



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک  
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی  
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و  
شهرسازی - بخش سازه  
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

دکتر علی اکبر آقا کوچک	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ماینز آلمان
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد دانشجو	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه فنی شیراز
دکتر مجید صادق آذر	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی
دکتر حجت عادل	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه اوهایو آمریکا
دکتر مهدی فرشاد	(استاد مهندسی عمران)	انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس
دکتر شمس‌الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)	دانشگاه علم و صنعت
دکتر فرزاد نعیم	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا
دکتر سید احمد نور بخش	(استاد مهندسی مکانیک)	دانشگاه تهران
دکتر هشیار نوشین	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ساری انگلیس

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال سی و چهارم - شماره‌ی چهل و پنجم

پاییز ۱۴۰۳

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

مقایسه ظرفیت کمانش جانبی-پیچشی تیرهای دابل ناودانی به همراه قیود خودایستای متصل کننده با تیرهای مقطع I شکل به همراه مهار جانبی خارجی ..... ۵  
**A Comparative Study on the Lateral-Torsional Buckling Capacity of Double Channel Beams with Self-Supporting Connective Constraints versus I-Shaped Beams with External Lateral Bracing**

آرین اصغری، سید رسول میرقادری

بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد ..... ۱۵  
**Investigating life cycle cost in optimized bracing frames based on performance**

اشکان خدابنده لو، امیر کرامت

ارائه شاخص جدید عملکرد نسبی وزنی برای بررسی تأثیر سیستم جداسازی پایه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ..... ۲۸  
**Developing a New Weighted Relative Performance Index to Evaluate Base Isolation Systems in the Seismic Behavior of Structures**

مجتبی باجلان، سید مهدی زهرائی

ارزیابی عددی مهاربند کمانش تاب مجهز به الاستومر ..... ۴۳  
**Numerical Evaluation of an Elastomer-Equipped Buckling-Restrained Brace**

سید علی رضوی طباطبائی، محمدرضا علیمردانی، عرفان جوینی

استفاده از روش مؤلفه‌ای جهت بهینه‌سازی هزینه اتصال ورق انتهایی در قاب‌های فولادی دوبعدی به کمک الگوریتم ازدحام ذرات ..... ۵۵  
**Using the component method to optimize the cost of end plate connection in 2D steel frames using particle swarm optimization**

علی صادقی، محمدرضا سهرابی، سید مرتضی کاظمی

مطالعه عددی پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر غلطکی بیضوی به منظور استفاده در جداساز لرزه‌ای ..... ۶۷  
**Numerical Study of Key Parameters Affecting the Behavior of Elliptical Roller Dampers for Using in Seismic Isolators**

حدیث خواجه نصیرالدین طوسی، نادر فنائی، مجید لطیفی

شیوه نگارش ..... ۸۲

فرم عضویت ..... ۸۳

## به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

# مقایسه ظرفیت کمانش جانبی-پیچشی تیرهای دوبل ناودانی به همراه قیود خودایستای متصل کننده با تیرهای مقطع I شکل به همراه مهار جانبی خارجی

آرین اصغری<sup>۱</sup>، سید رسول میرقادری<sup>۲\*</sup>، سمیرا ابراهیمی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران، تهران

\*rmirghaderi@ut.ac.ir، ۴۵۶۳-۱۱۱۵۵، صندوق پستی تهران

## چکیده

در سازه‌های فولادی، تیرهای قاب خمشی به دلیل این که عضو شکل‌پذیر سازه می‌باشند، از نقش حائز اهمیتی برخوردار هستند. ظرفیت تیرهای فولادی متعارف از کم‌ترین ظرفیت پلاستیک و ظرفیت کمانش جانبی-پیچشی محاسبه می‌شود. به منظور دست‌یافتن به ظرفیت پلاستیک تیرها، وقوع کمانش جانبی-پیچشی با استفاده از مهارهای جانبی-پیچشی به تعویق انداخته می‌شود تا ظرفیت پلاستیک مقطع حاکم شود. در بعضی از سازه‌ها امکان جانمایی مهارهای جانبی-پیچشی مناسب وجود ندارد؛ به همین دلیل، اجرایی بودن بعضی از تیرها با چالش‌هایی مواجه است. راهکار مناسب برای رفع این چالش، استفاده از مقاطع دوبل ناودانی به جای مقاطع I شکل و استفاده از قیدهای متصل‌کننده ناودانی‌ها به یکدیگر به جهت بالابردن ظرفیت کمانشی مقطع است. در این مطالعه، چندین قید میانی جهت اتصال تیرهای دوبل ناودانی به یکدیگر در نظر گرفته شدند و از بین آن‌ها، قید میانی با بهترین عملکرد به عنوان قید میانی مناسب، جهت اتصال دوبل ناودانی‌ها به یکدیگر معرفی شدند. در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار آباکوس به مدل‌سازی تیرهای دوبل ناودانی و مقایسه آن با تیرهای دارای مقطع I شکل پرداخته شده است. جهت اعمال حالت‌های مختلف بارگذاری، لنگر متمرکز اعمال شده در یک انتهای تیر، به صورت ضریبی از لنگر اعمال شده در انتهای دیگر تیر در نظر گرفته شد. همچنین در این مطالعه، جهت بررسی طول تیرها، چهار طول تیر یعنی ۴، ۶، ۸ و ۱۰ متر استفاده شد. نتایج تحقیق نشان داد که از بین طول‌های متنوع در نظر گرفته شده برای فواصل بین قیدهای میانی اتصال دوبل ناودانی‌ها به یکدیگر، مقدار طول مهاری استفاده شده برای تیر با مقطع ناودانی تک مناسب می‌باشد. علاوه بر این، نتایج تحقیق تأیید می‌کند که قید میانی ملحوظ شده برای اتصال ناودانی‌ها به یکدیگر دارای عملکرد مناسبی است و منجر می‌شود که ظرفیت خمشی در تیرهای دوبل ناودانی، مشابه ظرفیت خمشی در تیرهای I شکل متناظر باشد.

## واژگان کلیدی

دوبل ناودانی، قیدهای متصل‌کننده، کمانش جانبی-پیچشی، ظرفیت خمشی

## A Comparative Study on the Lateral-Torsional Buckling Capacity of Double Channel Beams with Self-Supporting Connective Constraints versus I-Shaped Beams with External Lateral Bracing

A. Asghari, S.R. Mirghaderi, S. Ebrahimi

### Abstract

In steel structures, beams in Moment-Resisting Frames play an essential role due to their ductile nature as structural members. The capacity of conventional steel beams is determined by the lower of the plastic moment capacity and the lateral-torsional buckling capacity. In order to attain the plastic moment capacity of the beams, lateral-torsional bracing is applied to postpone lateral-torsional buckling, allowing the plastic moment of the section to control the behavior. However, in some structures, it is a challenge to appropriately place lateral-torsional bracing, leading to difficulties in the execution of certain beams. A practical solution to this challenge is to use double channel sections instead of I-sections, along with intermediate connectors between the channels to improve the section's buckling capacity.

In this study, several intermediate connectors were considered for joining double channel beams, and among them, the connector with the best performance was identified as the most suitable intermediate connector for joining double channels. Using ABAQUS software, this research modeled double channel beams and compared them with I-shaped beams. To apply different loading conditions, the concentrated moment applied at one end of the beam was considered as a multiple of the moment applied at the other end. Additionally, in this study, four different beam lengths—4, 6, 8, and 10 m—were used to examine the effect of beam length.

The research results revealed that, among the various spacing lengths considered for the intermediate connectors in the double channel sections, the restraining length used for the single channel section beams was found to be appropriate. Moreover, the study confirmed that the intermediate connector used to join the channels performed effectively, leading to a flexural capacity in double channel beams comparable to that of equivalent I-shaped beams.

### Keywords

Double Channel, Intermediate Connectors, Lateral-Torsional Buckling, Flexural Capacity

## ۱- مقدمه

در تیرهای فولادی، تیرهای با مقطع دویل ناودانی با توجه به تشابه رفتار آنها به مقاطع I شکل و در دسترس بودن این مقاطع، می‌تواند جایگزین مناسبی برای مقاطع I شکل فولادی باشند. از مزایای ناودانی، صاف بودن یک وجه از این مقطع است که می‌تواند برای نصب و جوشکاری به قسمت‌های دیگر از سازه بسیار مناسب باشد.

مطابق AISC-341 [۱] با توجه به این که تیرهای مورد استفاده در سیستم قاب خمشی دارای نقش فیوز سازه‌ای هستند و عضو تغییرشکل-کنترل می‌باشند، انتظار اتلاف انرژی و وقوع تسلیم خمشی وجود دارد. همچنین این تیرها می‌بایست تغییرشکل‌های فراترجاعی در برابر نیروهای جانبی را با توجه به نوع قاب خمشی تحمل کنند. تیرهای مورد استفاده در قاب‌های خمشی باید پس از ناحیه محافظت شده مفصل پلاستیک و در سراسر تیر با توجه به طول مورد نیاز مطابق AISC-360 و AISC-341 که در روابط شماره (۱) و (۲) ارائه شده است، در بال‌های مقطع و یا به صورت پیچشی مهار شوند [۱ و ۲].

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1)$$

$$L_p = \frac{0.086r_y E}{R_y F_y} \quad (2)$$

( $L_p$ ): طول مهارنشده عضو در مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کماتش جانبی-پیچشی  
 ( $r_y$ ): شعاع ژیراسیون حول محور y  
 (E): مدول الاستیسیته  
 ( $F_y$ ): تنش تسلیم  
 ( $R_y$ ): نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه

متیو<sup>۱</sup> و همکاران [۳] در مطالعه‌ای به بررسی رفتار کماتش جانبی-پیچشی تیرهای دارای یک محور تقارن تحت لنگر ثابت پرداختند و دو آزمایش برای فهم تأثیر بال فشاری و توسعه مدل عددی تأییدشده انجام دادند. با استفاده از نتایج به دست آمده از

لنگر بحرانی مقاطع، تفاوت‌های بین IS:800-2007 و Eurocode3 را در محاسبات ظرفیت خمشی بررسی کردند.

سپس ژو<sup>۲</sup> و همکاران [۴] در مطالعات آزمایشگاهی و عددی، مقدار ظرفیت مقطع I شکل با یک محور تقارن و ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف را مورد بررسی قرار دادند.

در ادامه روسی<sup>۳</sup> و همکاران [۵] نیز به بررسی عددی کماتش پیچشی-جانبی و تأثیرات ناپایدار و خشی بارگذاری‌ها بر تیرهای I شکل پرداختند. آن‌ها دریافتند که اختلافاتی بین نتایج عددی و استانداردهای مختلف وجود دارد. همچنین، امکان وقوع کماتش جانبی تحریف‌شده (LDB) و تأثیر آن بر پایداری جانبی تیرها را مورد بررسی قرار دادند.

در رابطه با مقاطع دویل ناودانی، دی‌مارتینو<sup>۴</sup> و همکاران [۶] نیز روش‌هایی را برای مدل‌سازی عددی معتبر مقاطع دویل ناودانی سردنورد جهت استفاده در تهیه نمودارهای لنگر-دوران ارائه نمودند.

همچنین توماج و همکاران [۷] به بررسی اثر کماتش موضعی بال بر ظرفیت و شکل‌پذیری مقاطع دویل ناودانی به هم چسبیده در مقایسه با مقاطع I شکل پرداختند. نتیجه این تحقیق آن بود که مقاطع ناودانی به نسبت مقاطع I شکل در شکل‌پذیری متوسط نتیجه بهتری نسبت به شکل‌پذیری بالا دارند.

جین‌سین‌لاپادامرونگ<sup>۵</sup> و همکاران [۸] با استفاده از ورق گاست و دوخت‌های افقی، یک اتصال جدید را ارائه نمودند که با یکپارچه کردن دویل ناودانی‌ها، مقدار ظرفیت کماتش جانبی-پیچشی را می‌توان افزایش داد. این نوع اتصال و تیر در قاب‌های خمشی خرابی‌ویژه کاربرد دارند.

اکستروم<sup>۶</sup> و وسلی<sup>۷</sup> [۹] با بررسی پارامترهای مهم از جمله لاغری اجزای تشکیل‌دهنده مقطع تیر، ابعاد مقطع، محل و نوع بارگذاری برای تغییرشکل‌های ایجادشده را بررسی و ظرفیت حالات مختلف را مقایسه کردند.

فام<sup>۸</sup> و همکاران [۱۰] نیز به مطالعه کماتش جانبی-پیچشی ناودانی سردنورد از جنس آلومینیوم پرداختند. آن‌ها با بارگذاری چهار نقطه‌ای و مدل‌سازی اجزای محدود این نمونه‌ها به تأثیر پارامترهای مختلف در تعیین ظرفیت کماتشی این مقطع پرداختند.

<sup>2</sup> Xu

<sup>3</sup> Rossi

<sup>4</sup> De Martino

<sup>5</sup> Jiansinlapadamrong

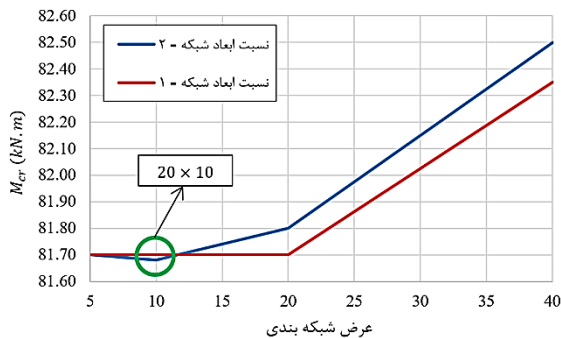
<sup>6</sup> Ekström

<sup>7</sup> Wesley

<sup>8</sup> Fam

<sup>1</sup> Mathew

۲۵۰ مگاپاسکال، تنش کششی نهایی ۴۰۰ مگاپاسکال، کرنش نهایی ۰/۲ و ضریب پواسون ۰/۳ می‌باشد. در این مدل‌سازی، از المان نوع پوسته‌ای با ۴ گره<sup>۱۱</sup> استفاده شده و نحوه شبکه‌بندی مقاطع از نوع Structured بوده است. پس از انجام آنالیز حساسیت شبکه‌بندی، مقدار شبکه ۱۰×۲۰ (مقدار ۲۰ در راستای طول تیر و ۱۰ در راستای عمود بر طول تیر) مطابق شکل (۱) انتخاب شده است.



