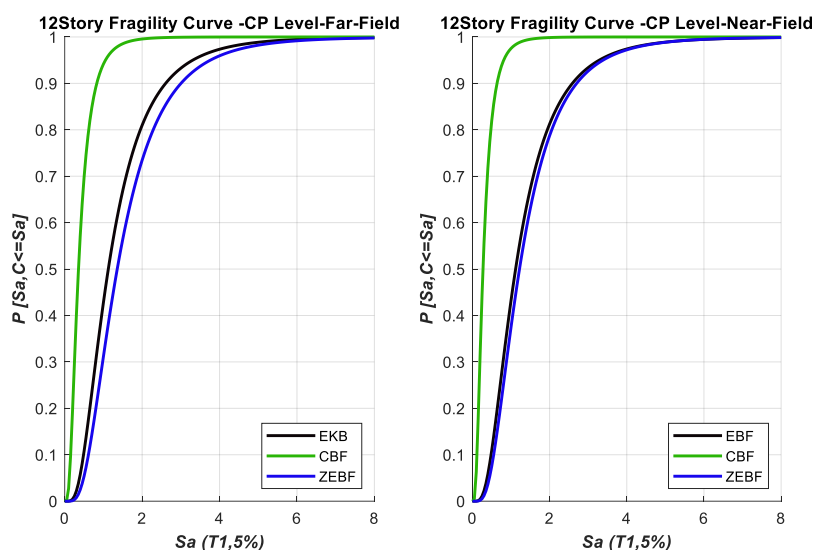
الف ب

شکل ۱۶. منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۴ طبقه در سطح عملکرد آستانه فروریزش



الف ب

شکل ۱۷. منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۸ طبقه در سطح عملکرد آستانه فروریزش



الف ب

شکل ۱۸. منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۱۲ طبقه در سطح عملکرد آستانه فروریزش

در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش «CP» بر اساس احتمال ۵۰٪، قاب‌های ZEBF تقریباً در تمام موارد دارای ظرفیت بیشتری هستند و این اختلاف محسوس می‌باشد. تنها در قاب‌های تحت رکوردهای نزدیک گسل، در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش «CP» بر اساس احتمال ۵۰٪، قاب‌های مهاربندی شده EBF ظرفیت بیشتری نشان داده‌اند.

به منظور تعیین ظرفیت نظیر با سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش از حد ذکر شده در FEMA351<sup>14</sup> [۱۸] استفاده شده است که این حالت حدی متناظر با نقطه‌ای بر روی نمودار IDA (با پارامتر پاسخ حداکثر جابجایی نسبی طبقات سازه) که شیب منحنی در آن نقطه، به ۲۰ درصد شیب منحنی در ناحیه الاستیک کاهش می‌یابد و پس از آن، سازه بدون سخت شدن و یا احیا شدن به سوی ناپایداری دینامیکی حرکت می‌کند. حد ۲۰٪ شیب منحنی در ناحیه‌ی الاستیک در دستورالعمل‌های SAC/FEMA پیشنهاد شده است که در این مطالعه نیز از این حد استفاده شده است. در سطح عملکرد ایمنی جانی «LS» بر اساس احتمال ۵۰٪، قاب‌های EBF و ZEBF تقریباً رفتار مشابهی از خود نشان می‌دهند. این مورد برای رکوردهای نزدیک گسل و سازه‌های ۴ طبقه، بیشتر مشهود است.

## ۵- نتیجه‌گیری

به طور کلی نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و عددی را به صورت زیر می‌توان خلاصه نمود:

- در هر دو مدل ساخته شده و آزمایش شده توسط بارگذاری چرخه‌ای، رفتار دو سطحی در نمودار نیرو-جابجایی بواسطه برخورد و عمل نمودن قطعه نگهدارنده، مشاهده شد.
- با توجه به نمودارهای نیرو-جابجایی، نشان داده شد که با عمل کردن فیوزهای سازه، کاهش نیاز لرزه‌ای بر روی مهاربند و ستون‌ها بصورت دو سطحی و بخوبی صورت گرفت.
- فلسفه اصلی طراحی بادبندهای واگرا، متمرکز نمودن عملکرد غیرخطی قاب در تیر پیوند می‌باشد، به طوری که طراحی جزئیات تیر پیوند بر این اساس انجام می‌شود. لیکن در پیکربندی پیشنهادی همانطور که انتظار می‌رفت، عملکرد

<sup>14</sup> Federal Emergency Management Agency

غیرارتجاعی ابتدا در المان زیپر و سپس در تیر پیوند ایجاد شد که این عمل سبب شد تمرکز خسارت تنها در یک المان ایجاد نشود.

