

# بررسی میزان اتلاف انرژی در پیوندهای برشی قابهای فولادی مقاومت بالا مجهز به مهاربندهای واگرا و پیوندهای فولادی سری ۳۰۴L تحت زمین لرزه‌های حاوی توالی لرزه‌ای

فائزه قدمی<sup>۱</sup>، الهام رجیبی<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

Email: rajabi@tafreshu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۱۲/۱۰

تاریخ دریافت ۱۴۰۱/۱۰/۱۰

## چکیده

استفاده از قاب‌های مهاربندی مجهز به مهاربندهای واگرا در سازه‌های فولادی، انرژی ورودی ناشی از زلزله را به وسیله عضو پیوند جذب می‌کند. اهمیت این موضوع زمانی افزایش می‌یابد که سازه در معرض لرزه‌های متوالی قرار گیرد. چرا که سناریوهای حاوی توالی لرزه‌ای به عنوان یک واقعه‌ی بحرانی قادر به ایجاد جابه‌جایی‌های ماندگار و افت مقاومت می‌شوند. در یک سناریوی لرزه‌ای نیز، بیشترین آسیب تنها در تیر پیوند رخ خواهد داد و سایر اعضا در محدوده رفتار خطی خود باقی خواهند ماند. در صورت وقوع زمین‌لرزه‌های پی در پی، بیشتر سازه‌ها، ممکن است تیر پیوند از کار افتاده و در آن صورت سایر اعضا رفتار غیرخطی خواهند داشت. این مقاله به بررسی میزان اتلاف انرژی پیوندها، در قاب‌های مقاومت بالا، با تیرهای پیوند فولادی سری ۳۰۴L، تحت توالی‌های لرزه‌ای می‌پردازد. در این پیوندها خطر خوردگی وجود نخواهد داشت. از آنجایی که عمده اتلاف انرژی در قاب‌های مجهز به مهاربند واگرا در عضو پیوند اتفاق می‌افتد، بنابراین با بررسی این عضو، می‌توان درباره اتلاف انرژی کل قاب قضاوت نمود. در این راستا قاب‌های فولادی مجهز به مهاربندهای واگرا با تنوع مصالح پس از طراحی، در نرم افزار اپنسیس پیاده‌سازی و تحت ۱۶ سناریوی با و بدون توالی لرزه‌ای تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند. در ادامه انرژی اتلاف شده توسط پیوندها در تمامی حالات به ازای زلزله‌های منفرد و متوالی گزارش و مقایسه شدند. نتایج حاکی از آن است که میزان اتلاف انرژی توسط پیوندها پس از توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه‌ی اصلی آن بین ۲ تا ۳ برابر افزایش می‌یابد. همچنین در بین قاب‌ها، در پیوندهای ضدزنگ در قاب فولادی مقاومت بالا، تحت توالی لرزه‌ای، ۱۰٫۴ درصد نسبت به پیوندهای معمولی در قاب‌های معمولی و ۳۱٫۶ درصد نسبت به پیوندهای ضدزنگ در قاب‌های معمولی اتلاف انرژی بالاتر است، در حالی که پس از توالی لرزه‌ای، نسبت اتلاف انرژی کمتری، برای پیوندهای این قاب گزارش شده است. بنابراین استفاده از این نوع مصالح می‌تواند برای کل یا برخی اعضای قاب‌های معمولی مجهز به مهاربندهای واگرا، بخصوص در مناطق با خطر لرزه‌ای بسیار زیاد پیشنهاد شود.

**واژگان کلیدی:** قاب‌های فولادی مجهز به مهاربندهای واگرا، قاب‌های مقاومت بالا، توالی لرزه‌ای، فولاد سری ۳۰۴L، اتلاف انرژی.

## ۱- مقدمه

استفاده از سیستم مهاربندی واگرا (EBF<sup>1</sup>) در سازه‌های فولادی، از جمله روش‌های بهبود عملکرد سازه‌ها در برابر زلزله است که از طریق تغییر شکل‌های پلاستیک، در عضوی به نام تیر پیوند<sup>2</sup>، انرژی ورودی زلزله را جذب و مستهلک می‌سازد. وقوع زمین‌لرزه‌های پی در پی، می‌تواند به طور قابل توجهی تقاضای جابه‌جایی نسبی را افزایش دهند. در این صورت، تیر پیوند از کار افتاده و اعضای اطراف رفتار غیرخطی خواهند داشت، که این امر با فلسفه طراحی ناهم‌هنگ است. از این رو مطالعات زیادی پیرامون عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها انجام شده است. در مطالعه‌ای توسط دانشجو و بدرلو در سال ۲۰۰۸م [1]، رفتار این قاب‌ها، در اثر رکوردهای نزدیک و دور گسل نشان داد که رکوردهای حوزه نزدیک گسل انرژی بالاتری به سازه اعمال می‌کنند. در مطالعه رویز گارسیا و همکاران<sup>3</sup> در سال ۲۰۱۸م [2]، یک معیار شسکت برای تیرها و ستون‌ها، تحت توالی لرزه‌ای برای این قاب‌ها معرفی شد. در مطالعه‌ی اسکندری و وفایی<sup>4</sup> در سال ۲۰۱۵م [3] نیز، اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک و دور در ساختمان‌های مجهز به مهاربند واگرا ارزیابی شد. گزارش شد در قاب‌های بلند مرتبه تحت سوابق حوزه دور، تغییرشکل بسیاری از پیوندها در قسمت میانی قاب‌ها کمتر قابل توجه بود که مشارکت غیر یکنواخت پیوندها را در اتلاف انرژی تأیید کرد. مطالعه حاج نجفی و تهرانی زاده<sup>5</sup> در سال ۲۰۱۷م [4]، به بهینه‌سازی بیشترین انرژی اتلاف شده در تیرهای پیوند در سازه‌هایی تحت لرزه‌های حوزه دور و نزدیک پرداخت. با افزایش طول پیوند شکل‌پذیری آن افزایش یافت. در مطالعه محسنیان و همکاران در سال ۲۰۲۰م [5]، نتیجه بررسی‌ها نشان داد که روش مقاوم‌سازی با سیستم مهاربندی واگرا به طور قابل توجهی قابلیت اطمینان لرزه‌ای را در سطوح مختلف عملکرد بهبود می‌بخشد. به دلیل استفاده از قاب مجهز به مهابند واگرا، به عنوان سیستم مقاوم در برابر لرزه، برخی مطالعات ضروری دانستند که مقاومت این نوع سیستم‌ها در برابر فروپاشی

تدریجی نیز با دقت ارزیابی شود [6 و 7]. در نهایت این مطالعات نشان داد که این نوع قاب‌ها به طور کلی مقاومت مطلوبی را در برابر فروپاشی تدریجی از خود نشان می‌دهند. از جمله معضلات دیگر، استفاده از سیستم مهاربندی واگرا، تعویض عضو پیوند به دلیل آسیب شدید ناشی از زلزله است. در همین راستا مطالعه کیوان و ژانگ<sup>6</sup> در سال ۲۰۱۹م [8]، ساختمان‌های خودمحمور<sup>7</sup> با قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا را پیشنهاد کردند که می‌تواند پس از لرزه به حالت اولیه خود بازگردند. در ادامه بحث درباره مشکلات این نوع قاب‌ها، مطالعه چن و همکاران در سال ۲۰۱۹م [9]، به این نکته اشاره کردند که تغییر شکل غیر الاستیک پیوند در قاب‌های چند طبقه با مهاربندی واگرا، ممکن است فقط در چند طبقه از آن متمرکز شود. به همین علت این مطالعه سیستم‌هایی با پیوندهای پیوسته شبیه به اتصال دو خرپا را پیشنهاد داد.