شکل ۱- نمودار آنالیز حساسیت شبکه‌بندی

ابعاد مقاطع مورد استفاده در این تحقیق مطابق جدول (۱) به‌گونه‌ای تعیین شده‌اند که ممان اینرسی و اساس مقطع الاستیک و پلاستیک مقاطع I شکل و ناودانی پشت‌به‌پشت که مورد مقایسه قرار گرفته‌اند، تقریباً یکسان باشند. لازم به ذکر است که فاصله ناودانی‌ها از یکدیگر در این تحقیق برابر با ۲۰۰ میلی‌متر است و طول تیرهای مدل‌سازی شده، برای در نظر گرفتن اثر طول تیر، چهار مقدار ۱۰، ۸، ۶ و ۴ متر است.

جدول ۱- ابعاد مقاطع مدل‌سازی شده

نام مقاطع	d (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	λ <sub>f</sub>	λ <sub>nd-f</sub>	λ <sub>w</sub>	λ <sub>nd-w</sub>
B-I-1	209.6	205	9.1	14.2	7.2	7.7	19.9	63.3
B-I-2	414	259.1	10	16.9	7.7	7.7	38.0	63.3
B-C-1	200	108	6	15	7.2	7.9	28.3	64.6
B-C-2	400	120	8	18	6.7	7.9	45.5	64.6

برای اعمال شرایط مرزی، مطابق شکل‌های (۲) و (۳) در هر انتهای تیر، تمامی نقاط بال و جان به نقطه مرکز سطح مقطع تیر

آناپایان<sup>۱</sup> و همکاران [۱۱] یک تیر فولادی با مقطع I شکل سردنورد را از نظر کماتش جانبی-پیچشی و میزان کاهش ظرفیت خمشی مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها بیش از ۵۰ تیر مختلف شامل ۱۳ مقطع با دهانه‌های بین ۱۲۰۰ الی ۴۰۰۰ میلی‌متر را آزمایش کردند و در آخر، دقت آیین‌نامه‌ها مورد مطالعه و مقایسه قرار گرفت.

دهمانی<sup>۲</sup> و دریزی<sup>۳</sup> [۱۲] به مدل‌سازی چند تیر ناودانی در نرم‌افزار انسیس، جهت ارائه فرمول برای ظرفیت مقاطع ناودانی با خروج از مرکزیت بار اعمال شده پرداختند.

غنام<sup>۴</sup> [۱۳] با ارائه چینش‌های متفاوت برای مقاطع ناودانی سردنورد و اتصال ناودانی‌ها به یکدیگر با استفاده از پیچ‌های خودکار، یک مقطع مرکب جدید را بررسی نمود. در تحقیقات انجام‌شده، پارامترهای مختلف موجود از قبیل ابعاد مقطع، ضخامت فولاد، گرید فولاد مورد استفاده و فاصله میان اتصال‌های مقاطع در برنامه انسیس<sup>۵</sup>، تحت بارگذاری چهار نقطه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت. نتیجه این تحقیق، منجر به ارائه یک ضریب اصلاحی برای کاهش ظرفیت خمشی با افزایش فاصله میان اتصال ناودانی‌ها شد.

والس<sup>۶</sup> و استن<sup>۷</sup> [۱۴] دو روش مدل‌سازی عددی برای مقاطع I شکل با اعمال اثرات نقص اولیه ارائه نمودند. در نتیجه این تحقیق، تفاوت دو نرم‌افزار مدل‌سازی و تفاوت مدل‌سازی با المان پوسته‌ای<sup>۸</sup> و سه‌بعدی<sup>۹</sup> مورد بررسی قرار گرفت.

با توجه به مطالب بیان‌شده، تحقیق درباره ظرفیت کماتشی مقاطع دابل ناودانی با قیدهایی که این دو مقطع را به یکدیگر متصل می‌کند، تشخیص بهترین قید با مقطع مناسب برای اتصال دو ناودانی به یکدیگر و تعیین فاصله مناسب برای این قیده‌ها، مورد نیاز است.

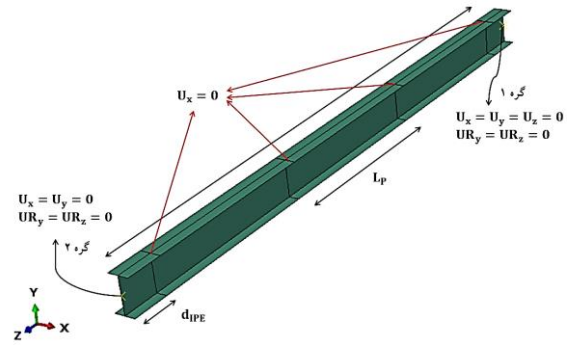
## ۲- مدل‌سازی عددی

به‌منظور مدل‌سازی عددی مقاطع، از نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۰</sup> استفاده شده است. نوع فولاد مورد استفاده در این مدل‌سازی، فولاد A36 مطابق با استاندارد انجمن آزمایش مصالح آمریکا است که دارای مدول الاستیسیته برابر با ۲×۱۰<sup>۵</sup> مگاپاسکال، تنش تسلیم

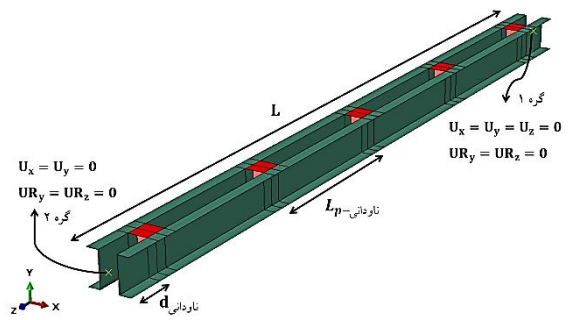
<sup>۱۱</sup> S4R

<sup>۱</sup> Anapayan  
<sup>۲</sup> Dahmani  
<sup>۳</sup> Drizi  
<sup>۴</sup> Ghannam  
<sup>۵</sup> Ansys  
<sup>۶</sup> Vales  
<sup>۷</sup> Stan  
<sup>۸</sup> Shell  
<sup>۹</sup> Solid  
<sup>۱۰</sup> ABAQUS

مقید شده‌اند، به نحوی که انگار یک صفحه صلب در انتهای تیر جای گذاری شده است. سپس نقطه مذکور، به صورت یک اتصال صلب در نظر گرفته شده، به گونه‌ای که تمامی درجات آزادی به جز دوران در راستای محور X، بسته شده‌اند. توجه شود که دوران در راستای محور X برای اعمال بارگذاری بسته نشده است. همچنین به منظور جلوگیری از حضور نیروهای محوری در تیر، در گره شماره ۲، درجه آزادی در راستای محور طول تیر آزاد گذاشته شده است.



شکل ۲- شرایط مرزی مدل I شکل با مهارهای جانبی



شکل ۳- شرایط مرزی مدل دوبل ناودانی با قید مهارکننده

جهت اعمال حالت‌های مختلف بارگذاری، لنگر متمرکز اعمال شده در گره شماره ۱، به صورت ضریبی از لنگر اعمال شده در گره شماره ۲ می‌باشد. این ضریب با توجه به هدف این تحقیق برای پوشش دادن حالات مختلف بارگذاری، به صورت اعداد در بازه ۱- الی ۱+ با گام‌های ۰/۲۵ انتخاب شده‌اند. این ضرایب شامل مقادیر ۱-، ۰/۷۵-، ۰/۵-، ۰/۲۵-، ۰، ۰/۲۵+، ۰/۵+، ۰/۷۵+ و ۱+ هستند. با استفاده از این نوع بارگذاری، می‌توان حالاتی شبیه به بارگذاری ثقیلی و بارگذاری زلزله را مشاهده نمود.

به منظور اعمال مهار جانبی در تیرهای I شکل، امکان حرکت نقاط متقاطع بال و جان مقطع در راستای محور X گرفته شده است. جهت محاسبه ظرفیت کماتشی تیرها، با توجه به هدف استفاده از تیرهای دوبل ناودانی به عنوان تیرهای قاب خمشی و انتظار عملکرد غیرخطی در نواحی مفصل پلاستیک، استفاده از تحلیل‌های خطی مناسب نبوده و استفاده از تحلیل غیرخطی مورد نیاز است.

برای محاسبه ظرفیت تیرها، ابتدا یک تحلیل خطی مقدار ویژه<sup>۱</sup> بر روی مدل انجام می‌شود و تغییر شکل‌های مود اول از نرم‌افزار استخراج می‌گردد. در این تحلیل، با اعمال بارگذاری واحد در مدل، نرم‌افزار تلاش می‌کند ضریبی برای بار اعمال شده که منجر به صفرشدن دترمینان ماتریس سختی مدل تیر می‌شود، محاسبه نماید. همچنین میزان تغییر مکان نسبی اجزای تیر محاسبه می‌گردد. سپس یک مدل دیگر مشابه مدل اول ساخته شده که در آن مصالح به صورت غیرخطی تعریف شده‌اند و از تحلیل غیرخطی ریکس<sup>۲</sup> برای به دست آوردن ظرفیت تیرها استفاده می‌گردد. باید توجه شود که برای اعمال شرایط کماتش جانبی-پیچشی در تحلیل غیرخطی، نیاز به اعمال نقص ساخت<sup>۳</sup> در مدل‌سازی است؛ که برای اعمال آن باید از نتایج تحلیل قسمت اول (تحلیل خطی مقدار ویژه) به عنوان نقص ساخت مرتبط با مود اول کماتش تیر استفاده نمود.

با توجه به این که در نتایج تحلیل مرحله اول، مقدار جابه‌جایی به گونه‌ای است که بیش‌ترین تغییر شکل حاصل شده برابر با ۱ در نظر گرفته شده است؛ باید این تغییر شکل با ضریب بزرگ‌نمایی مناسب در تحلیل مرحله دوم وارد شود. ضریب بزرگ‌نمایی متناسب با این تحلیل مطابق تحقیقات پیشین انجام شده برای کماتش جانبی-پیچشی برابر با ۰/۰۱ طول مهار نشده تیر در نظر گرفته شده است. همچنین مطابق تحقیقات روی<sup>۴</sup> و همکاران [۱۵] مقدار خطای ساخت برای کماتش موضعی در بال تیر برابر با ۰/۵٪ ضخامت بال ناودانی پیشنهاد شده است.

توجه شود که برای اعمال مراحل گفته شده ابتدا باید در مدل اول، در تنظیمات برنامه درخواست ارائه فایل تغییر مکان‌های ایجاد شده، داده شود؛ سپس در مدل دوم، فایل مدل قبلی به عنوان تغییر مکان اولیه گره‌های شبکه بندی اعمال گردد.

<sup>1</sup> Eigen Value

<sup>2</sup> Riks

<sup>3</sup> Imperfection

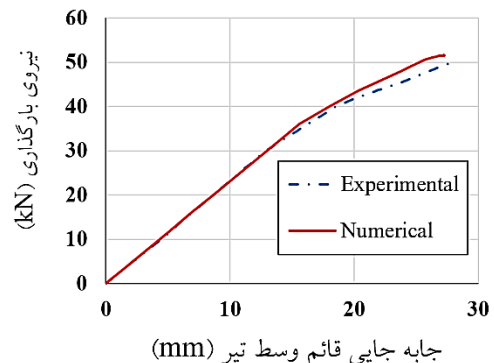
<sup>4</sup> Roy

### ۳- صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی

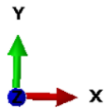
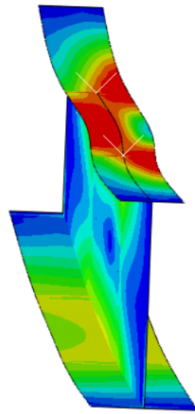
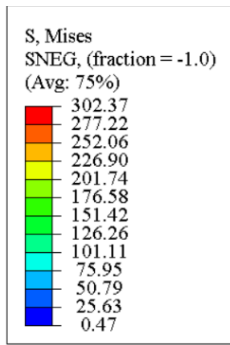
برای صحت‌سنجی مدل‌سازی انجام‌شده در نرم‌افزار آباکوس، باید نمونه آزمایشگاهی تست‌شده را مدل‌سازی عددی کرده و نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شود. به این منظور، مدل‌سازی تیر با مقطع I شکل با یک محور تقارن که تست آزمایشگاهی آن توسط متیو و همکاران [۳] انجام شده، صورت گرفته است. نمونه آزمایش‌شده یک تیر فولادی با طول ۳۹۰۰ میلی‌متر که در چهار نقطه در طول تیر با فواصل یکسان دارای مهارجانبی بوده است، می‌باشد. این تیر تحت بارگذاری چهار نقطه‌ای قرار گرفته است. به طوری که بارهای متمرکز در نقاط مهارشده تیر اعمال شده‌اند. شکل (۴) به مقایسه بین منحنی‌های نیرو-جابجه جایی قائم وسط تیر در نمونه آزمایشگاهی و مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار آباکوس می‌پردازد. همچنین، شکل (۵) تغییرشکل یافته مدل عددی را با نمونه آزمایشگاهی مقایسه می‌کند.

با توجه به دوران ایجادشده ناشی از کماتش جانبی-پیچشی در وسط دهانه تیر مورد آزمایش، میزان تغییرمکان قائم در آزمایش، در کناره بال تحتانی لحاظ شده است. این میزان تغییرمکان به دلیل دوران تیر، دارای مقدار بیش‌تری از سایر نقاط است. بنابراین در برداشت نتایج از مدل‌سازی عددی، از تغییرمکان قائم در محل مذکور استفاده شده است. همچنین لازم به ذکر است آثار ناشی از تنش پسماند در مدل‌سازی‌ها دیده نشده است.

نتایج مقایسه در شکل (۴) نشان می‌دهد که ظرفیت محاسبه‌شده توسط مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی در حدود ۳٪ تفاوت داشته و در نتیجه می‌توان مدل‌سازی عددی را با نتایج آزمایشگاهی منطبق دانست. همچنین از شکل (۴) می‌توان دریافت که خروجی مدل‌سازی عددی تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.