- در هنگام زلزله‌های شدید، تغییرشکل‌های غیرارتجاعی، محدود به تیر پیوند می‌شود و این جزء از تیر است که باید طوری طراحی گردد که بتواند تغییرشکل‌های زیر را تحمل کند.
- نرخ تغییرات سختی در قاب ZEBF نسبت به سایر قاب‌های مهاربندی شده معمول کمتر مشاهده شد.
- عامل اصلی رفتار غیرخطی قاب ZEBF، المان زیپر و تیر پیوند است و مکانیزم خرابی و ظرفیت انرژی تیر پیوند به طول آن بستگی دارد.
- میزان میرایی ویسکوز معادل در رانش نسبی ۰.۴٪ برای سیستم پیشنهادی را می‌توان بطور متوسط برابر ۰.۳۰٪ برآورد نمود (این نتیجه‌گیری برای نمونه‌های مورد مطالعه با پیکربندی‌های در نظر گرفته شده، بدست آمده است). این مقدار در قیاس با مشاهدات تجربی بر روی سایر سیستم‌ها مقدار قابل ملاحظه‌ای است. به طور مثال، مشاهدات مقدار میرایی ویسکوز معادل برای مهاربندهای زانویی در مطالعات انجام شده توسط Zahrai [Error! Reference source not found. ۱۹ و ۲۰] برابر ۰.۲۲٪ تخمین زده شد. همچنین این مقدار سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده، در مطالعات Nateghi [Error! Reference source not found. ۱۶] حدود ۰.۱۸٪ تخمین زده شد. بنابراین می‌توان بصورت کلی میزان میرایی ویسکوز معادل برای قاب مورد مطالعه را بیشتر از سیستم‌های مهاربندی همتراز آن دانست.
- تقریباً در تمام رکوردها، حد متناظر با رانش نسبی ۰.۱۰٪ بر سایر حالات حدی حاکم است که علت را می‌توان به این گونه تشریح کرد که به سبب آنکه در مدلسازی لینک‌های برشی، بصورت چند خطی و بدون شیب منفی مدلسازی شده‌اند، سازه تا حد قابل ملاحظه‌ای جابجایی تجربه نموده است. لیکن مقادیر شتاب‌های طیفی در این حد رانش نسبی، برای قاب‌ها تفاوت چشمگیری دارد.
- همانطور که انتظار می‌رفت، مقدار پاسخ شتاب طیفی در رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل کمتر می‌باشند. بطور نسبی، تقریباً تمام قاب‌های مهاربندی شده ZEBF دارای عملکرد بهتری به لحاظ میزان حداکثر شتاب طیفی نسبت به سایر سیستم‌ها داشته‌اند.
- تقریباً در تمام رکوردها، حد متناظر با رانش نسبی ۰.۱۰٪ بر سایر حالات حدی حاکم است که علت را می‌توان به این گونه تشریح کرد که به سبب آنکه در مدلسازی لینک‌های برشی، بصورت چند خطی و بدون شیب منفی مدلسازی شده‌اند، سازه تا حد قابل ملاحظه‌ای جابجایی تجربه نموده است. لیکن مقادیر شتاب‌های طیفی در این حد رانش نسبی، برای قاب‌ها تفاوت چشمگیری دارد.
- در سطح عملکرد CP، منحنی‌های IDA ترسیم شده برای رکوردهای نزدیک گسل حالت نزدیکتری نسبت به رکوردهای دور دارند [۲۰]. این جمع شدگی خوشه‌ای در رانش نسبی کمتر از ۰.۰۴/ بیشتر قابل مشاهده است.
- به دلیل عملکرد صرفاً کششی المان میلگرد، رفتار هر یک از المان‌های قائم دارای پینچینگ است.
- پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های آینده، بر روی سیستم‌های برگشت‌پذیر به صورت چند فیوزی تحقیقات آزمایشگاهی انجام شود.