در میان مطالعات، استفاده از قاب‌های مقاومت بالا یک روش مورد استقبال در سبک سازی قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند‌های واگرا، در سال‌های اخیر می‌باشد [10-14]. استفاده از فولاد مقاومت بالا در اعضای این قاب‌ها (غیر از عضو پیوند) سبب اطمینان از رفتار خطی اعضای خارج از پیوند، تحت لرزه‌ها خواهد شد. اما پیشینه موجود درباره آثار توالی لرزه‌ای در این نوع از قاب‌ها محدود است، همچنین نیاز به بهبود هر چه بهتر عملکرد این سیستم نیز احساس می‌شود. تا آنجا که در سال‌های اخیر طراحی‌های متفاوتی برای تیر پیوند، با تغییرات در شکل هندسی، نوع ماده‌ی تشکیل‌دهنده، فرآیند ساخت و ... به منظور بهبود عملکرد عضو پیوند انجام شده است [15-18]، علاوه بر فرآیند ساخت مقطع از آنجا که نوع مصالح بکار رفته در تیر پیوند نیز بر عملکرد آن اثر خواهد داشت. بررسی چاکون و همکاران<sup>8</sup> در سال ۲۰۱۹م [19]، به مطالعه عددی پیوندهای کوتاه و ساخته شده از فولاد ضدزنگ، در این نوع قاب‌ها، پرداخت. اتلاف انرژی گزارش شده توسط این نوع پیوندها بالاتر از پیوندهای معمولی بود، بر همین اساس این بررسی گزارش داد این نوع پیوند، ممکن است یک گزینه جالب برای موردی باشد که قرار است پیوندها پس از اتلاف

1 Eccentrically braced frames

2 Link

3 Ruiz-García et al.

4 Eskandari and Vafaei

5 Haj Najafi and Tehranizadeh

6 Keivan and Zhang

7 self-centering eccentrically braced frame

8 Chacón et al.

طراحی لرزه‌ای قاب‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، بارگذاری بر مبنای مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ مطابق جدول (۱) و کنترل ضوابط تکمیلی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۱۳۹۲، انجام گرفته است.

جدول ۱. مقادیر بارهای ثقلی ( $\text{Kgf/m}^2$ )

Partitions load	Snow load	Live load	Dead load	Position
	150	150	505	Roof
100		200	505	Middle bays
		500	530	Side bays

Table 1. The gravity loads ( $\text{Kgf/m}^2$ )

جدول ۲. مشخصات نمونه‌های مورد مطالعه

Other section	Beams	Links	Sample name
ST37	ST37	ST37	CS5
ST37	ST37	304L	SS5
ST37	ST52	304L	HSS5

Table 2. Properties of the studied samples

جدول ۳. ابعاد مقاطع

Level	EBF	Other bays
Columns	HSS5	
Other	Box 25*1.5	Box 25*1.5
1	Box 25*1.5	Box 25*1.5
	CS5,SS5	
All	Box 25*1.5	Box 25*1.5
Beams	CS5	
All	IPE 240	IPE 240
	SS5	
Other	IPE 220	IPE 240
1	IPE 220	IPE 220
	HSS5	
1 and 2	IPE 240	IPE 240
3 and 4	IPE 240	IPE 220
5	IPE 220	IPE 180
Braces	CS5,SS5,HSS5	
All	2UNP180	

Table 3. The dimension of the frames

در این مطالعه برای مقاطع اعضای قاب، سه نوع فولاد بکار رفته است. فولاد ساختمانی ST37 و فولاد ST52 و فولاد ضدزنگ ۳۰۴L که این نوع فولاد، درصد بالایی نیکل و کروم دارد. این فولاد بسیار نرم بوده و نسبت به حرارت نیز مقاوم است. بنابراین مقاومت مناسبی در برابر جوشکاری دارد. در ادامه جدول (۲) مشخصات نمونه‌ها و جدول (۳) نیز، تیپ‌بندی مقاطع مورد استفاده در قاب‌ها را نمایش می‌دهد.

انرژی جایگزین شوند. از نکات قابل توجه درباره‌ی رفتار تیر پیوند، نحوه‌ی قرارگیری این تیر در قاب و اتصال به سایر اجزای قاب است که موضوع دسته دیگری از مطالعات بوده است. در سیستم مهاربندی واگرا که تیر پیوند آن به ستون متصل است، پیوند از ظرفیت چرخش الاستیک بیشتری نسبت به پیوند قرار گرفته بین دو مهاربند برخوردار است [20-21].

همانطور که ذکر شد از جمله پیشنهادات اخیر، استفاده از تیر پیوند فولادی ضدزنگ در قاب مجهز به مهاربندهای واگرا بواسطه ظرفیت بالای اتلاف انرژی و مقاومت آن و همچنین استفاده از قاب مقاومت بالا، به سبب ایجاد اطمینان از رفتار خطی المان‌های خارج از پیوند (تیر و ستون و مهاربندها) است. با استفاده از این نوع تیر پیوند، خطر خوردگی نیز وجود نخواهد داشت.

نظر به پتانسیل بالای خسارت‌زایی زلزله‌های متوالی که توسط پژوهشگران زیادی [22-31] در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله اعلام شده است، در این مطالعه به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مقاومت بالا مجهز به مهاربندهای واگرا و پیوندهای فولادی سری ۳۰۴L (ضدزنگ)، از زلزله‌های حاوی توالی لرزه‌ای استفاده شده است. چرا که هنوز ضرورت مطالعه عملکرد چنین قاب‌هایی به خصوص در معرض زلزله‌های چندگانه احساس می‌شود. در این راستا اثر لرزه‌های منفرد و متوالی در سه قاب فولادی مجهز به مهاربند واگرا، با تفاوت در نوع مصالح بکار رفته در برخی اعضا، تحت تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی بررسی و مقایسه خواهد شد تا ضمن بررسی اثر توالی در این نوع سیستم‌ها و مقایسه آن با اثر لرزه‌های منفرد، بهترین نوع ترکیب مصالح فولادی، برای اعضای اینگونه قاب‌ها، تحت سناریوهای لرزه‌ای متوالی حاصل شود.

### ۳- مدل‌سازی

سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله، قاب‌های ۵ طبقه، با اسکلت فولادی و کاربری مسکونی واقع در شهر تهران هستند. خاک زیر پی از نوع زمین نوع دو فرض شده و تنش مجاز آن برابر  $2 \text{ kg/cm}^2$  است. طول پیوندهای برشی ۰٫۵ متر و ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر می‌باشد. موقعیت قاب‌های مورد مطالعه در پلان و آرایش مهاربندها در شکل (۱) نمایش داده شده است.