شکل ۴- مقایسه نمودارهای نیرو-جابجه‌جایی مدل آزمایشگاهی و مدل عددی



(الف)



(ب)

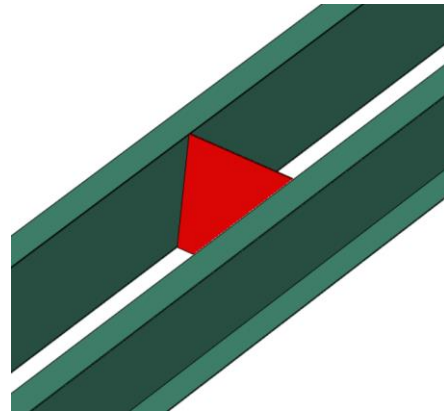
شکل ۵- مقایسه تغییرشکل یافته نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی (الف) تغییرشکل یافته مدل عددی و (ب) تغییرشکل یافته نمونه آزمایشگاهی [۳]

### ۴- مقایسه میان قیدهای مختلف اتصال دوبل ناودانی‌ها

مقاطع مورد استفاده به‌عنوان قید در اتصال دوبل ناودانی‌ها به یکدیگر، با استفاده از یک تیر با مقطع دوبل ناودانی به ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر و پهنای بال ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت‌های بال و جان ۱۰ میلی‌متر و فاصله میان ناودانی‌ها به میزان ۲۰۰ میلی‌متر بررسی شده‌اند. قیدهایی که مورد مقایسه قرار گرفتند شامل موارد زیر هستند:

- صفحه عمود بر جان ناودانی
- تسمه‌های متصل‌کننده بال‌ها
- مقطع I شکل فقط با اتصال جان به ناودانی
- مقطع I شکل با اتصال بال و جان به ناودانی

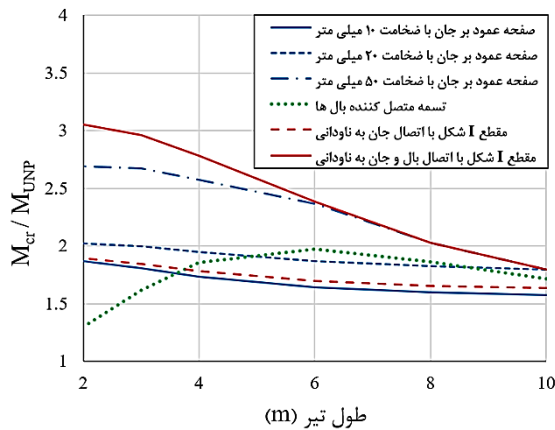
قید به صورت صفحه عمود بر جان ناودانی مطابق شکل (۶)، با ضخامت‌های ۱۰، ۲۰ و ۵۰ میلی‌متر و ارتفاعی برابر با ارتفاع تیر انتخاب شده است. قید به صورت تسمه‌های متصل‌کننده بال‌های ناودانی به یکدیگر مطابق شکل (۷)، با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و پهنای ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. قید به صورت مقطع I شکل (با اتصال جان به ناودانی و اتصال بال و جان به ناودانی) مطابق شکل (۸)، با ارتفاع مقطع تیر و ضخامت بال و جان آن مطابق با ضخامت بال و جان مقطع تیر انتخاب شده است. پهنای بال مقطع I شکل دو برابر پهنای بال مقطع ناودانی تعیین گردید.



شکل ۶- جانمایی صفحه عمود بر جان ناودانی

در مدل‌سازی جهت مقایسه قیدها، از یک عدد قید در وسط طول تیر در همه حالات استفاده شد. لازم به ذکر است که جهت نرمالیزه کردن نتایج، لنگر بحرانی هر قید نسبت به لنگر بحرانی تیر دویل ناودانی متناظر بدون قید در نظر گرفته شده است.

شکل (۹) نتایج مربوط به قیدهای مختلف را نسبت به تیر بدون قید نمایش می‌دهد. با توجه به نتایج ارائه شده، قید I شکل با اتصال بال و جان به ناودانی به عنوان قید مناسب برای اتصال دویل ناودانی‌ها انتخاب شد.



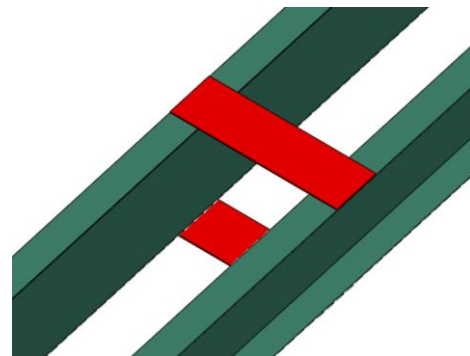
شکل ۹- نمودار نسبت لنگر بحرانی تیر با قیدهای مختلف

۵- مقایسه ظرفیت کمانشی مقطع دویل ناودانی مهار شده

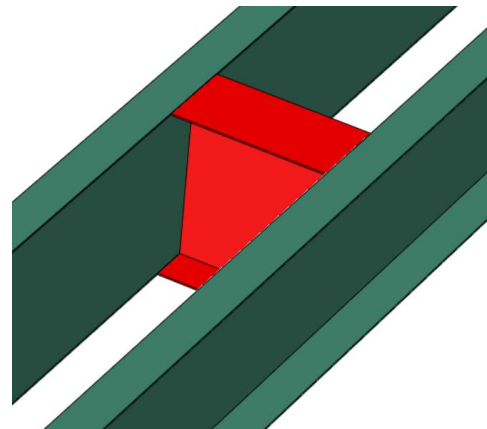
به یکدیگر و I شکل مهار شده به عامل خارجی

مقاطع I شکل مهار شده به عامل خارجی با توجه به پژوهش‌های صورت گرفته درباره این مقطع و استفاده گسترده در صنعت، به عنوان یک معیار برای بررسی ظرفیت کمانشی مقاطع دویل ناودانی مهار شده با یکدیگر قرار گرفت.

با توجه به جدول (۲)، حالت کمانشی بحرانی در بعضی بارگذاری‌ها به جای حالت کمانش جانبی-پیچشی، کمانش موضعی در بال تیر می‌باشد. با توجه به این که تیرهای انتخاب شده، فشرده لرزه‌ای هستند و ضوابط آیین‌نامه‌ها به گونه‌ای تنظیم شده‌اند که ظرفیت خمشی ناشی از کمانش موضعی اجزای تیرهای فشرده لرزه‌ای، از مقدار ظرفیت خمشی تسلیم بال تیرها بیش تر باشد، بنابراین در تیرهایی که مود اول کمانش آن‌ها کمانش موضعی است، در آن مقطع کمانش جانبی-پیچشی بعد از کمانش موضعی رخ داده و در تعیین ظرفیت تیر فولادی تأثیری ندارد.



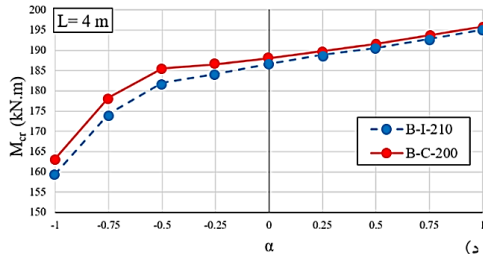
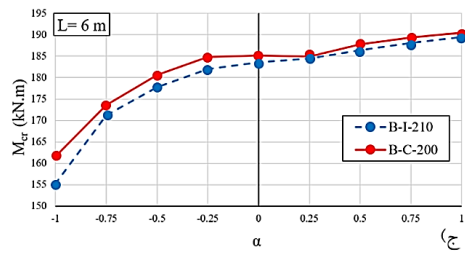
شکل ۷- جانمایی تسمه‌های متصل‌کننده بال‌ها



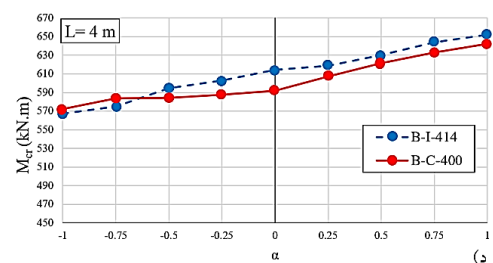
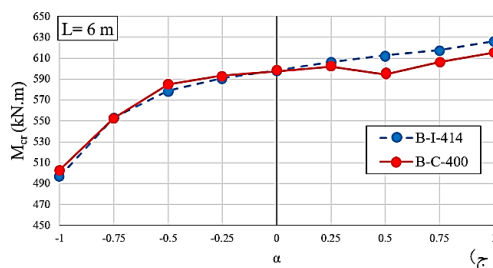
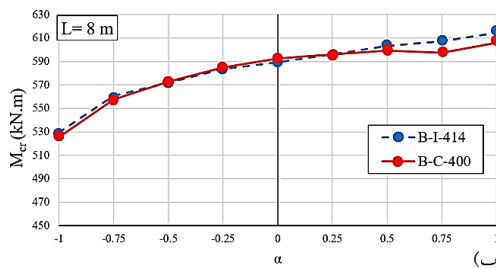
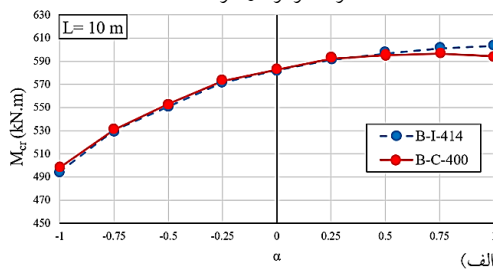
شکل ۸- جانمایی مقطع I شکل

جدول ۲- نوع کمانش بحرانی در بارگذاری‌های مختلف (حرف G معادل کمانش جانبی-پیششی و حرف L معادل کمانش موضعی است)

مقطع تیر	-1	-0.75	-0.5	-0.25	0	0.25	0.5	0.75	1
B-C-1 (10 m)	G	G	G	G	G	G	G	G	G
B-C-1 (8 m)	G	G	G	G	G	G	L	L	L
B-C-1 (6 m)	G	G	G	G	G	L	L	L	L
B-C-1 (4 m)	G	G	L	L	L	L	L	L	L
B-C-2 (10 m)	G	G	G	G	G	G	G	L	L
B-C-2 (8 m)	G	G	G	G	G	G	L	L	L
B-C-2 (6 m)	G	G	G	G	G	L	L	L	L
B-C-2 (4 m)	G	L	L	L	L	L	L	L	L

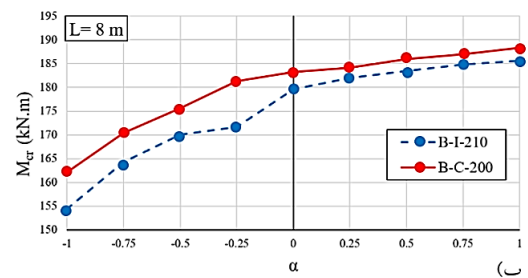
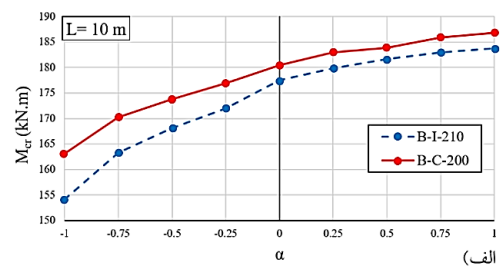


ادامه شکل ۹- نمودار لنگر بحرانی مقاطع B-I-1 و B-C-1 (α ضریب لنگر متمرکز در گره ۱ است)

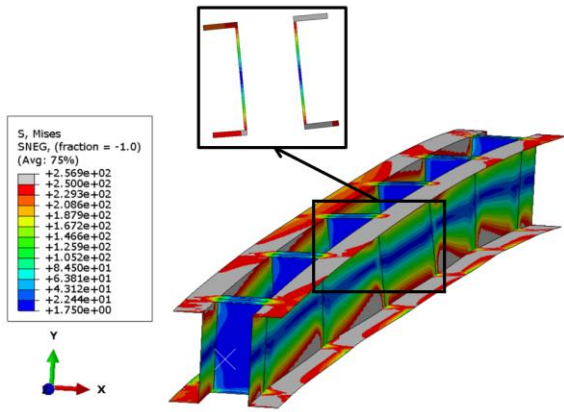


شکل ۱۰- نمودار لنگر بحرانی مقاطع B-I-2 و B-C-2 (α ضریب لنگر متمرکز در گره ۱ است)

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی، طول‌های مورد نظر برای جای‌گذاری قیدهای مهارکننده، تقریباً مناسب بوده و فواصل مهارجانبی خارجی استفاده شده برای تک‌ناودانی به صورت پیوسته در سراسر تیر در نظر گرفته شد و طبق این نتایج، مقدار در نظر گرفته شده دارای رفتار مناسبی است. همچنین مطابق آیین‌نامه‌های طراحی، جهت عملکرد صحیح ناحیه محافظت‌شده مفصل پلاستیک، دقیقاً بعد از ناحیه محافظت‌شده، استفاده از یک عدد قید متصل‌کننده در مدل‌سازی‌ها اعمال شده است. مطابق شکل‌های (۹) و (۱۰) در هر دو نوع ناودانی، مقدار لنگر بحرانی کمانشی از مقدار لنگر بحرانی کمانشی تیر I شکل متناظر با مهار جانبی خارجی بیش‌تر است.

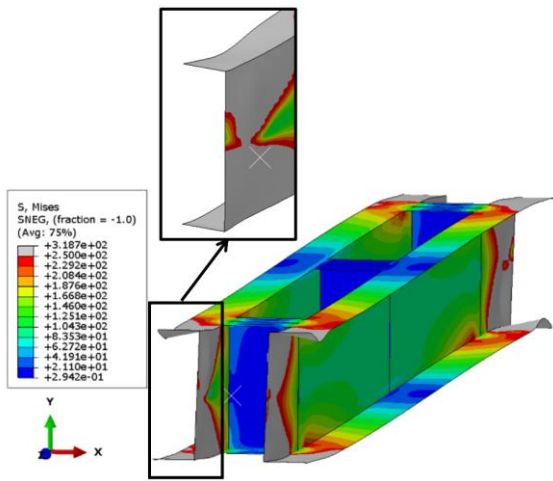


شکل ۹- نمودار لنگر بحرانی مقاطع B-I-1 و B-C-1 (α ضریب لنگر متمرکز در گره ۱ است)

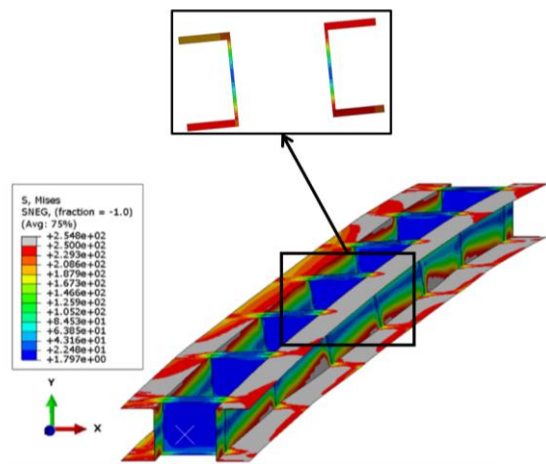


شکل ۱۳- تنش و تغییرشکل تیر B-C-2 (10 m) در حالت  $\alpha=-1$

بر اساس نتایج به دست آمده طول مهار مقطع ناودانی تک برای جای گذاری قیدهای میانی متصل کننده دابل ناودانی ها به یکدیگر مناسب هستند. از بررسی های انجام شده، می توان نتیجه گرفت که تأثیر گذاری قیدهای متصل کننده در طول های بزرگتر، بیش تر بوده و بهترین حالت ظرفیت کمانش جانبی-پیچشی تیرهای فولادی در بارگذاری لرزه ای می باشد ( $\alpha=-1$ ). همچنین مشاهده می شود با افزایش ارتفاع تیر، میزان اختلاف نتایج با مقطع I شکل کم تر می شود. به عبارت دیگر قیدهای میانی عملکرد بهتری در تیرهای دابل ناودانی با ارتفاع کم تر نشان می دهند. در شکل های (۱۱) الی (۱۴) تغییرشکل تیر و تنش های ایجاد شده در اجزای تعدادی از تیرها نمایش داده شده است.