## مراجع

[1] Ramadan, T., & Ghobarah, A. (1995). Analytical model for shear-link behavior. Journal of structural engineering, 121(11), 1574-1580.

- [2] Sarraf, M., & Bruneau, M. (1998). Ductile seismic retrofit of steel deck-truss bridges. I: Strategy and modeling. *Journal of Structural Engineering*, 124(11), 1253-1262.
- [3] Shamshiri Dareini, H. & Hashemi, B. H. (2011). Use of Dual Systems in Tadas Dampers to Improve Seismic Behavior of Buildings in Different Levels. *Procedia Engineering*, 14, 2788-2795.
- [4] Daneshmand, A., & Hashemi, B. H. (2012). Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 167-176.
- [5] Sahab, M, G. Vosooq, A, K. (2012). A two-stage seismic resisting system consists of knee elements and vertical link beam. 9th International Congress on Civil Engineering, Isfahan, Iran.
- [6] Zahrai, S. M., & Vosooq, A. K. (2013). Study of an innovative two-stage control system: Chevron knee bracing & shear panel in series connection. *Structural Engineering and Mechanics*, 47(6), 881-898.
- [7] Zahrai, S. M., Pirdavari, M., & Farahani, H. M. (2013). Evaluation of hysteretic behavior of eccentrically braced frames with zipper-strut upgrade. *Journal of Constructional Steel Research*, 83, 10-20.
- [8] Hosini Hashemi, B. & Alirezaei, M. (2016). Eccentrically Knee Bracing: Improvement in Seismic Design and Behavior of Steel Frames. *Journal of JSEE*, Pages 149-156
- [9] Kheyroddin, A., Gholhaki, M., & Pachideh, G. (2019). Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), 159-173.
- [10] Pachideh, G., Gholhaki, M., & Kafi, M. (2020). Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper. *Steel and Composite Structures*, 36(2), 197.
- [11] Pachideh, G., Kafi, M., & Gholhaki, M. (2020, December). Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater. In *Structures* (Vol. 28, pp. 467-481). Elsevier.
- [12] FEMA P695 (2009). Quantification of building seismic performance factors. Rep. FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [13] ASTM (2003). Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, A370-03a. *ASTM International*.
- [14] Lee, K., & Bruneau, M. (2005). Energy dissipation demand of compression members in concentrically braced frames. *Steel and Composite Structures*, 5(5), 345.
- [15] Chan, R. W., & Albermani, F. (2008). Experimental study of steel slit damper for passive energy dissipation. *Engineering Structures*, 30(4), 1058-1066.
- [16] Nateghi-Alahi, F., & Khazaei-Poul, M. (2012). Experimental study of steel plate shear walls with infill plates strengthened by GFRP laminates. *Journal of Constructional Steel Research*, 78, 159-172.
- [17] Richards, P. W. (2004). Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames. Ph.D. thesis. San Diego (USA): University of California.
- [18] SAC Joint Venture. Guidelines Development Committee, SAC Joint Venture, Structural Engineers Association of California, Applied Technology Council, & California Universities for Research in Earthquake Engineering. (2000). Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-frame Buildings (Vol. 351). Federal Emergency Management Agency.
- [19] Zahrai, S. M., & Jalali, M. (2014). Experimental and analytical investigations on seismic behavior of ductile steel knee braced frames. *Steel and Composite Structures*, 16(1), 1-21.
- [20] Zahrai, S. M., & Bolandi, H. (2014). Towards lateral performance of CBF with unwanted eccentric connection: A finite element modeling approach. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(5), 1421-1428.
- [21] Hossini Hashemi, B. & Alirezaei, M. (2016). Experimental and analytical investigation of a combined system for maximum energy dissipation in braced frames. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*.