داد. در مهندسی زلزله، تابع Ramberg-Osgood براساس رابطه (۱) بیان می‌شود.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + a \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (1)$$

در رابطه فوق،  $E_0$  مدول الاستیک اولیه و  $\sigma_0$  برابر با  $E_0 \varepsilon_0$  است. مقدار  $a$  که برابر با  $\alpha \sigma_0 / E_0$  است و در  $\sigma = \sigma_0$ :

$$\frac{\sigma}{E_0} = \text{کرنش الاستیک در نقطه تسلیم}$$

$$a \frac{\sigma}{E_0} = \text{کرنش پلاستیک در نقطه تسلیم}$$

مقادیر  $\alpha$  را نیز می‌توان با استفاده از برازش با داده‌های تجربی یافت. در این بخش برای پارامتر  $n$  مقدار ۵ لحاظ شده است. چرا که در مطالعه آبدلا<sup>۱۱</sup> در سال ۲۰۰۶م [34] مقدار این پارامتر برای فولاد ضدزنگ در این محدوده تخمین زده شده است. برای معرفی فولاد ST37 و ST52 نیز مدل رفتاری Steel02 اتخاذ شده است. برای معرفی المان‌های انتهایی طول پیوند نیز، یک منحنی رفتاری با دستور مصالح Parallel<sup>۱۲</sup> تعریف شده است. همچنین برای معرفی مدل مصالح تشکیل دهنده مصالح Parallel از مدل Elastic-Perfectly Plastic Material استفاده شده است. المان‌های پیوند با استفاده از یک المان با پلاستیسیتی متمرکز پیاده‌سازی شده‌اند. براساس پیشنهاد پرینز<sup>۱۳</sup> در سال ۲۰۱۰م [35]، در دستور Beam With Hinges Element طول مفصل برابر صفر لحاظ شده است. برای تعریف رفتار برشی پیوندها نیز، دو المان Zero length (با طول صفر) بکار برده شده است که منحنی رفتاری مصالح موازی برای آن‌ها بر اساس مطالعه اسکندری و وفایی در سال ۲۰۱۵م [3] تعریف شده است. برای معرفی المان‌های تیر و ستون المان Force Beam-Column Element و برای مهاربندها المان Element Truss در نظر گرفته شده است. دستور المان Truss اتصال مفصلی مهاربندها را نیز لحاظ می‌کند. در ادامه صحت روند پیاده‌سازی مدل‌ها با مدل‌سازی مجدد مدل ESFP یانگ و همکاران<sup>۱۴</sup> در سال ۲۰۲۰

شکل ۱. موقعیت قاب‌ها در پلان و نمایش آرایش مهاربندها

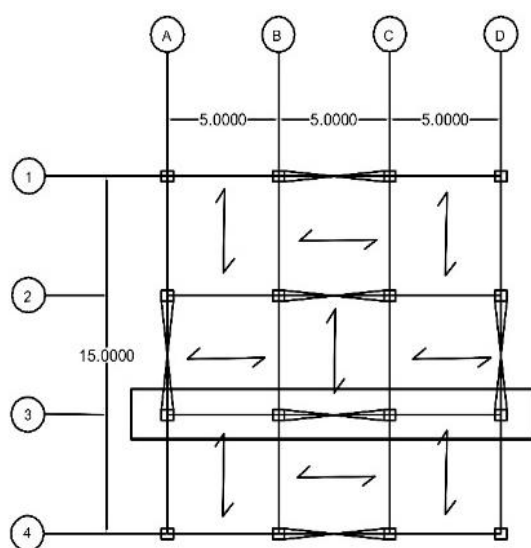
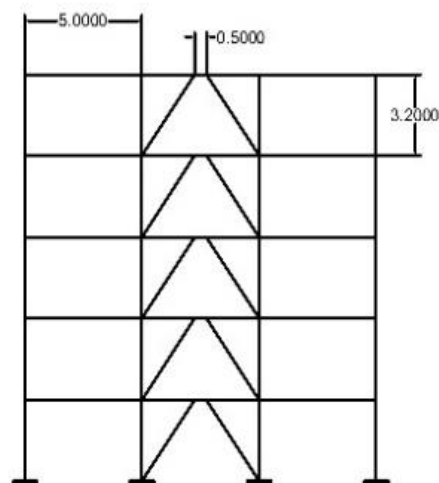


Fig. 1. The position of frames in the plan and the schematic view of brace arrangement

شکل (۲) نیز خلاصه المان‌ها و مصالح بکار رفته را به صورت شماتیک در یک طبقه از قاب‌های مورد مطالعه، در نرم‌افزار اپنسیس نمایش می‌دهد. در این مطالعه براساس پیشنهاد هویدایی<sup>۹</sup> در سال ۲۰۱۹م [32]، از مدل Ramberg-Osgood برای پاسخ چرخه‌ای مواد فولادی ضدزنگ در نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. در مطالعه‌ای در سال ۲۰۱۶م [32] توسط بیامونت و انا<sup>۱۰</sup>، نمونه‌ها از فولاد ضدزنگ ۳۰۴L طراحی شده و مورد آزمایش قرار گرفتند. از این بررسی برای مدل‌سازی در سال ۲۰۱۹م توسط هویدایی [33]، استفاده شد و کاربرد این فولاد ضدزنگ را در مهاربند کمانشی ترکیبی مورد بررسی قرار

11 Abdella

۱۲. موازی

13 Prinz

14 Yang et al.

9 Hoveidae

10 Beaumont and Annan

در ادامه قاب‌ها ابتدا تحت لرزه‌های اول (لرزه‌های اصلی) و سپس در معرض لرزه‌های متوالی (لرزه‌ی اصلی و پس‌لرزه آن) تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند. همچنین، براساس پیشنهاد رجبی و قدرتی امیری در سال ۲۰۱۷م [27] از فاصله زمانی ۱۲۰ ثانیه بین لرزه‌ی اول و دوم، استفاده شده است. پس از ثابت کردن بارهای ثقلی، تحلیل‌های تاریخچه زمانی برای اعمال رکوردهای زلزله انجام شد. در تحلیل تاریخچه زمانی، مقادیر میرایی رایلی، با توجه به میرایی ۵ درصد برای قاب تعریف شده است. لازم به ذکر است که به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، لرزه‌های نخست با استفاده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و لرزه‌های دوم با استفاده از روش ارائه شده در مطالعه عبدالله‌زاده و همکاران [37]، مقیاس شده‌اند.