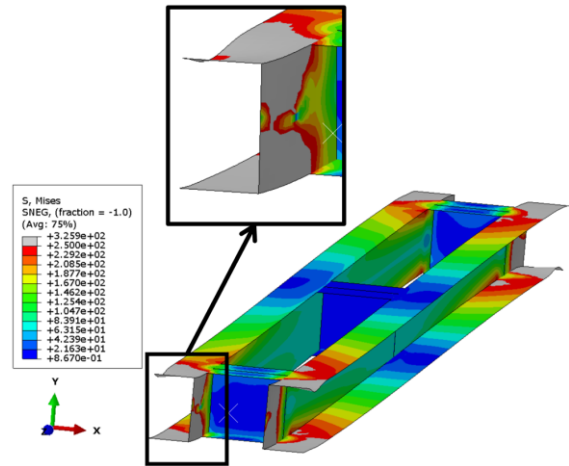
شکل ۱۴- تنش و تغییرشکل تیر B-C-2 (4 m) در حالت  $\alpha=1$



شکل ۱۱- تنش و تغییرشکل تیر B-C-1 (10 m) در حالت  $\alpha=-1$

#### ۶- برآورد هزینه ساخت

هدف اصلی این تحقیق ارائه یک روش برای اجرای تیرهای قاب خمشی در صورت نبود امکان مهار جانبی است. اما به جهت بررسی با فرض امکان اجرای مهار جانبی بعد از ناحیه محافظت شده برای مقاطع I شکل، به مقایسه یک نمونه از تیر با ارتفاع ۴۰۰ میلی متری دابل ناودانی با طول ۶ متر با مقطع PG-W500×20+F470×50 که در این طول، نیاز به مهار جانبی ندارد، پرداخته می شود. نحوه انتخاب مقطع I شکل ذکر شده با استفاده از تأمین حداقل شعاع ژیراسیون مورد نیاز حول محور ضعیف مقطع می باشد. نتایج نهایی بر اساس جدول (۳) است. با توجه به تخمین قیمت تمام شده برای ساخت و اجرای تیرهای ذکر شده، هزینه مقطع I شکل ۲/۴ برابر مقطع دابل ناودانی به همراه قیدهای متصل کننده است.



شکل ۱۲- تنش و تغییرشکل تیر B-C-1 (4 m) در حالت  $\alpha=-1$

جدول ۳- مقایسه وزن و طول جوشکاری مورد نیاز ساخت

نام مقاطع	وزن مقاطع (کیلوگرم)	طول جوشکاری	قیمت کل (ریال)
B-I-1	۲۰۹/۶	۲۰۵	۴۱۵/۲۲۱/۱۵۰
B-I-2	۴۱۴	۲۵۹/۱	۹۹۶/۴۱۴/۱۵۰

با توجه به بررسی‌های انجام‌شده، می‌توان نتیجه گرفت که تأثیرگذاری قیدهای متصل‌کننده در طول‌های بزرگ‌تر، بیش‌تر بوده و بهترین حالت ظرفیت کمانش جانبی-پیچشی تیرهای فولادی در بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. همچنین قیدهای میانی عملکرد بهتری در تیرهای دویل ناودانی با ارتفاع کم‌تر دارند.

به جهت بررسی بیش‌تر آثار تنش پسماند ناشی از جوش، پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی به مدل‌سازی تیرهای دویل ناودانی به همراه تنش‌های پسماند پرداخته شود.

## ۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادها

تیرهای دویل ناودانی با توجه به سهولت در اجرا، با استفاده از قیدهای متصل‌کننده ناودانی‌ها، قابلیت استفاده در سازه‌های فولادی بدون نصب مهار جانبی خارجی را دارند. این قابلیت، امکان نصب این تیرها در محل‌هایی که اتصال مهار جانبی در تیرهای متعارف مورد نیاز باشد را ایجاد می‌کند.

در این تحقیق، مقاطع مختلف جهت استفاده به‌عنوان قیدهای متصل‌کننده ناودانی‌ها و طول مورد نیاز برای نصب این قیدها در نرم‌افزار آباکوس بررسی و مقایسه شده‌اند. برای بررسی، ابتدا یک مدل خطی ساخته شده و سپس با استفاده از تغییرشکل‌های مدل خطی، خطای ساخت برای مدل غیرخطی تعریف شده و با تحلیل غیرخطی، ظرفیت کمانش مقاطع برای انواع بارگذاری‌های ممکن به‌دست آمده است.

مطالعات نشان می‌دهند که مقطع I شکل نسبت به صفحه عمود بر جان ناودانی و تسمه‌های متصل‌کننده بال‌ها عملکرد بهتری داشته و باید بال و جان مقطع به ناودانی‌ها جوش شود. لازم به ذکر است که علت کاهش محسوس ظرفیت تسمه‌های متصل‌کننده بال، ضعف ورق در کمانش در داخل صفحه برای ناودانی‌های با فاصله نسبتاً زیاد از یکدیگر می‌باشد.

در قسمت دیگر از این تحقیق که به بررسی طول مورد نیاز برای جانمایی قیدهای متصل‌کننده ناودانی‌ها پرداخته شده است، با مدل‌سازی ۱۴۴ مدل شامل مقاطع I شکل دارای مهار جانبی و مقاطع دویل ناودانی با قیدهای متصل‌کننده، فاصله مورد نیاز برای جانمایی قیدهای متصل‌کننده بررسی شد.

نتایج به‌دست‌آمده تأیید می‌کنند که طول مهار مقطع ناودانی تک، جهت جای‌گذاری قیدهای میانی متصل‌کننده دویل ناودانی‌ها به یکدیگر، برای طول تیرهای تست‌شده (۴ الی ۱۰ متر) و ارتفاع مقاطع ۲۰۰ الی ۴۰۰ میلی‌متر مناسب هستند. بدین ترتیب، نیازی به مهار جانبی برای مقاطع دویل ناودانی با قیدهای میانی متصل‌کننده نمی‌باشد و این تیر به‌صورت خودایستا می‌تواند همانند مقاطع جعبه‌ای از ایجاد پیچش و کمانش جانبی-پیچشی قبل از رسیدن به ظرفیت پلاستیک مقطع جلوگیری نماید.



[15] Roy, K., Lau, H.H., Ting, T.C.H., Chen, B., and Lim, J.B. (2021), "Flexural behaviour of back-to-back built-up cold-formed steel channel beams: Experiments and finite element modelling", In Structures, Vol. 29, pp. 235-253.

- [1] ANSI/AISC 341, (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [2] ANSI/AISC 360, (2022), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [3] Mathew, D.B., Girija, K., Nazeer, M., Anagha, N., and Jeyapragasm, V.V.K. (2024), "Experimental and numerical analysis of lateral-torsional buckling behaviour of monosymmetric simply supported beam. Asian Journal of Civil Engineering", 25(3), pp. 2471-2482.
- [4] Xu, Y.L., Shi, Y.J., Wu, Y.R., and Ban, H.Y. (2018), "Experimental and numerical study on lateral-torsional buckling behavior of high performance steel beams", International Journal of Structural Stability and Dynamics, 18(07), pp. 1850090.
- [5] Rossi, A., Martins, C.H., Nicoletti, R.S., and de Souza, A.S.C. (2020), "Reassessment of lateral torsional buckling in hot-holled I-beams", In Structures, Vol. 26, pp. 524-536.
- [6] A. De Martino, A. Ghersi, and F. M. Mazzolani, (1990), "Bending behaviour of double-C thin-walled beams", International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, pp. 637-648.
- [7] کشاورزی، ف.، میرقادی، س.، توماج، م. (۱۳۹۵)، "بررسی کمانش‌های موضعی غیرالاستیک تیرهای دوبل ناودانی و مقایسه آن با مقطع I شکل معادل"، هفتمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد. تهران.
- [8] Jiansinlapadamrong, C., Price, B., and Chao, S.H. (2018), "Cyclic behavior of steel double-channel built-up components with a new lateral-torsional-buckling prevention detail", Journal of Structural Engineering, 144(8), pp. 04018127.
- [9] Wesley, D. (2017), "Lateral-torsional Buckling of Steel Channel Beams A parametric study through FE-analysis".
- [10] Pham, N.H., Pham, C.H., and Rasmussen, K.J. (2021), "Global buckling capacity of cold-rolled aluminium alloy channel section beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 179, pp. 106521.
- [11] Anapayan, T., Mahendran, M., and Mahaarachchi, D. (2011), "Lateral distortional buckling tests of a new hollow flange channel beam", Thin-Walled Structures, 49(1), pp. 13-25.
- [12] Dahmani, L., and Drizi, S. (2015), "Lateral torsional buckling of an eccentrically loaded channel section beam", Strength of Materials, Vol, 47, pp. 912-916.
- [13] Ghannam, M. (2019), "Bending moment capacity of cold-formed steel built-up beams", International Journal of Steel Structures, 19(2), pp. 660-671.
- [14] Valeš, J., and Stan, T.C. (2017), "FEM modelling of lateral-torsional buckling using shell and solid elements", Procedia Engineering, Vol. 190, pp.464-471.

# بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد

اشکان خدابنده‌لو<sup>۱\*</sup>، امیر کرامت<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران  
۲- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران  
\* a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir، ۹۶۹، صندوق پستی

## چکیده

هدف از این تحقیق، ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های فولادی با مهاربندی همگرای ضربدری بهینه‌سازی شده در چهارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد می‌باشد. امروزه تأثیر زلزله بر طراحی یک سازه با هدف بهینه‌نمودن وزن سازه و کاهش هزینه ساخت اولیه سازه، در نظر گرفته می‌شود. چنین سازه‌ای اگرچه کم‌ترین هزینه ساخت را خواهد داشت ولی در رابطه با هزینه‌های عملیاتی در اثر وقوع زلزله در طول مدت بهره‌برداری از آن، نمی‌توان برآوردی داشت. تحلیل هزینه چرخه عمر، روشی مناسب جهت بررسی هزینه و عملکرد سازه‌هایی است که برای مدت طولانی باید خدمت‌رسانی داشته باشند. این تحقیق مشتمل بر دو گام اصلی است؛ در گام اول، دو قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، با استفاده از الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد و با در نظرگیری وزن سازه به‌عنوان تابع هدف و روش تابع جریمه خارجی، بهینه‌سازی شده‌اند. در این فاز از مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees، جهت انجام مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی، و از نرم‌افزار متلب برای پیاده‌سازی موضوع بهینه‌سازی استفاده شده است. در گام دوم به بررسی هزینه چرخه عمر قاب‌های حاصل از روند بهینه‌سازی، با استفاده از رابطه ون و کانگ پرداخته شده است. با توجه به نتایج به‌دست آمده، مشاهده شد که قرارگیری مهاربند در دهانه‌های کناری موجب کاهش تقریباً ۱۰٪ هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای نسبت به قاب‌های مهاربندی با قرارگیری مهاربند در دهانه وسط، می‌شود.

## واژگان کلیدی

هزینه چرخه عمر، الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم، بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد، قاب مهاربندی ضربدری

## Investigating life cycle cost in optimized bracing frames based on performance

A. KhodaBandehLou, A. Karamat

### Abstract

The purpose of this research is to evaluate the life cycle cost of performance-based optimally designed concentrically braced frames. Today, the effect of earthquake on the design of a structure is considered with the aim of optimizing the weight and reducing the initial construction cost of the structure. Although such a structure will have the lowest construction cost, it is not possible to estimate the cost due to an earthquake during its operation. Life cycle cost analysis is a suitable method to examine the cost and performance of structures that should be in service for a long time. In the first step of this study, two three-span ten-story frames with a concentrically bracing system with the position of the bracing in the middle span and the side spans, using the center of mass meta-heuristic algorithm in the framework of the performance-based design method, and considering the weight of the structure as the objective function and the external penalty function method have been optimized. In this study, OpenSees software was used to perform nonlinear modeling and analysis, and MATLAB software was used to implement the optimization problem. In the second step, the life cycle of the frames resulting from the optimization process has been investigated using the Wen and Kang relationship. According to the obtained results, placing the brace in the side spans reduces the structural component life cycle by almost 10% compared to the brace frames with the placement of the brace in the middle span.

### Keywords

Life Cycle Cost, Center of Mass Algorithm, Performance-Based Optimization, Concentrically Braced Frame

## ۱- مقدمه

در طول تاریخ مهندسان سازه همیشه در تلاش برای طراحی سازه‌های بهینه‌ای بوده‌اند که به دلیل محدود بودن منابع، همواره ارزان باشد و در عین حال تمامی محدودیت‌های موجود در طراحی را برآورده سازد. بسیاری از مهندسان در طراحی بهینه سازه‌ها تنها به کاهش هزینه‌های اولیه ساخت، که در واقع اغلب وزن سازه می‌باشد، بسنده می‌کنند؛ درحالی‌که هزینه‌های احتمالی چرخه عمر (LCC)<sup>۱</sup> آن سازه ممکن است تا چندین برابر هزینه اولیه ساخت منجر به خسارات مالی گردد [۱]. در صنعت ساخت‌وساز، تصمیم‌گیری‌ها برای انتخاب سیستم‌های سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز نیازمند در نظر گرفتن هزینه‌های خسارات وارده در زلزله و برخی اثرات دیگر حاصل از آن در طول عمر مفید سازه می‌باشد. تحلیل هزینه چرخه عمر می‌تواند به عنوان یک ابزار مهم برای طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد که در آن می‌توان هزینه اولیه ساخت و هزینه‌های چرخه عمر سازه را کنترل نمود [۲].

پس از خسارت‌های بزرگی که در زلزله‌های دهه ۹۰ در آمریکا و ژاپن ایجاد شد، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای تغییرات چشمگیری داشتند؛ اگرچه در این زلزله‌ها تلفات جانی چندانی نبود، ولی خسارات اقتصادی هنگفتی به جا ماند و این امر به طور شفاف نشان می‌داد که تأمین ایمنی جانی نباید به عنوان تنها معیار طراحی مورد استفاده قرار گیرد و بایستی سطوح عملکرد پیش‌تری در طراحی‌ها کنترل و احراز گردد. در طی چند سال اخیر طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)<sup>۲</sup> در آیین‌نامه‌ها معرفی شده و گسترش چشمگیری پیدا کرده است؛ از طرفی ارتقای قدرت محاسباتی کامپیوترها و سیستم‌های سخت‌افزاری این امکان را برای افراد ایجاد کرده‌اند که به جای روش قدیمی طراحی و انجام تحلیل‌های ساده، از روش‌های بهینه‌سازی<sup>۳</sup> و تحلیل‌های پیشرفته غیرخطی استفاده کنند.

لذا امروزه می‌توانیم برای طراحی سازه‌های جدید، از یک الگوریتم فراابتکاری برای یافتن بهترین طرح و انجام یک تحلیل دینامیکی برای رسیدن به پاسخ سازه استفاده کنیم. این امکان قبلاً فقط برای ارزیابی ساختمان‌های موجود امکان‌پذیر بود که روش‌های ارزیابی عملکرد در آن زمان توسط آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مختلفی معرفی شده بود [۳ و ۴].

هدف اصلی طراحی بر اساس عملکرد، طراحی سازه‌هایی است که رفتار آن‌ها قابل‌پیش‌بینی باشد. روش کنونی طراحی سازه‌ها بر اساس طراحی به روش مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر بارهای وارده است. صرف‌نظر از کمبودهایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای، تنها از طریق مقاومت در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی‌دهد [۵]. در حقیقت هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکرد آن‌ها قابل‌پیش‌بینی باشد؛ چراکه دخیل‌نمودن کارفرمایان در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه مستلزم معلوم‌بودن نحوه عملکرد سازه در این سطوح می‌باشد [۶].

بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل نمایند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده، در بعضی موارد کنترل‌های تغییر مکانی نیز انجام می‌شود [۷]. بعضی از کنترل‌های تغییر مکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر مانند کنترل تغییر مکان نسبی هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای هستند [۸].

سازه‌های طراحی‌شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، مجموعه‌ای از سطوح رفتار عملکردی از پیش تعریف‌شده‌ای مطابق با سطوح خطر متناظر را ارضا می‌نمایند. در این رویکرد به دلیل آن که پاسخ لرزه‌ای سازه از طریق تحلیل غیرخطی انجام می‌شود، بدین سبب هزینه محاسباتی آن نیز از فرآیند تحلیل خطی بیش‌تر است. از این رو یکی از دغدغه‌های اصلی طراحان سازه، طراحی سازه‌های مقرون‌به‌صرفه با عملکرد قابل قبول در برابر زلزله است. بدین منظور روش‌های بهینه‌سازی سازه در سال‌های اخیر از طریق ادغام با روش طراحی مبتنی بر عملکرد توسعه یافته‌اند [۹].

برای پیاده‌سازی روند طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد (PBOD)<sup>۴</sup>، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ضروری می‌باشد. الگوریتم‌های بهینه‌سازی به دو گروه اصلی الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان<sup>۵</sup> و الگوریتم‌های فراکاووشی<sup>۶</sup> تقسیم‌بندی می‌شوند. با توجه به پیچیدگی الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان و حجم بالای

<sup>۴</sup> Performance Base Optimization Design

<sup>۵</sup> Gradient-Based Algorithm

<sup>۶</sup> Metaheuristic Algorithm

<sup>۱</sup> Life Cycle Cost

<sup>۲</sup> Performance Base Design

<sup>۳</sup> Optimization



محاسبات در مسائلی با تعداد متغیرهای زیاد مانند مسائل بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، الگوریتم‌های فراکاوشی جهت تسریع روند مسائل بهینه‌سازی در سال‌های اخیر گسترش یافته‌اند [۱۰-۱۳]. الگوریتم‌های فراکاوشی برگرفته از طبیعت با رفتار تصادفی برای حل مسائل پیچیده در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته‌اند [۱۴]. محبوبیت‌های این الگوریتم‌های بدون مشتق در انعطاف‌پذیری و سادگی آن‌ها نهفته است [۱۵-۱۶]. در ادامه مطالب ذکر شده به مرور تعدادی از کارهای انجام شده در زمینه بهینه‌سازی با توجه به نگرش طراحی بر اساس عملکرد و همچنین ارزیابی هزینه چرخه عمر پرداخته شده است. پژوهش‌های مختلفی در رابطه با بهینه‌سازی قاب‌های فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری صورت گرفته است.

**کاوه و نصرالهی**، در مطالعه خود به بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با به‌کارگیری الگوریتم فراکاوشی جستجوی سیستم شارژ شده (CSS)<sup>۱</sup> پرداخته‌اند [۱۷]. در این مطالعه، از تحلیل بار افزون<sup>۲</sup> مبتنی بر مفهوم اتصال نیمه‌صلب در فرآیند بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است.

**میلانی و قلی‌زاده** در مطالعه خود به بهینه‌سازی بر اساس عملکرد قاب‌های خمشی ویژه فولادی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم (CMO)<sup>۳</sup> پرداخته‌اند [۱۸].

**مقدم و همکاران** در تحقیق خود طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی در چهارچوب بهینه‌سازی به‌هنگام‌شونده و طراحی بهینه‌الگوی بار پرداخته‌اند [۱۹].

**قلی‌زاده و همکاران** در مطالعه خود به بررسی ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد پرداخته‌اند. در این مطالعه در فاز بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از سه الگوریتم فراکاوشی الهام گرفته از طبیعت یعنی الگوریتم آتش‌بازی بهبودیافته (IFWA)<sup>۴</sup>، الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم و الگوریتم بهبودیافته بهینه‌سازی بر خورد ذرات (ECBO)<sup>۵</sup>، استفاده شده است [۲۰].

**سعادت و همکاران** در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کردند [۲۱]. در حوزه تحلیل هزینه چرخه عمر در سازه‌ها نیز در سال‌های اخیر مطالعاتی انجام شده است.

**رضوی و قلی‌زاده**، به بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی با و بدون در نظر گرفتن تأثیر هزینه چرخه عمر در تابع هدف در فرآیند بهینه‌سازی، پرداخته‌اند. سپس عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بهینه به‌دست آمده با تابع هدف هزینه کل<sup>۶</sup> (مجموع هزینه اولیه<sup>۷</sup> و هزینه چرخه عمر)، و تابع هدف هزینه اولیه را مقایسه کرده‌اند [۲۲].

**قادری و قلی‌زاده** در مطالعه خود، شاخص خستگی کم‌چرخه<sup>۸</sup> در قاب‌های خمشی ویژه فولادی بهینه‌سازی شده با در نظر گرفتن اثرات توأم هزینه چرخه عمر و سطوح اطمینان<sup>۹</sup> مختلف را بررسی نمودند [۲۳].

**کاوه و همکاران**، بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثرات خسارت عناصر سازه‌ای در هزینه چرخه عمر با تابع هدف هزینه کل را مدنظر قرار داده‌اند [۲۴].

**ژیانگ<sup>۱۰</sup> و همکاران** در تحقیقی که انجام داده‌اند به ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های فولادی مجهز به دیوار پانلی فولادی تحت زلزله پرداخته‌اند. آن‌ها روش ساده‌شده‌ای برای تخمین هزینه چرخه عمر برای اجتناب از محاسبات پیچیده ارائه دادند [۲۵].

**لاگاروس<sup>۱۱</sup> و ماگولا<sup>۱۲</sup>** در مطالعه خود، هزینه چرخه عمر در قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه فولادی و بتنی را با رویکرد طراحی حداقل هزینه، مورد بررسی و تحلیل قرار داده‌اند [۲۶]. با توجه به مطالب ذکر شده و مرور تعدادی از پیشینه تحقیقات صورت گرفته در رابطه با بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد و ارزیابی هزینه چرخه عمر، ضرورت بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی آشکار می‌شود که در این مطالعه به بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی ضربدری پرداخته شده است.

## ۲- روش‌شناسی تحقیق

<sup>7</sup> Initial Cost

<sup>8</sup> Low Cycle Fatigue Damage Index

<sup>9</sup> Confidence Level

<sup>10</sup> Jiang

<sup>11</sup> Lagaros

<sup>12</sup> Magoula

<sup>1</sup> Charged System Search

<sup>2</sup> Push Over Analysis

<sup>3</sup> Center Of Mass Optimization Algorithm

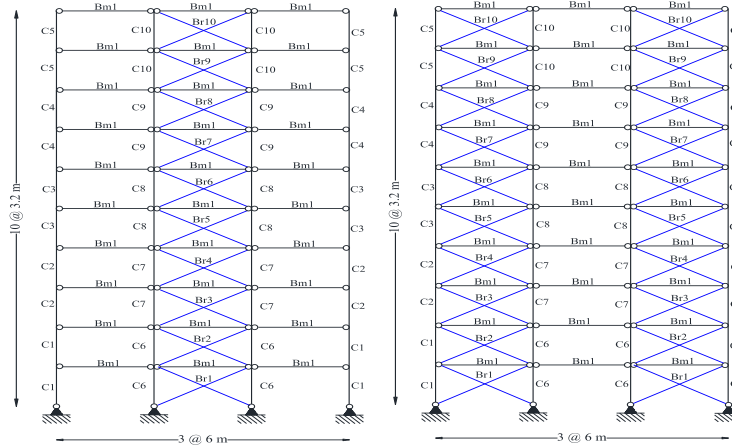
<sup>4</sup> Improved Fireworks Algorithm

<sup>5</sup> Enhanced Colliding Bodies Optimization

<sup>6</sup> Total Cost



پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه AISC 360-22، و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه ASCE 41-13، صورت گرفته است [۲۷ و ۲۸]. صحت‌سنجی بر اساس پژوهش قلی‌زاده و عبادی جلال انجام شده است [۱۳]. در آخر میزان هزینه چرخه عمر قاب‌های مهاربندی طراحی شده با استفاده از رابطه ون و کانگ محاسبه شده است [۱۶].



شکل ۱- قاب‌های مهاربندی مورد مطالعه

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱)، مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (1)$$

که در آن ( $Q_D$ ) بار مرده و ( $Q_L$ ) بار زنده به ترتیب مقادیر ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر را دارند. مطابق معیار AISC 360-22 هر المان قاب خمشی باید روابط (۲) و (۳) را ارضا نماید [۲۷]:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2: \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (2)$$

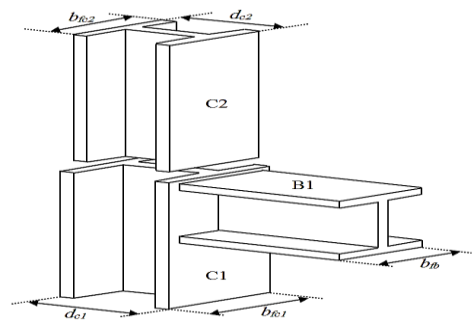
$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2: \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

که در آن ( $P_n$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_c$ ) ضریب مقاومت برای فشار، ( $M_n$ ) مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، و ( $M_{ux}$ ) و ( $M_{uy}$ ) مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ( $\phi_b$ ) ضریب کاهش مقاومت خمشی است ( $\phi_c = \phi_b = 0.9$ ). همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا نماید:

$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

در این مطالعه قاب‌های سه دهانه ۱۰ طبقه مهاربندی فولادی با سیستم مهاربندی ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه وسط، و دهانه‌های کناری نشان داده شده در شکل (۱)، در نرم‌افزار Opensees به صورت غیرخطی طراحی شده‌اند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و محاسبه تغییر مکان هدف در طی فرآیند بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab کنترل شده است. از تحلیل بار افزون برای به دست آوردن

در فرآیند بهینه‌سازی مقید مبتنی بر عملکرد ارائه شده در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته شده است. نوع اول، قیدهای هندسی هستند. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد. در همه طرح‌های به دست آمده مقاطع از نظر فنی و اجرایی برای ابعاد تیر و ستون در روند بهینه‌سازی به عنوان قید در نظر گرفته شده‌اند و حل‌ها از نظر قیود اجرایی قابل قبول هستند. ولی با توجه به این که در قاب مهاربندی کنترل‌کننده دریافت سازه، مهاربند می‌باشد، ضوابط اجرایی برای عضو مهاربند صورت نگرفته است (شکل (۲)).

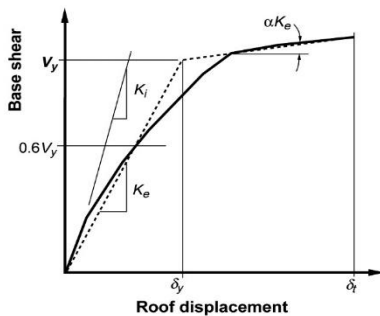


شکل ۲- ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال [۱۸]

بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود [۲۸]:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

که در آن ( $T_e$ ) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی، ( $C_0$ ) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، ( $C_1$ ) ضریب تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی، ضریب ( $C_2$ ) اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییرمکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق دستورات ASCE 41-13 در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند [۲۸]. همچنین ( $S_d$ ) شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  است. مقدار  $T_e$  بر اساس رابطه (۷) و شکل (۳)، محاسبه می‌شود:



شکل ۳- منحنی ساده‌شده نیرو-تغییرمکان [۲۷]

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن ( $T_i$ ) پریود اصلی الاستیک سازه، ( $K_i$ ) و ( $K_e$ ) به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) می‌باشد. مقدار  $K_a$  برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) محاسبه می‌شود [۲۹]. شتاب به‌دست‌آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) متناظر سطح ایمنی جانی است (شکل (۳)). جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از روابط (۸) و (۹) استفاده شده است (شکل (۴)).

که در آن ( $P_{br}$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_U$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_{br}$ ) ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند و برابر با ۰/۹ است. که هم اعضای فشاری و هم اعضای کششی باید قید مورد نظر را ارضا نمایند.