#### ۴- ارزیابی اتلاف انرژی در پیوندها

میزان اتلاف انرژی در یک عضو خاص تحت یک یا چند چرخه بارگذاری، از طریق مساحت زیر نمودار در منحنی‌های لنگر انحنا و یا منحنی تنش کرنش محاسبه خواهد شد. این مساحت به صورت جمع قدر مطلق مساحت‌های نواحی کوچک زیر نمودار محاسبه می‌شود و در نهایت به صورت تجمعی گزارش خواهد شد. در این بررسی، میزان اتلاف انرژی در عضو پیوند، از طریق میانگین انرژی اتلاف شده در نقاط ابتدایی و انتهایی عضو لحاظ می‌شود. مقادیر اتلاف انرژی برای کل پیوندها در توالی‌های لرزه‌ای و لرزه‌های منفرد حاصل شده و سپس مقدار کل اتلاف انرژی توسط پیوندها در قاب با استفاده از مجموع اتلاف انرژی در آن‌ها بر حسب نیوتن.متر گزارش شده است. جداول (۶ و ۷) مقادیر انرژی اتلاف شده توسط کل پیوندهای قاب‌ها، به ترتیب تحت لرزه‌های منفرد و متوالی و همچنین انرژی دریافتی از زلزله [38] را گزارش می‌کند. بدیهی است که اتلاف انرژی توسط پیوندها پس از واقعه لرزه‌ی اصلی افزایش می‌یابد. بیشترین میزان اتلاف انرژی توسط پیوندها، به ترتیب در پیوندهای قاب‌های HSS5 و CS5 رخ داده است.

شکل ۲. نمایش المان‌ها به صورت شماتیک

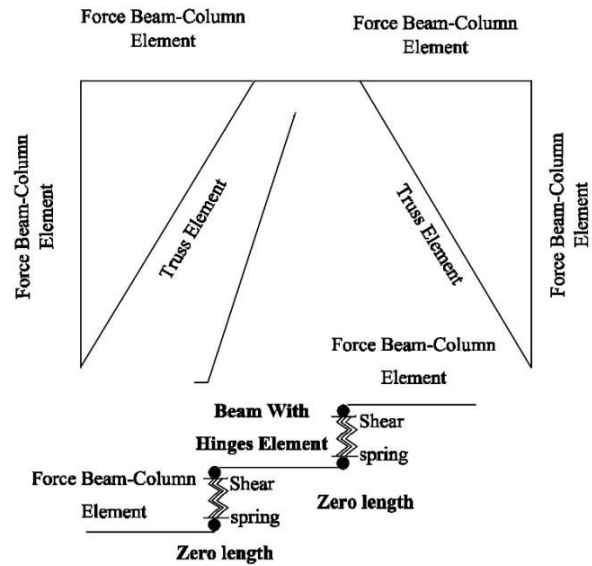


Fig. 2. Schematic view of element

در محیط نرم‌افزاری اپنسیس و با روش مورد بررسی در این مطالعه انجام شد. مقایسه‌ی زمان تناوب در مدلسازی مجدد با قاب اولیه اختلاف ۰,۰۳۴ ثانیه را برای مود اول گزارش داده است. جدول (۴) نیز، زمان تناوب اصلی قاب‌ها در دو نرم افزار گزارش شده و اختلاف آن‌ها مقایسه شده است.

جدول ۴. زمان تناوب قاب‌ها

Fram	Diference	ETABS	Opensees
SS5	0.002	0.469	0.467
CS5	0.004	0.446	0.442
HSS5	0.002	0.469	0.967

Table 4. Period of frames

#### ۳- سناریوهای لرزه‌ای

روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای دقت کافی را ندارند، بنابراین در این مطالعه از سوابق لرزه‌های متوالی که در گذشته ثبت شده‌اند، استفاده شد. جدول (۵) مشخصات ۱۶ شتابنگاشت انتخابی در این مطالعه را نمایش می‌دهد که از پایگاه PEER استخراج شدند و برای انتخاب این لرزه‌ها از پارامتر حداکثر شتاب موثر ( $EPA^{15}$ ) استفاده شده است [23].

جدول ۵. مشخصات لرزه‌ها

ID	Name	Date	M	EPA (g)	PGA (g)	Epicentral Distance (km)	Station
12	Chalfant Valley <sup>3</sup>	7/20/1986	5.77	0.2451	0.2382	10.54	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/21/1986	6.19	0.4854	0.4246	14.33	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
14	Coalinga	7/22/1983	4.89	0.0993	0.1539	9.27	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		7/25/1983	5.21	0.3513	0.5813	9.57	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
20	Mammoth <sup>4</sup>	5/27/1980	4.73	0.1722	0.2178	10.33	USC 37 USC McGee Creek Inn
		5/31/1980	4.80	0.2767	0.3689	10.6	USC 37 USC McGee Creek Inn
21	Mammoth <sup>5</sup>	5/25/1980	5.91	0.2726	0.3289	11.51	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	5.94	0.4287	0.6293	14.04	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
22	Mammoth <sup>6</sup>	5/26/1980	5.70	0.1117	0.0926	16.09	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	5.94	0.4287	0.6293	14.04	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
35	Chalfant Valley <sup>9</sup>	7/20/1986	5.77	0.088	0.1105	24.47	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/21/1986	6.19	0.2197	0.2058	20.27	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
44	Livermore	1/24/1980	5.80	0.086	0.1066	17.13	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
		1/27/1980	5.42	0.2119	0.1917	16.57	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
45	Mammoth <sup>1</sup>	5/25/1980	6.06	0.2387	0.2818	10.91	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
		5/25/1980	5.69	0.4091	0.4143	13.49	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
46	Mammoth <sup>2</sup>	5/25/1980	6.06	0.3443	0.4193	10.43	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	5.69	0.1563	0.1669	18.60	CDMG 54099 Convict Creek
51	Mammoth <sup>7</sup>	5/25/1980	5.69	0.1563	0.1669	18.60	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	5.70	0.2618	0.4156	12.75	CDMG 54099 Convict Creek
53	Mammoth <sup>9</sup>	5/25/1980	5.69	0.1563	0.1669	18.60	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	5.94	0.2207	0.3169	12.03	CDMG 54099 Convict Creek
54	Mammoth <sup>10</sup>	5/25/1980	5.91	0.2041	0.2172	15.90	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	5.70	0.2618	0.4156	12.75	CDMG 54099 Convict Creek
56	Mammoth <sup>12</sup>	5/25/1980	5.91	0.2041	0.2172	15.90	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	5.94	0.2207	0.3169	12.03	CDMG 54099 Convict Creek
61	Mammoth <sup>17</sup>	5/25/1980	6.06	0.2635	0.3403	10.91	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	5.91	0.2726	0.3289	11.51	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
64	Mammoth <sup>20</sup>	5/25/1980	6.06	0.2635	0.3403	10.91	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	5.94	0.4287	0.6293	14.04	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
65	Mammoth <sup>21</sup>	5/25/1980	5.69	0.0884	0.1369	20.07	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	5.91	0.2726	0.3289	11.51	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)

Table 5. Characteristics of earthquakes

تفاوت در مصالح بکار رفته می‌تواند عامل این امر باشد. چراکه چاکون و همکارانش از فولاد ۳۰۴ استفاده کردند و به رده خاصی از این نوع فولاد اشاره نشده است، در حالی که در این بررسی، فولاد ۳۰۴L برای پیوندها لحاظ شده است. همچنین بیشترین اتلاف انرژی توسط پیوندها در دو قاب دیگر نیز، در رکورد شماره ۶۴ رخ داده است. در ادامه شکل (۳ و ۴) میانگین اتلاف انرژی توسط پیوندها به ترتیب در

میزان اتلاف انرژی حداکثر در پیوندهای قاب‌های HSS5، تحت لرزه‌ی اول به مقدار ۱۱۵۵۹٫۵ نیوتن.متر در معرض رکورد شماره ۶۴ و پس از توالی لرزه‌ای به مقدار ۲۵۸۵۷۱٫۳ نیوتن.متر در همین رکورد گزارش شده است. این گزارش‌ها در حالیست که مطالعه چاکون و همکاران در سال ۲۰۱۹م [19]، پیوندهای قاب‌های SS را از پیوندهای قاب‌های CS، در اتلاف انرژی موثرتر دانسته است. بنابراین می‌توان گفت



پیش‌بینی بود که اتلاف انرژی پیوندها، در قاب HSS5 پس از توالی نسبت به لرزه‌ی اصلی افزایش بیشتری را تجربه می‌کند تا آنجا که تحت لرزه‌های رکورد ۵۹ در همین قاب، افزایش اتلاف انرژی توسط پیوندها تا ۱۰ برابر لرزه‌ی اصلی گزارش شده است. این در حالی است که در پیوندهای قاب HSS5 بطور متوسط، اتلاف انرژی تحت توالی نسبت به لرزه‌ی منفرد آن به واسطه کل پیوندها، از مقدار میانگین این نسبت در پیوندهای دو قاب CS5 و SS5، تحت رکوردهای مختلف، به ترتیب ۱۴٫۸ و ۹٫۶۷ درصد کمتر گزارش شده است و پس از وقوع پس لرزه، پیوندهای یک قاب HSS5، اتلاف انرژی کمتری را نسبت به حالت لرزه‌های منفرد نمایش می‌دهد. همچنین بطور میانگین، میزان اتلاف انرژی پس از وقوع یک توالی نسبت به لرزه‌ی اول آن در پیوندها، بین ۲ تا ۳ برابر لرزه‌ی اول افزایش یافته است. این مقدار میانگین در جدول (۸) نمایش داده شده است.

شکل (۶) برای نمونه میزان انرژی اتلاف شده توسط پیوندها را در قاب‌های مورد مطالعه در معرض زلزله‌های منفرد بر حسب بیشترین شتاب زمین نمایش داده است. در حالت کلی به نظر می‌رسد رابطه منظمی بین مقدار بیشترین شتاب و انرژی اتلاف شده توسط پیوندهای یک قاب وجود ندارد. ولی در بیشتر حالات قاب HSS در مقایسه با سایر قاب‌ها از رتبه بالاتری در اتلاف انرژی برخوردار است.

لرزه‌های منفرد و متوالی برای سه قاب ۵ طبقه نشان داده است، تا عملکرد کلی قاب‌ها ارزیابی شود. میزان اتلاف انرژی پیوندها در قاب HSS5 در معرض لرزه‌های منفرد ۲۹٫۷ درصد نسبت به قاب CS5 و ۴۵٫۷ درصد نسبت به قاب SS5 بالاتر گزارش شده است. میزان اتلاف انرژی در پیوندهای قاب HSS5 نسبت به پیوندهای دو قاب CS5 و SS5 در معرض لرزه‌های متوالی نیز، به ترتیب ۱۰٫۴ و ۳۱٫۶ درصد بیشتر است.

بنابراین می‌توان گفت عملکرد پیوندها در قاب HSS5، به لحاظ اتلاف انرژی بهتر از دو نمونه ۵ طبقه دیگر است. میزان اتلاف انرژی متوسط برای پیوندهای این قاب تحت توالی‌های مختلف ۹۴۷۱۰٫۶۵ نیوتن.متر و تحت لرزه‌های منفرد برابر با ۴۲۲۸۵٫۵۱ نیوتن.متر گزارش شده است. بنظر می‌رسد استفاده از فولاد ۳۰۴L در پیوندهای قاب SS5 موثر واقع نشده است و میانگین اتلاف انرژی در پیوندهای این قاب، از پیوندهای قاب CS5 نیز، کمتر است، میانگین اتلاف انرژی توسط کل پیوندها در قاب CS5 برابر با ۲۹۰۲۱٫۶۱ نیوتن.متر در لرزه‌های منفرد و ۷۱۹۷۳٫۱۸ نیوتن.متر تحت لرزه‌های متوالی گزارش شده است. بنابراین برای افزایش ظرفیت اتلاف انرژی در پیوندها، استفاده از قاب‌های HSS پیشنهاد می‌شود. در ادامه برای ارزیابی رفتار قاب‌ها، پس از لرزه‌های دوم، شکل (۵) نسبت اتلاف انرژی، در توالی‌های لرزه‌ای را به اتلاف انرژی تحت لرزه‌های منفرد در پیوندها، گزارش می‌کند. قابل

جدول ۶. میزان اتلاف انرژی در کل پیوندها در لرزه‌های منفرد (نیوتن.متر)

Record ID	CS5	SS5	HSS5	Input Energy (N.m)
12	47768.92	41930.17	52014.42	2.85E+13
14	3186.549	2967.276	3067.94	1.36E+12
20	6340.805	5958.735	5604.652	7.85E+11
21	75890.61	66928.25	83490.08	4.62E+13
22	24644.46	20932.81	144177.1	2.24E+13
35	4589.274	5475.535	5670.108	2.85E+13
44	11262.27	12576.16	13611.2	3.16E+13
45	25777.91	30729.17	27077.02	7.76E+13
51	15200.71	15579.88	17010.73	7.76E+13
53	15200.71	15579.88	17010.73	2.16E+13
54	34524.68	30729.17	36429.66	2.16E+13
56	34074.81	30729.58	36429.66	4.62E+13
59	3987.467	3934.54	4172.057	4.62E+13
61	102904	84672.66	108522.6	7.76E+13
64	106640.6	85708.57	111559.5	7.76E+13
65	9347.551	9913.32	10720.69	2.16E+13

Table 6. Energy loss in links under earthquakes without aftershocks (N.m)

جدول ۷. میزان اتلاف انرژی در کل پیوندها در لرزه‌های متوالی (نیوتن.متر)

Record ID	CS5	SS5	HSS5	Input Energy (N.m)
12	188868.5	41933.07	207744.1	1.5E+14
14	20722.91	19271.8	21794.56	5.49E+12
20	15366.08	14992.32	16305.76	1.79E+12
21	200975.1	176121.7	138490.4	9.75E+13
22	151776	133656.2	173623.6	7.37E+13
35	33982.89	36428.49	40155.72	1.5E+14
44	42307.98	43480.59	54055.61	4.01E+13
45	51890.37	48850.81	57909.4	9.93E+13
51	32457.82	33178.79	35947.12	9.93E+13
53	44890.94	46687.19	55723.05	4.4E+13
54	52133.73	48821.05	56118.97	7.29E+13
56	62182.85	58797.95	72674.87	6.86E+13
59	34596.59	37608.29	42466.85	9.75E+13
61	182791	142384.7	194822	1.24E+14
64	172337.8	193848.7	258571.3	1.29E+14
65	85108.39	75509.14	88967.13	6.79E+13

Table 7. Energy loss in links under earthquakes with aftershocks (N.m)

شکل ۳. میانگین اتلاف انرژی توسط پیوندها تحت لرزه‌های منفرد (نیوتن.متر)