## ۱-۲- طراحی بر اساس عملکرد

قیده‌های طراحی در هر هدف عملکردی بر اساس ASCE 41-13 در نظر گرفته می‌شود [۲۸]. اهداف عملکردی پیش‌گیری از فروریزش<sup>۱</sup> برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال، ایمنی جانی<sup>۲</sup> ۱۰٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۳</sup> برای سطح عملکرد ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد. به‌منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) استفاده شده است. به‌طوری‌که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییرمکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای به‌صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0Q_D + 0.25Q_L \quad (5)$$

بعد از تعریف اهداف عملکردی، نوبت به بررسی طرح انجام‌شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌رسد. در این مطالعه جهت تحلیل سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش‌آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول، سازه باید برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقلی با ترکیب بار رابطه (۱) در طراحی اعضا جهت جوابگویی در برابر بارهای ثقلی با توجه به آیین‌نامه AISC 360-22، بر روی تیرها اعمال می‌شود [۲۷].

پس از انجام مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقلی که هنگام آنالیز پوش‌آور به‌صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق آیین‌نامه ASCE 41-13، از ترکیب بار رابطه (۵) به‌دست می‌آید. در آنالیز پوش‌آور، مودهای شکل نرمالیزه‌شده به‌عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییرمکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد، ادامه می‌یابد. تغییرمکان هدف

<sup>1</sup> Collapse Prevention

<sup>2</sup> Life Safety

<sup>3</sup> Immediate Occupancy

$$g_2 = \frac{\theta}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن  $(\theta)$  چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکرد و  $(\theta_y)$  مطابق رابطه (۱۲) بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

که در آن  $(Z)$  مدول مقطع پلاستیک،  $(F_{ye})$  تنش تسلیم مورد انتظار فولاد،  $(I)$  طول عضو،  $(E)$  مدول الاستیسیته،  $(P)$  و  $(P_{ye})$  به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون هستند.

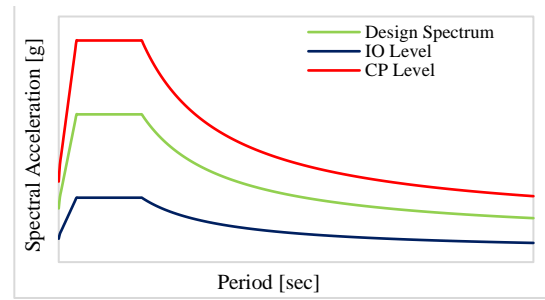
مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت  $P/P_{CL}$  و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آن‌ها طبق ضوابط جدول ۶-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 تعیین می‌شود. که  $P_{CL}$ ، حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون احتمال کماتش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجا که کماتش در دسته شکست‌های ترد قرار دارد، رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد، ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت  $P/P_{CL}$  از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو، کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) در آیین‌نامه ASCE 41-13 پیشنهاد شده است.

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

$(M_{Ux})$  و  $(M_{Uy})$  به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند.  $(M_{CLx})$  و  $(M_{CLy})$  حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای  $x$  و  $y$  هستند. همچنین قیود مربوط به تغییر مکان محوری بادبندها مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود:

$$g_3 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (14)$$

که در آن  $(\Delta_b)$  تغییر مکان محوری مهاربندها و  $(\Delta_b)_{all}$  تغییر مکان مجاز محوری آن‌ها در سطح مورد نظر می‌باشد که مطابق جدول ۷-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادبندها در نظر گرفته می‌شود. برای



شکل ۴- شتاب طیف در سطوح عملکردی [۲۷]

$$S_{50\%*50y} = S_{10\%*50y} \left( \frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2\%50y} = S_{10\%*50y} \left( \frac{3}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن  $(S_{10\%*50y})$  شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)،  $(P_R)$  دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و  $(S_{50\%*50y})$  و  $(S_{2\%50y})$  به ترتیب شتاب متناظر با سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش است.

در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد باید سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از این رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضا نماید. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. در نهایت فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود. ضوابط مربوط به دریافت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۱۰) می‌باشد:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن  $(\Delta)$  دریافت طبقات و  $(\Delta_{all})$  دریافت مجاز طبقات می‌باشد. مقادیر مجاز دریافت نسبی طبقات در سه سطح IO، LS، CP و با توجه به FEMA 356 به ترتیب برابر ۰/۰۵ و ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق رابطه (۱۱) اعمال می‌شود:

مهارندهایی که تحت کشش هستند این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود.

جدول ۱- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادبندها در کشش [۲۷]

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$8.0 \Delta_T$
CP	$11.0 \Delta_T$

که  $(\Delta_p)$  و  $(\Delta_r)$  تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و کشش هستند.

در جدول ۷-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود.

جدول ۲- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در فشار [۲۷]

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$6.0 \Delta_T$
CP	$7.0 \Delta_T$

## ۲-۲- الگوریتم مرکز جرم

در مطالعه حاضر مسئله بهینه‌سازی با هدف کمینه‌کردن وزن قاب در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، به صورت روابط (۱۵) و (۱۶) فرمول‌بندی شده است:

$$\text{Minimize : } W = \sum_{i=1}^m \rho_i A_i L_i \quad (15)$$

$$\text{subject to the constraints: } g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \quad \dots, \quad g_n \leq 0 \quad (16)$$

که در آن  $(W)$  وزن سازه،  $(m)$  تعداد المان‌های قاب،  $(\rho)$ ،  $(A)$  و  $(L)$  به ترتیب وزن واحد حجم فولاد، سطح مقطع و طول عضو هستند. همچنین  $(g_1)$  و  $(g_2)$  و ... و  $(g_n)$ ، توابع قیدهای طراحی مسئله بهینه‌سازی هستند که با توجه به نوع المان و نوع مسئله تعریف می‌شوند. ضوابط هندسی<sup>۱</sup> در محل اتصال و قیدهای مقاومتی<sup>۲</sup> مطابق با آیین‌نامه ANSI/AISC 360-22 و همچنین قیدهای عملکردی<sup>۳</sup> مطابق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13، قیدهای طراحی به‌کارگرفته‌شده در مسئله بهینه‌سازی مورد مطالعه در این

تحقیق هستند [۲۸]. در مطالعه حاضر از الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO)، به دلیل داشتن یک متغیر تنظیم و همچنین توانایی آن در حل مسائل پیچیده، به‌عنوان الگوریتم بهینه‌ساز به‌منظور بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است [۱۳].

## ۲-۳- هزینه چرخه عمر

آنالیز هزینه چرخه عمر، یک ابزار کارآمد در روند طراحی سازه‌ها محسوب می‌شود. این آنالیز به‌عنوان یک ضابطه عملکردی سازه‌ای با در نظرگیری خسارت‌های آتی ناشی از زلزله به‌کار گرفته می‌شود. به‌طور کلی، سازه‌ای که برای سطح پایینی از بار طراحی شده، احتمال خطر خرابی بالاتری خواهد داشت. از سوی دیگر، سازه‌ای که برای بار بیش‌تر طراحی شده است، هزینه‌های عملکردی بهبود یافته<sup>۱</sup> بیش‌تری دارد. بنابراین باید بار طراحی طوری انتخاب گردد که تعادلی بین عملکرد سازه‌ای و هزینه برقرار شود. هزینه کلی یک سازه  $(C_{TOT})$ ، نه تنها برای یک سازه جدید می‌تواند محاسبه گردد، بلکه برای ساختمان‌های موجود که مدتی از عمر آن‌ها گذشته است نیز قابل محاسبه است. این پارامتر به‌صورت تابعی از زمان و مشخصات طرح با رابطه (۱۷) بیان می‌شود [۱۶].

$$C_{TOT}(t, s) = C_{IN}(s) + C_{LS}(t, s) \quad (17)$$

$(C_{IN})$  هزینه اولیه یک سازه جدید (یا مقاوم‌سازی‌شده)،  $(C_{LS})$  هزینه چرخه عمر سازه در زمان حال،  $(s)$  بردار طراحی است و مشخصات بارگذاری، سازه و مصالح را در خود دارد و  $(t)$  زمان می‌باشد. ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه  $(\theta)$  به‌عنوان بهترین شاخص برای توصیف خرابی سازه‌ای، مرتبط با همه انواع خسارت است. عموماً پذیرفته شده است که جابه‌جایی نسبی طبقه می‌تواند به‌عنوان یک ضابطه حالت حدی قابل‌اعتماد برای تعیین خسارت‌های مورد انتظار استفاده شود. از سوی دیگر مناسب‌ترین معیار شدت مرتبط با خسارت تجهیزات، ماکزیمم شتاب طبقه است.

در این مقاله علاوه بر بررسی آستانه دریافت برای قاب‌های خمشی فولادی [۸]، آستانه دریافت برای قاب‌های مهاربندی فولادی با درون‌یابی ساده، بر اساس دریافت‌های مجاز قاب‌های مهاربندی در سطوح مختلف عملکرد در نظر گرفته شده است.

<sup>3</sup> Performance-Based Design Constraints

<sup>1</sup> Geometric Constraints

<sup>2</sup> Strength Constraints



در جدول (۳) حدود دررفت طبقه بر اساس حالات حدی مختلف برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی فولادی ارائه شده است.

جدول ۳- حدود دررفت طبقه برای قاب‌های خمشی و مهاربندی

[۱۳]

Limit State	Steel Moment Frame Inter-Story Drift (%)	Braced Frame Inter-Story Drift (%)
(I) None	$\Delta \leq 0.2$	$\Delta \leq 0.18$
(II) Slight	$0.2 < \Delta \leq 0.5$	$0.18 < \Delta \leq 0.4$
(III) Light	$0.5 < \Delta \leq 0.7$	$0.4 < \Delta \leq 0.5$
(IV) Moderate	$0.7 < \Delta \leq 1.5$	$0.5 < \Delta \leq 0.75$
(V) Heavy	$1.5 < \Delta \leq 2.5$	$0.75 < \Delta \leq 1.5$
(VI) Major	$2.5 < \Delta \leq 5.0$	$1.5 < \Delta \leq 2.0$
(VII) Collapsed	$\Delta > 5.0$	$\Delta > 2.0$

فرمول‌بندی هزینه حالت حدی که به هزینه خرابی بالقوه ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر سازه اتفاق افتد اشاره دارد، عبارت است از:

$$C_{LS}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (18)$$

$(C_{dam}^i)$  هزینه حالت حدی برای حالت حدی نام،  $(C_{con}^i)$  هزینه تعمیر خرابی،  $(C_{con}^{i,\theta})$  هزینه خسارت تجهیزات ناشی از خسارت سازه‌ای که توسط ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه کمی‌سازی شده و  $(C_{con}^{i,acc})$  هزینه خسارت تجهیزات ناشی از شتاب طبقه،  $(C_{ren}^i)$  هزینه خسارت اجاره،  $(C_{inc}^i)$  هزینه زیان درآمد،  $(C_{inj}^i)$  هزینه جراحات و صدمات و  $(C_{fat}^i)$  هزینه مرگ‌ومیر انسان است.

بر اساس مدل توزیع پواسون وقوع زلزله و فرضی که ساختمان‌های تخریب‌شده بعد از خرابی جدی ناشی از زلزله به‌سرعت به وضعیت اولیه خود بازسازی می‌گردد، ون و کانگ رابطه (۱۹) را برای محاسبه هزینه حالت حدی بر اساس جابه‌جایی نسبی طبقات ارائه نمودند.

$$C_{LS}^d(t, s) = \frac{v}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^{i,d} P_i^{d,i} \quad (19)$$

$(C_{LS}^{i,d})$  هزینه خرابی برای نقض حالت حدی نام برای دو شاخص خرابی است. هر حالت حدی با ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه و ماکزیمم شتاب طبقه تعریف می‌شود.  $(\lambda)$  نرخ تنزل ارزش بین ۳ تا ۶ درصد است.  $(N)$  نیز تعداد کل حالات حدی است  $(N = 7)$ . در این پژوهش نرخ تنزل ارزش ۵ درصد در نظر گرفته شده است.  $(v)$  نرخ وقوع سالیانه زلزله که مطابق با فرآیند پواسون

مدل‌سازی شده است. احتمالات  $(P_i^d)$  و  $(P_i^{acc,i})$  بر اساس رابطه (۲۰) محاسبه می‌شوند:

$$P_i^{d,i} = P(DI > DI_i) - P(DI > DI_{i+1}) \quad (20)$$

که  $(DI_i)$  و  $(DI_{i+1})$  کران پایین و کران بالای حالت حدی نام برای دو شاخص خرابی در نظر گرفته شده می‌باشند. احتمال فراگذشت وقوع زلزله برای هر حالت حدی  $P(DI > DI_i)$ ، به صورت رابطه (۲۱) بیان می‌شود:

$$P(DI > DI_i) = \frac{-1}{v \cdot t} \ln[1 - P_t(DI > DI_i)] \quad (21)$$

$P_t(DI > DI_i)$  احتمال فراگذشت در یک دوره  $[0, t]$  است.  $(t)$  عمر سرویس‌دهی یک ساختمان جدید یا عمر باقی‌مانده یک ساختمان بهسازی شده است. به‌منظور محاسبه  $P(DI > DI_i)$  یافتن  $t$  سال اول احتمال فراگذشت الزامی است. در این تحقیق عمر سرویس‌دهی سال اول در نظر گرفته شده  $(t = 1)$  و احتمال فراگذشت سالیانه  $\bar{P}(DI > DI_i)$  به صورت زیر به دست می‌آید:

برای حداقل سه سطح خطر زلزله (به‌عنوان مثال ۱۰٪، ۵۰٪، و ۲٪ در ۵۰ سال) با احتمال فراگذشت سالیانه متناظر (۱/۳۹٪، ۲۱۰٪/۰/۴۰۴٪ و ۰/۰۴۰۴٪) مقادیر شاخص‌های خرابی در نظر گرفته شده محاسبه می‌شوند. بنابراین، ماکزیمم شاخص‌های خرابی محاسبه‌شده در هر سطح خطر، یک احتمال فراگذشت سالیانه برابر با سطح خطر فعلی دارند. سپس یک منحنی با استفاده از ماکزیمم شاخص‌های خرابی و احتمال فراگذشت سالیانه متناظر آن‌ها در تمامی سطوح خطر بر اساس توابع توانی یا نمایی به صورت رابطه (۲۱) و (۲۲)، برازش داده می‌شود.

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma (DI_i)^{-k} \quad (21)$$

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma \cdot e^{-k \cdot DI_i} \quad (22)$$

پارامترهای  $(\gamma)$  و  $(k)$  با استفاده از بهترین برازش جفت‌های  $\bar{P}_i - DI_i$  برای دو شاخص خرابی تعیین می‌گردند. از این رو مقدار  $\bar{P}(DI > DI_i)$  دقیقاً از منحنی برازش‌شده به دست می‌آید. در این مقاله در محاسبه هزینه حالت حدی جابه‌جایی نسبی طبقه  $(C_{LS}^{\theta})$  تنها هزینه خرابی  $(C_{dam})$  در نظر گرفته شده است.