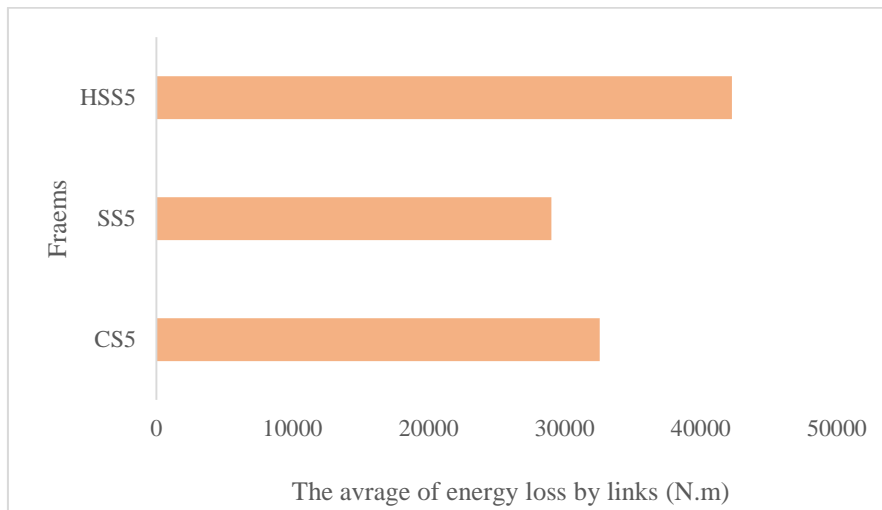


Fig. 3. The average of energy loss by links under earthquakes without aftershocks (N.m)

شکل ۴. میانگین اتلاف انرژی تجمعی توسط پیوندها تحت لرزه‌های متوالی (نیوتن.متر)

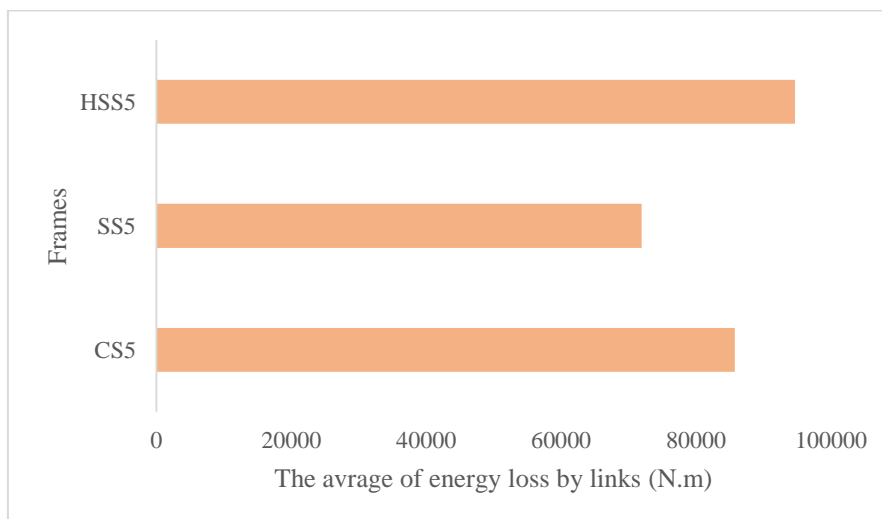


Fig. 4. The average of energy loss by links under earthquakes with aftershocks (N.m)



شکل ۵. نسبت اتلاف انرژی در توالی‌های لرزه‌ای به اتلاف انرژی تحت لرزه‌های منفرد توسط کل پیوندهای قاب (نیوتن.متر)

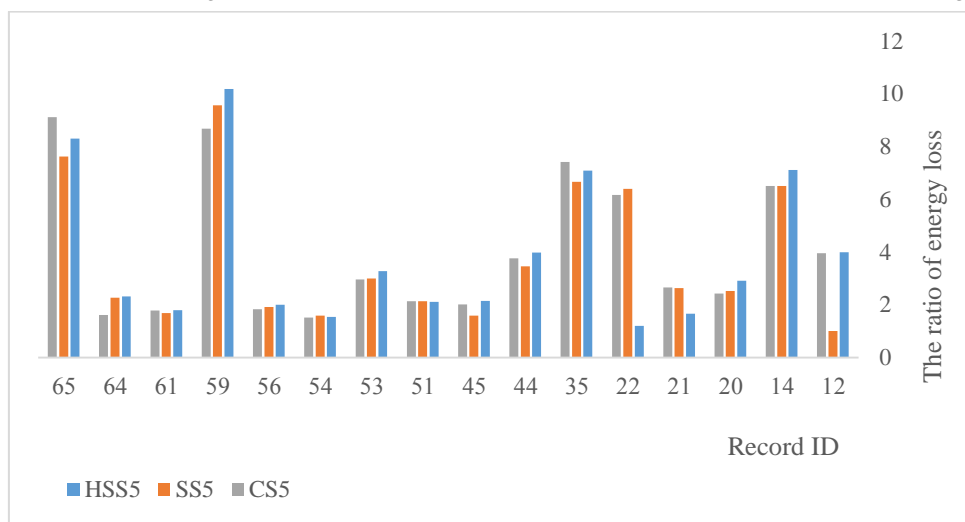


Fig. 5. The ratio of energy loss in consecutive earthquakes to main shocks by all links (N.m)

جدول ۸. میانگین نسبت اتلاف انرژی در زلزله‌های متوالی به لرزه‌های منفرد توسط پیوندها (نیوتن.متر)

	CS5	SS5	HSS5
Energy loss	2.63242	2.479986	2.23979

Table 8. The average ratio of energy loss in consecutive earthquakes to main shocks by links (N.m)

شکل ۶. مقدار اتلاف انرژی توسط کل پیوندها بر اساس بیشینه شتاب زمین در سناریوی لرزه‌ای منفرد

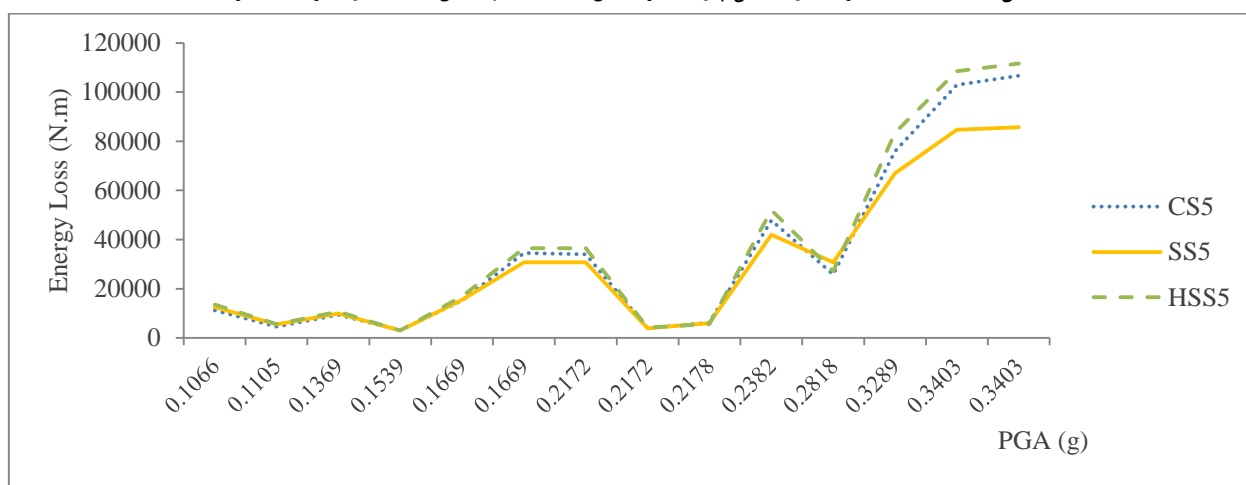


Fig. 6. Energy loss by links based on the peak ground acceleration caused by single earthquakes

## ۵- نتیجه گیری

زلزله، بوسیله عضو پیوند است. در خلال بررسی‌ها مشخص شد که عملکرد پیوندهای قاب HSS5 و پس آن عملکرد پیوندهای قاب CS5 به لحاظ اتلاف انرژی ناشی از لرزه‌ها، بهتر از عملکرد پیوندهای قاب SS5 است و میزان اتلاف انرژی در قاب HSS5 تحت توالی، بین ۱۰ تا ۳۰ درصد بالاتر از میزان اتلاف انرژی در دو قاب دیگر گزارش شده است. در کلیه قاب‌های فولادی مجهز به مهاربند واگرا نیز، میزان اتلاف انرژی توسط کل پیوندها، پس از یک توالی نسبت به لرزه‌ی اول آن و

هدف از این پژوهش، بررسی میزان اتلاف انرژی در قاب‌های مقاومت بالا مجهز به مهاربندهای واگرا بود. از آنجا که عمده اتلاف انرژی در این قاب‌ها در پیوندها رخ می‌دهد، اتلاف انرژی توسط پیوندها مبنای کار قرار گرفت. هدف از این پژوهش به منظور دستیابی به ساختار قاب‌هایی بود که عملکرد مؤثرتری تحت پدیده توالی لرزه‌ای داشته باشند. چرا که مهمترین وظیفه مهاربندهای واگرا، اتلاف انرژی ورودی از

[5] Mohsenian, V., Filizadeh, R., Ozdemir, Z., and Hajirasouliha, I. (2020, August). Seismic performance evaluation of deficient steel moment-resisting frames retrofitted by vertical link elements. In *Structures* (Vol. 26, pp. 724-736). Elsevier.

[6] Salmasi, A. C., and Sheidaii, M. R. (2017). Assessment of eccentrically braced frames strength against progressive collapse. *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 543-551.

[7] Naji, A., & Khodaverdi Zadeh, M. (2019). Progressive collapse analysis of steel braced frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 24(2), 04019004.

[8] Keivan, A., and Zhang, Y. (2019). Seismic performance evaluation of self-centering K-type and D-type eccentrically braced frame systems. *Engineering Structures*, 184, 301-317.

[9] Chen, L., Tremblay, R., and Tirca, L. (2019). Modular tied eccentrically braced frames for improved seismic response of tall buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 155, 370-384.

[10] Tian, X., Su, M., Lian, M., Wang, F., and Li, S. (2018). Seismic behavior of K-shaped eccentrically braced frames with high-strength steel: Shaking table testing and FEM analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 250-263.

[11] Wang, F., Su, M., Hong, M., Guo, Y., and Li, S. (2016). Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite. *Journal of Constructional Steel Research*, 120, 176-187.

[12] Duan, L., and Su, M. (2017). Seismic testing of high-strength steel eccentrically braced frames with a vertical link. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 170(11), 874-882.

[13] Li, T., Su, M., and Sui, Y. (2020). "Spatial substructure hybrid simulation tests of high-strength steel composite Y-eccentrically braced frames". *Steel and Composite Structures*, Vol. 34, No. 5 (2020) 715-732

[14] Li, T., Su, M., and Sui, Y. (2019). Numerical modeling of high-strength steel composite K-eccentrically braced frames and spatial substructure hybrid simulation tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(11), 6239-6263.

[15] Askariani, S. S., Garivani, S., and Aghakouchak, A. A. (2020). Application of slit link beam in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 170, 106094.

[16] Wen, H., and Mahmoud, H. (2018). A new approach to predict cyclic response and fracture of shear links and eccentrically braced frames. *Frontiers in Built Environment*, 4, 11.

[17] Tan, K. G., and Christopoulos, C. (2016). Development of replaceable cast steel links for eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 142(10), 04016079.

[18] Bahrami, A., and Heidari, M. (2020). Dynamic behaviour of steel eccentrically braced frames having moment-shear link. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 15(23), 2793-2799.

[19] Chacón, R., Vega, A., and Mirambell, E. (2019). Numerical study on stainless steel I-shaped links

بطور میانگین، بین ۲ تا ۳ برابر افزایش می‌باید. همچنین در قاب HSS5 اتلاف انرژی پیوندها تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه‌ی منفرد آن بطور متوسط، از مقدار میانگین این نسبت در پیوندهای دو قاب CS5 و SS5، بین ۱۰ تا ۱۵ درصد کمتر گزارش شده است در حالی مقدار مطلق نسبت اتلاف انرژی در اکثر رکوردها، در پیوندهای این قاب، پس از توالی از پیوندهای دو قاب دیگر بالاتر است.

بنابراین استفاده از ترکیب مصالح قاب HSS می‌تواند در برخی موارد با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد در اتلاف انرژی، موثر واقع شود. همچنین نتایج نشان داد که رابطه مشخص و ثابتی، بین مقدار بیشترین شتاب زمین و میزان اتلاف انرژی پیوندها وجود ندارد.

به جز موارد ذکر شده در این مطالعه، هنوز سؤالاتی پیرامون عملکرد لرزه‌ای قاب‌های HSS مطرح است که پیشنهاد می‌شود در آینده مورد توجه قرار گیرد. در این بین رفتار لرزه‌ای قاب‌های مقاومت بالا با پیوندهای ضدزنگ با رفتار خمشی و نیز خمشی برشی، تحت توالی لرزه‌ای هنوز ناشناخته است. همچنین اثر تغییر در نوع خاک محل، نامنظمی در قاب، اثر نوع آرایش تیرهای پیوند (K و D و ... شکل) و محل و تعداد دهانه‌های مهاربندی در میزان اتلاف انرژی قاب‌ها، تحت توالی بررسی نشده است.

## تعارض منابع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ گونه تعارض منافی وجود ندارد.

## ۶- منابع

[1] Daneshjoo, F., and Badarloo, B. (2008). Nonlinear Dynamic Behavior of Eccentric Braced Steel Frames Under the Near-Fault Earthquakes. *Journal of Structure & Steel*, 4(2): 45-58.

[2] Ruiz-García, J., Bojorquez, E., and Corona, E. (2018). Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 119-128..

[3] Eskandari, R., and Vafaei, D. (2015). Effects of near-fault records characteristics on seismic performance of eccentrically braced frames. *Struct. Eng. Mech*, 56(5), 855-870.