### ۳- نتایج عددی

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های ۳ دهانه ۱۰ طبقه نشان داده شده در شکل (۱) هستند، که در همه آن‌ها اتصال تیر به ستون‌ها به صورت مفصلی است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۵ متر،

در جدول (۵) بهترین حل‌های به‌دست‌آمده به‌وسیله الگوریتم مرکز جرم نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس عملکرد همگی قابل قبول هستند.

منحنی دررفت قاب‌های بهینه در شکل‌های (۵) و (۶) و همچنین منحنی‌های برازش‌شده با توابع نمایی و توانی در شکل‌های (۷) و (۸) نشان شده است. نتایج حاصل از تحلیل چرخه عمر و برازش منحنی با توابع نمایی و توانی با استفاده از نقاط  $0.99/9$ ،  $0.99/5$ ،  $0.90$ ،  $0.50$ ،  $0.10$  و  $0.2$  در جدول (۶) نشان داده شده است. با توجه به نمودار شکل (۶) که در قاب مهاربندی همگرا، عملکرد مهاربند کنترل‌کننده دررفت می‌باشد، در این نمودار به‌دلیل تسلیم مهاربند در طبقه اول دررفت در این طبقه بیش‌تر از سایر طبقات شده است.

و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مقاطع HSS استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف  $F_y=344.74$  MPa است. برای تعریف مشخصات مقاطع W پس از تسلیم، 3% سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به‌ترتیب، برای همه اعضای فولادی برابر  $200$  (GPa) و  $7850$  ( $\text{kg/m}^3$ ) می‌باشد. همچنین مقادیر بار مرده و زنده به‌ترتیب  $2500$  ( $\text{kg/m}$ ) و  $1000$  ( $\text{kg/m}$ ) است. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۵ متر فرض می‌شود. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌اور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه استفاده می‌شود.

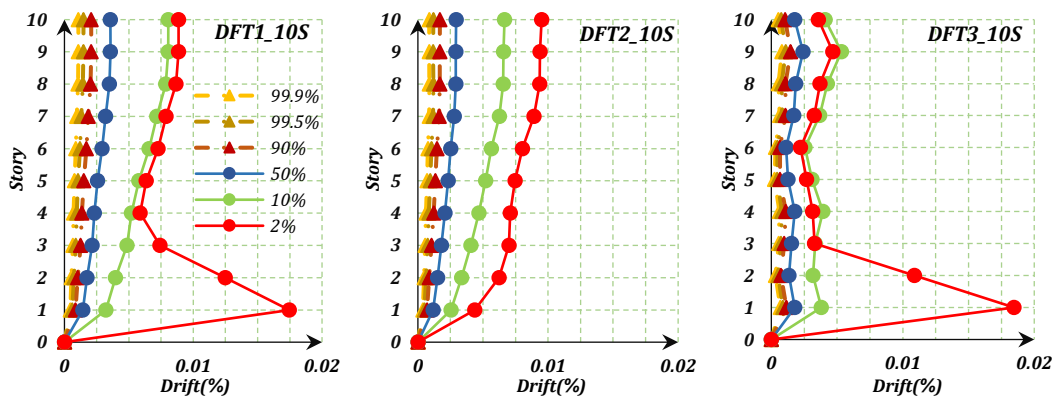
در جدول (۴) مقاطع مورد استفاده در فرآیند بهینه‌سازی در این مطالعه نشان داده شده است. در قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه، سازه‌های بهینه با دهانه مهاربندی در وسط با DFT1 تا DFT3 و سازه ۱۰ طبقه با دهانه‌های مهاربندی کناری با DOT1 تا DOT3 نام‌گذاری شده‌اند.

جدول ۴- لیست مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون و مهاربند [۱۷]

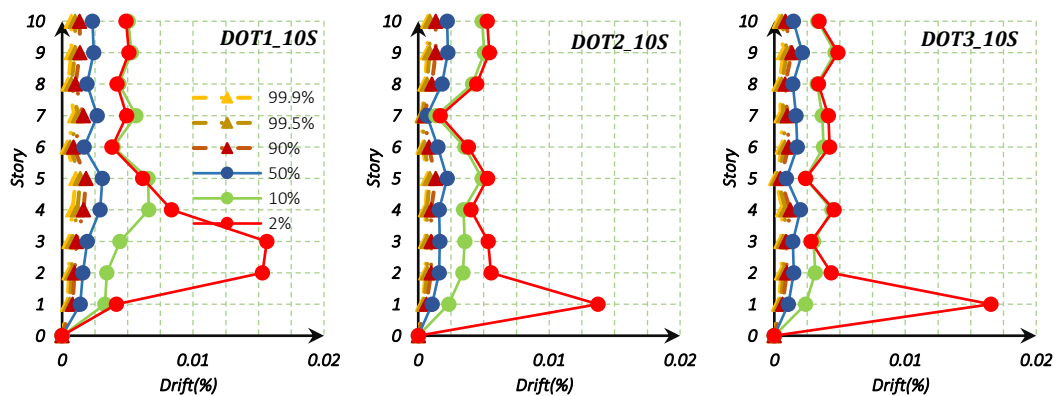
Columns			Beams			Braces					
1	W14×48	14	W14×283	1	W12×19	14	W21×57	1	HSS3×3×0.188	14	HSS6×6×0.500
2	W14×53	15	W14×311	2	W12×22	15	W24×55	2	HSS3×3×0.250	15	HSS6×6×0.625
3	W14×68	16	W14×342	3	W12×35	16	W21×68	3	HSS3×3×0.313	16	HSS8×8×0.500
4	W14×74	17	W14×370	4	W12×50	17	W24×62	4	HSS3×3×0.375	17	HSS7×7×0.625
5	W14×82	18	W14×398	5	W18×35	18	W24×76	5	HSS3-1/2×3-1/2×0.313	18	HSS8×8×0.625
6	W14×132	19	W14×426	6	W16×45	19	W24×84	6	HSS3-1/2×3-1/2×0.375	19	HSS9×9×0.625
7	W14×145	20	W14×455	7	W18×40	20	W27×94	7	HSS4×4×0.375	20	HSS10×10×0.625
8	W14×159	21	W14×500	8	W16×50	21	W27×102	8	HSS4-1/2×4-1/2×0.375	21	HSS10×10×0.750
9	W14×176	22	W14×550	9	W18×46	22	W27×114	9	HSS4×4×0.500	22	HSS12×12×0.750
10	W14×193	23	W14×605	10	W16×57	23	W30×108	10	HSS5×5×0.375	23	HSS14×14×0.875
11	W14×211	24	W14×665	11	W18×50	24	W30×116	11	HSS4-1/2×4-1/2×0.500		
12	W14×233	25	W14×730	12	W21×44			12	HSS6×6×0.375		
13	W14×257			13	W21×50			13	HSS5×5×0.500		

جدول ۵- حل‌های بهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه

Design variables	DFT1	DFT2	DFT3	DOT1	DOT2	DOT3
C1	1	10	6	6	6	7
C2	1	6	6	6	6	6
C3	1	5	3	3	2	1
C4	1	1	1	2	1	1
C5	1	1	1	1	1	1
C6	15	11	3	2	1	1
C7	13	7	1	2	1	1
C8	6	6	1	1	1	1
C9	3	1	1	1	1	1
C10	1	1	1	1	1	1
Br1	18	15	19	19	19	19
Br2	18	14	19	19	19	19
Br3	16	14	18	18	16	19
Br4	18	14	18	18	19	18
Br5	18	14	18	19	19	19
Br6	16	14	16	18	18	16
Br7	16	12	16	18	16	16
Br8	15	12	14	14	15	14
Br9	14	12	12	14	13	12
Br10	10	7	7	8	12	12
Bm1	3	3	3	3	3	3
Weight (Kg)	27603.7	27617	28140	38717.3	38889.6	38897.3
Period (s)	1.12	1.08	1.07	1.02	1.01	0.98



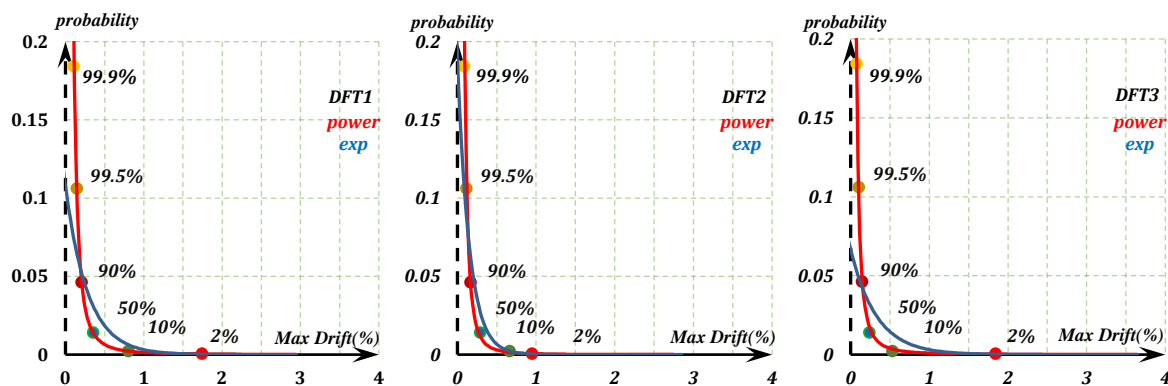
شکل ۵- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DFT1 و DFT2 و DFT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی



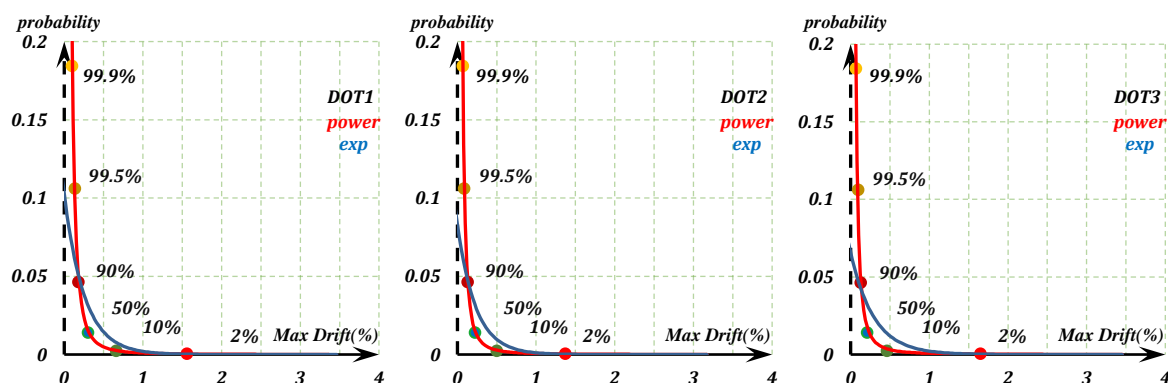
شکل ۶- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DOT1 و DOT2 و DOT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه‌های کناری مهاربندی

جدول ۶- حل‌های بهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه

Design variables	DFT1	DFT2	DFT3	DOT1	DOT2	DOT3
LCC (EXP)	85747.75	72215.14	31063.44	45990.73	30487.35	30446.52
LCC (POW)	152373.8	102760	30947.27	55630.16	30403.44	30160.13
Total Cost (EXP)	113350.75	99832.14	59203.44	84707.73	69377.35	69343.52
Total Cost (POW)	179976.8	130376.9	59087.27	94347.16	69297.44	69060.13



شکل ۷- نمودار برازش منحنی احتمال وقوع در برابر دررفت متناظر برای قاب‌های DFT1 و DFT2 و DFT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر سطوح خطر ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۲٪ در ۵۰ سال



شکل ۸- نمودار برازش منحنی احتمال وقوع در برابر دررفت متناظر برای قاب‌های DOT1 و DOT2 و DOT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه کناری مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر سطوح خطر ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۲٪ در ۵۰ سال

محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده و محاسبات عددی و کدها در زبان برنامه‌نویسی Matlab کدنویسی شده است. از نتایج مهم این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

در قاب‌های بهینه به دست آمده، موضوع غیرمنحصر به فرد بودن<sup>۱</sup> مشاهده شد؛ بدین صورت که قاب‌های بهینه طراحی شده با

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی هزینه چرخه عمر سازه‌های بهینه مهاربندی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، برای موقعیت‌های ثابت مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، بر اساس وزن بهینه‌سازی شده‌اند؛ سپس سازه‌های بهینه به دست آمده، تحت آنالیز چرخه عمر قرار گرفته و هزینه چرخه عمر و هزینه کل این قاب‌ها

<sup>۱</sup> non-uniqueness



وزن یکسان، هزینه چرخه عمر و هزینه کل متفاوتی دارند. بنابراین، مسئله غیرمنحصربه‌فرد بودن را می‌توان با مقایسه طرح‌های بهینه بر اساس هزینه چرخه عمر و یا هزینه کل به‌جای وزن طرح‌های بهینه، حل نمود. به پدیده‌ای دارای پارامترهای متفاوت ولی تابع هدف یکسان گفته می‌شود.

با توجه به نتایج، قاب DFT3 دارای کم‌ترین مقدار هزینه چرخه عمر و هزینه کل است؛ که نشان می‌دهد در نظرگیری دهانه بیش‌تر مهاربندی در طراحی، موجب ایجاد سازه‌هایی با هزینه چرخه عمر کم نمی‌شود.

با توجه به نتایج مشاهده گردید با افزایش وزن سازه، هزینه عمر کم‌تر حاصل نمی‌شود.

همچنین در ارزیابی هزینه چرخه عمر، مقادیر به‌دست‌آمده برای هزینه چرخه عمر از برازش منحنی با تابع توانی مقدار بیش‌تری از هزینه چرخه عمر از برازش منحنی با تابع نمایی را نشان می‌دهد.