[4] Haj Najafi, L., and Tehranizadeh, M. (2017). Equation for achieving efficient length of link-beams in eccentrically braced frames and its reliability validation. *Journal of Constructional Steel Research*, 130, 53-64.

- [29] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E. (2017), "Index of Sensitivity to Damage in Reinforced Concrete Frames under Seismic Sequence Using Artificial Neural Networks", *Modares Civil Engineering Journal*, Vol. 20, No. 3, pp. 23-30.
- [30] Rouzrokh, S., Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G. (2020). "Evaluation of Behavior Factors for Steel Moment Frames under Critical Consecutive Earthquakes using Artificial Neural Network". *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. Accepted August 20, 2020.
- [31] Mohsenian, V., Filizadeh, R., Hajirasouliha, I., and Garcia, R. (2021). Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes. *Journal of Building Engineering*, 33, 101576.
- [32] Beaumont, E., and Annan, C. D. (2016). STR-883: CYCLIC RESPONSE OF STRUCTURAL STAINLESS STEEL PLATE UNDER LARGE INELASTIC STRAINS.
- [33] Hoveidae, N(2019). "Numerical Investigation of Seismic Response of Hybrid Buckling Restrained Braced Frames". *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 63(1), pp. 130–140, 2019
- [34] Abdella, K. (2006). Inversion of a full-range stress-strain relation for stainless steel alloys. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 41(3), 456-463.
- [35] Prinz, G. S. (2010). Using buckling-restrained braces in eccentric configurations. Brigham Young University.
- [36] Yang, T. Y., Neitsch, J., Al-Janabi, M. A. Q., and Tung, D. P. (2020). Seismic performance of eccentrically braced frames designed by the conventional and equivalent energy procedures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139, 106322.
- [37] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., and Omranian, E. (2019). Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock-aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10), 1605-1628.
- [38] Gutenberg, B., and Richter, C. F. (1956). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration: (Second paper). *Bulletin of the seismological society of America*, 46(2), 105-145.
- on eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 67-80.
- [20] Mohammadrezapour, E., and Danesh, F. (2018). Experimental investigation of bolted link-to-column connections in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 147, 236-246.
- [21] Danesh, F., and Mohammadrezapour, E. (2018). Experimental Investigation of T-Stub Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames. *International Journal of Steel Structures*, 18(2), 486-495.
- [22] Rajabi, E. and Ghodrati Amiri, G. (2019), "Peak Ground Acceleration Prediction for Critical Aftershocks", *Proceedings of 8th International Conference of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)*, Tehran, Iran, Nov. 11-13.
- [23] Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G. (2020). "Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform". *Journal of Vibration and Control*, Volume: 26(5-6): 331-351.
- [24] Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G. (2021). "Behavior factor prediction equations for reinforced concrete frames under critical mainshock-aftershock sequences using artificial neural networks". *Sustainable and Resilient Infrastructure*, <https://doi.org/10.1080/23789689.2021.1970301>.
- [25] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E. (2018). "Maximum Damage Prediction for Regular Reinforced Concrete Frames under Consecutive Earthquakes." *Earthquakes and Structures*, Vol. 14, No. 2, 129-142, DOI: 10.12989/eas.2018.14.2.129.
- [26] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E. (2018). "Effects of Consecutive Earthquakes on Increased Damage and Response of Reinforced Concrete Structures." *Computers and Concrete*, Vol. 21, No. 1, 55-66, DOI: 10.12989/cac.2018.21.1.055.
- [27] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E. (2017). "Damage Evaluation of Reinforced Concrete and Steel Frames under Critical Successive Scenarios." *International Journal of Steel Structures*, Vol. 17, No. 4, 1495-1514, DOI: 10.1007/s13296-017-1218-5.
- [28] Ghodrati Amiri, G., Rajaei Lak, H. and Rajabi, E. (2018), "Effects of Seismic Sequence on Increased Response of Concrete Moment Frames with and without Shear Wall", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, Vol. 50, No. 5, pp. 267-270, DOI: 10.22060/ceej.2017.12551.5229.

# Investigation of Energy Loss in Shear Links of High Strength steel EBFs, with 304L steel Links under Successive Earthquakes

Faezeh Ghadami <sup>1</sup>, Elham Rajabi <sup>2</sup>

1- MSc Student, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran

\*rajabi@tafreshu.ac.ir

## Abstract:

Eccentrically braced frame (EBF) is known as a lateral force resisting system in steel structures which dissipate the earthquake energy through the links. The importance of this issue increases when the structure is exposed to successive earthquakes because in the seismic active zones, a large earthquake may consist of numerous successive shocks (foreshock or aftershock) which can lead to permanent displacements and resistance loss in these frames. In a seismic scenario, the most damage will often occur in the link beam – as the structural fuses – and the other members will remain in the elastic region, while the link beams may fail under successive earthquakes in most of the structures and other members such as adjacent beams, columns and braces, will behave non-linearly. This paper evaluates the energy dissipation of links in high strength frames with 304L series steel link beams in an area with a high seismicity risk under different critical scenarios with/without seismic sequence phenomenon. In these links, there will be no risk of corrosion. The highest energy dissipates in the Links of EBF frames, so by examining the energy dissipation in this member, it is possible to judge the energy dissipation of the entire frame. In this regard, 2D eccentrically braced frames with a variety of materials were designed based on the Iranian earthquake design code (Standard No. 2800, 4<sup>th</sup> version – 2014), modeled in *Opensees* software. For this purpose, "*Force Beam-Column Element*" has been selected for the implementation of beam and column elements. Brace elements are modeled using "*Trust Element*". Moreover, a behavior curve is defined with the Parallel material command to introduce the end elements of the link length. Also, the "*Elastic-Perfectly Plastic Material*" model has been assigned to the material model of the Parallel material. Link elements are implemented using an element with concentrated plasticity. To define the shear behavior of links, two *zero length elements* have been used, and the behavior curve of parallel materials has been defined for them based on the study of Eskandari and Vafai in 2015. Based on Hoveidai's proposal in 2019, the *Ramberg-Osgood model* has been used for the cyclic response of stainless steel materials in *Opensees* software and the *Steel02* model has been used for the st37 and st52 materials. In the following, seismic scenarios with and without seismic sequence are selected based on effective peak acceleration (EPA) which has been suggested by Rajabi and Ghodrati Amiri in 2020. In order to nonlinear dynamic analysis of the studied eccentrically braced frames, single and successive earthquakes should be scaled based on the design spectrum. For this purpose, the suggested spectrums in Standard No. 2800 and proposed methodology by Abdollahzade in 2019 have been used, respectively. The results indicate that the amount of energy dissipation through links increases between 2 and 3 times after the consecutive earthquakes compared to the main shocks while after the seismic sequence, a lower average energy dissipation ratio has been reported for this frame. Also among the studied frames, the high-strength frame with stainless steel links has a higher energy loss of 10.4% compared to normal frames and 31.6% higher than frames with stainless links under seismic sequence. Therefore, the using of this type of material can be suggested for all or some members of normal eccentrically braced frames, especially in active zones with high seismic risk.

**Keywords:** Eccentrically Braced Frame, High strength frames, Seismic sequences, 304L steel, energy loss