- [16] Wen, Y.K., and Kang, Y.J. (2001), "Minimum building life-cycle cost design criteria", *Journal of Structural Engineering*, 127(3), pp.338-346.
- [17] Kaveh, A.A., and Nasrollahi, A. (2014), "Charged system search and particle swarm optimization hybridized for optimal design of engineering structure", *Scientia Iranica*, 21(2), pp.295-305.
- [18] Gholizadeh, S., and Milany, A. (2018), "An improved fireworks algorithm for discrete sizing optimization of steel skeletal structures", *Engineering Optimization*, 50(11), pp.1829-1849.
- [19] Moghaddam, H., and Hajirasouliha, I. (2005), "Fundamentals of optimum performance-based design for dynamic excitations", *Scientia Iranica*, Vol 12, No 4, pp.368, 38.
- [20] Gholizadeh, S. (2015), "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", *Advances in Engineering Software*, 81, pp.50-65.
- [21] Saadat, S., Camp, C.V., and Pezeshk, S. (2014), "Seismic performance-based design optimization considering direct economic loss and direct social loss", *Engineering Structures*, 76, pp.193-201.
- [22] Razavi, N., and Gholizadeh, S. (2021), "Seismic collapse safety analysis of performance-based optimally designed reinforced concrete frames considering life-cycle cost", *Journal of Building Engineering*, 44, p.103430.
- [23] Ghaderi, M., and Gholizadeh, S. (2021), "Mainshock-aftershock low-cycle fatigue damage evaluation of performance-based optimally designed steel moment frames", *Engineering Structures*, 237, p.112207.
- [24] Kaveh, A., Fahimi-Farzam, M., and Kalateh-Ahani, M. (2015), "Performance-based multi-objective optimal design of steel frame structures: nonlinear dynamic procedure", *Scientia Iranica*, 22(2), pp.373-387.
- [25] Jiang, L., Jiang, L., Hu, Y., Ye, J., and Zheng, H. (2020), "Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls", *Engineering Structures*, 211, p.110399.
- [26] Lagaros, N.D., and Magoula, E. (2013), "Life-cycle cost assessment of mid-rise and high-rise steel and steel-reinforced concrete composite minimum cost building designs", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(12), pp.954-974.
- [27] AISC-LRFD, (2001), *Manual of steel construction: load & resistance factor design*, 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [28] ASCE 341-13. (2013), "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [29] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [1] FEMA P695A. (2009), "Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters", Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [2] Eiben, A.E. , Smith, J.E. (2003), "Introduction to Evolutionary Computing", Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [3] Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., and Meyarivan, T.A.M.T. (2002), "A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6(2), pp.182-197.
- [4] Coello, C.A.C., Pulido, G.T., and Lechuga, M.S. (2004), "Handling multiple objectives with particle swarm optimization", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 8(3), pp.256-279.
- [5] Zou, X.K., Chan, C.M., Li, G., and Wang, Q. (2007), "Multiobjective optimization for performance-based design of reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering*, 133(10), pp.1462-1474.
- [6] Bazeos, N. (2009), "Comparison of three seismic design methods for plane steel frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(3), pp.553-562.
- [7] Priestley, M.J.N. (1998), "Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 31(4), pp.246-259.
- [8] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp. 561-582.
- [9] Chan, C.M. (2001), "Optimal lateral stiffness design of tall buildings of mixed steel and concrete construction", *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(3), pp.155-177.
- [10] Alimoradi, A., Pezeshk, S., and Foley, C.M. (2007), "Probabilistic performance-based optimal design of steel moment-resisting frames", *Journal of Structural Engineering*, 133(6), pp.767-776.
- [11] FEMA-302. (1997), "Nehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [12] FEMA-350. (2000), "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [13] Gholizadeh, S., and Ebadijalal, M. (2018), "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", *Advances in Engineering Software*, 123, pp.77-92.
- [14] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999), "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(1), pp.79-104.
- [15] Mitropoulou, C.C., Lagaros, N.D., and Papadrakakis, M. (2010), "Building design based on energy dissipation: a critical assessment", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), pp.1375-1396.





http://journaliss.ir

# ارائه شاخص جدید عملکرد نسبی وزنی برای بررسی تأثیر سیستم جداسازی پایه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

مجتبی باجلان<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد دانشکده عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

\*mzahrai@ut.ac.ir، ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳، صندوق پستی، تهران

## چکیده

یکی از روش‌های جلوگیری از انتقال مستقیم نیروی زلزله از زمین به سازه، جداسازی لرزه‌ای است. در واقع در جداسازی لرزه‌ای، هدف اصلی کاهش مقدار شتاب‌ها و نیروهایی است که در اثر زلزله به سازه منتقل می‌شود. این هدف با نصب سازه بر روی لایه‌های جداکننده که انعطاف‌پذیری افقی زیادی دارند انجام می‌گیرد. به این ترتیب هنگام زلزله که زمین زیر سازه به شدت ارتعاش می‌کند، حرکات چندانی به سازه منتقل نمی‌شود. در این پژوهش به ارائه یک شاخص جدید جهت مقایسه عملکرد سیستم جداسازی پایه پرداخته شده است که می‌تواند باعث طراحی سیستم جداسازی پایه با عملکرد بهتر برای سازه گردد. با استفاده از این شاخص به نام عملکرد نسبی وزنی (WRPI)، می‌توان عملکرد سازه و سیستم جداسازی پایه را علاوه بر در نظر گرفتن مقدار انرژی کرنشی جذب‌شده در سازه و جداساز، برای مقدار شتاب ماکزیمم و جابه‌جایی ایجادشده در سازه و جداساز نیز مقایسه و طراحی کرد. جهت بررسی کارایی شاخص پیشنهادی و مقایسه با شاخص‌های پیشین، یک قاب خمشی فولادی شش طبقه با و بدون جداساز مورد مطالعه قرار گرفت. به صورت کلی شاخص WRPI نسبت به شاخص‌های مورد استفاده پیشین، دارای کارایی و عملکرد بهتری به‌ویژه در سازه‌های حساس به شتاب و تغییرشکل‌های بین طبقه‌ای می‌باشد.

## واژگان کلیدی

شاخص عملکرد نسبی وزن‌دار، جداساز لرزه‌ای، سیستم جداسازی پایه، سیستم کنترل غیرفعال، ارزیابی عملکرد سازه

## Developing a New Weighted Relative Performance Index to Evaluate Base Isolation Systems in the Seismic Behavior of Structures

M. Bajalan, S.M. Zahrai

### Abstract

One of the methods to prevent the direct transmission of earthquake forces from the ground to a structure is seismic isolation. The main goal of seismic isolation is to reduce the amount of acceleration and forces transferred to the structure during an earthquake. This goal is achieved by installing the structure on separating layers that possess high horizontal flexibility. In this way, when the ground beneath the structure vibrates strongly during an earthquake, minimal movement is induced in the structure. In this research, a new index has been introduced to compare the performance of base isolation systems, which can lead to the design of base isolation systems with improved performance for the structure. By utilizing the proposed index, known as the Weighted Relative Performance Index (WRPI), the performance of both the structure and the base isolation system can be evaluated. This evaluation considers the amount of strain energy absorbed in the structure and the isolator, as well as the maximum acceleration value and the displacement created in both the structure and the isolator. To evaluate the effectiveness of the proposed index and compare it to previous indices, a 6-story steel moment frame with and without base isolation system was studied. Overall, the WRPI index demonstrates better efficiency and performance than previously used indices, particularly in structures sensitive to acceleration and inter-story drifts.

### Keywords

Weighted Relative Performance Index, Seismic Isolator, Base Isolation System, Passive Control System, Evaluate Structure Performance



بهبود ایمنی در ساختمان اشاره کرد. مزایای جداسازی لرزه‌ای در حذف یا کاهش بسیار صدمات سازه‌ای و غیرسازه‌ای، افزایش ایمنی اجزای الحاقی ساختمان و نماهای معماری و کاهش نیروهای طراحی زلزله می‌باشد. برای سازه‌های کوتاه و متوسط با سختی جانبی زیاد، نیروگاه‌های انرژی هسته‌ای، پل‌ها و بسیاری از انواع تجهیزات، مزایای ذکرشده، بیش‌ترین تأثیر را دارد [۲]. این روش‌های کنترلی در سال‌های اخیر به‌صورت چشم‌گیری رشد کرده است. تحقیقات علمی روی این موضوع به‌خوبی پیشرفت کرده و کاربردهای عملی آن در سرتاسر جهان گسترده شده است.

تحقیقات زیادی در زمینه سازه‌های جداسازی شده و مقایسه آن با سازه بدون سیستم جداساز انجام گرفته است. محققان متعددی مطالعات تحلیلی در زمینه بازده استفاده از سیستم جداساز لرزه‌ای و نحوه طراحی و بهینه‌سازی آن ارائه کرده‌اند. از اولین تحقیقات در این زمینه می‌توان به پژوهش فیلیاتورو<sup>۱</sup> و چری<sup>۲</sup> اشاره کرد. در این پژوهش یک فرایند طراحی برای سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی پیشنهاد شد. از طریق این روش نوآورانه به بهینه‌سازی مقدار توزیع نیروی لغزش جهت طراحی میراگر اصطکاکی پرداخته شد. در این روش جهت محاسبه عملکرد میراگرها، مقایسه و بهینه‌سازی آن به معرفی و استفاده از شاخص عملکرد نسبی (RPI)<sup>۳</sup> پرداخته شد. نتایج نشان دادند که استفاده از این روش منجر به طراحی بهتر و بهینه‌تر می‌گردد [۳].

شتون<sup>۴</sup> و لین<sup>۵</sup> در یک پژوهش به مقایسه عملکرد نسبی یک قاب بتنی با پایه ثابت و جداسازی شده پرداختند. با توجه به نتایج آن، مقدار نیروی جانبی سازه جهت طراحی در حدود ۲۵ تا ۵۰ درصد نیروی توصیه شده برای سازه با پایه ثابت است [۴]. از شاخص RPI معرفی شده در پژوهش فیلیاتورو و چری توسط مورشی<sup>۶</sup> و سینگ<sup>۷</sup> جهت طراحی میراگرهای اصطکاکی و تسلیم‌شونده با عملکرد لرزه‌ای بهینه استفاده شد. در این پژوهش از چندین نمونه عددی برای طراحی بهینه میراگرها با عملکردهای مختلف با استفاده از شاخص RPI استفاده شده است [۵].

لی<sup>۸</sup> و اوو<sup>۹</sup> طی یک پژوهش یک روش جهت طراحی سیستم ترکیبی جداساز پایه و سیستم‌های کنترلی نیمه‌فعال پیشنهاد دادند

در دهه‌های اخیر تلاش‌های فراوانی به‌منظور کاربرد سیستم‌های کنترل مدرن در سازه‌های در معرض زلزله انجام شده است و سیستم‌های جدیدی توسعه پیدا کرده‌اند که با انرژی ورودی به سازه را کاهش می‌دهند و یا بخش عمده‌ای از این انرژی را جذب می‌کنند. این سیستم‌ها با جذب مقداری از انرژی ورودی به سازه از تخریب اعضای سازه حین وقوع زلزله جلوگیری می‌نمایند و با استفاده از سازوکارهای ساده‌ای به کاهش پاسخ‌های سازه منجر می‌شوند. این کاهش‌ها می‌تواند در تغییر مکان‌های جانبی، شتاب‌های طبقات و برش پایه صورت گیرد. روش‌های کنترل سازه، راه‌های مؤثر در رسیدن به طراحی‌های قابل قبول از لحاظ پارامترهای لرزه‌ای هستند. از جمله کاربردی‌ترین این روش‌ها، کنترل غیرفعال می‌باشد. یکی از سیستم‌هایی که تحقیقات زیادی روی آن انجام پذیرفته و به‌عنوان یک سیستم حفاظتی در برابر زلزله مورد قبول و اجرا واقع شده است، سیستم جداساز لرزه‌ای است.

در سیستم جداساز لرزه‌ای دوره تناوب اصلی سازه با اضافه‌شدن انعطاف‌پذیری جداگرا تغییر پیدا می‌کند. جداسازی لرزه‌ای با افزایش دوره تناوب، منجر به کاهش شتاب پاسخ سازه و در پی آن، کاهش نیروهای واردشده به سازه می‌گردد. بنابراین جداسازی لرزه‌ای، روشی برای محافظت ساختمان‌ها در برابر زلزله بوده و این عمل با محدود ساختن اثر تخریبی زلزله، نه افزایش مقاومت سازه در مقابل زلزله، انجام می‌پذیرد [۱]. در واقع سیستم جداساز پایه با جداسازی حرکت افقی زمین از حرکت افقی سازه، باعث کاهش خسارت‌های ناشی از زلزله بر روی سازه و اجزای وابسته به آن می‌شود. از مزایای اصلی این سیستم می‌توان به بهبود عملکرد سازه در تمامی سطوح خطر، به حداقل رساندن وقفه در استفاده از امکانات سازه (بازگشت سریع به سطح عملکرد مطلوب)، کاهش تغییر مکان‌های مخرب در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، کاهش شتاب سازه جهت کاهش آسیب به اجزای وابسته به سازه و حساس به شتاب، جلوگیری از تغییر شکل‌های پلاستیک المان‌های سازه، حفاظت از قاب ساختمانی و الحاقات غیرسازه‌ای، حفاظت از زندگی ساکنان و

<sup>1</sup> Filiatrault

<sup>2</sup> Cherry

<sup>3</sup> Relative Performance Index

<sup>4</sup> Shenton

<sup>5</sup> Lin

<sup>6</sup> Moreschi

<sup>7</sup> Singh

<sup>8</sup> Li

<sup>9</sup> Ou

که بتوان با استفاده از شاخص‌های معرفی شده به مقدار بهینه مشخصات سیستم‌های کنترلی دست یافت. شاخص استفاده شده شامل مقدار میانگین حداکثر نیروهای کنترلی در المان‌های کنترلی سازه بود. با استفاده از این شاخص و مقایسه یک ساختمان پنج طبقه به این نتیجه دست یافتند که استفاده از المان کنترل غیرفعال در ترکیب با سیستم جداساز پایه نتیجه مطلوب‌تری نسبت به استفاده از المان‌های کنترل فعال دارد [۶]. **زهرانی و نادرپور** در یک پژوهش به بررسی پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌های جداسازی شده با مشخصات متفاوت سازه‌ای و جداساز پرداختند که باعث بهبود پارامترهای طراحی و رفتار بهتر سازه گردید [۷]. همچنین **زهرانی و یزدانی** در پژوهش دیگری به بررسی رفتار سازه‌های جداسازی شده تحت زلزله کریستچرچ<sup>۱</sup> که یکی از زلزله‌های قوی در کشور نیوزیلند بود، پرداختند. با توجه به مشاهدات، استفاده از سیستم جداسازی پایه باعث کاهش شتاب، برش پایه، دررفت و افزایش جابه‌جایی و عملکرد سازه و کنترل خسارت در سازه‌ها گردید [۸].

**مورگان<sup>۲</sup> و ماهین<sup>۳</sup>** طی یک پژوهش به طراحی عملکردی سازه‌های دارای سیستم جداساز لرزه‌ای با در نظر گرفتن اهداف عملکردی چندگانه از جمله شتاب، دررفت و عملکرد سیستم جداساز پرداختند [۹]. **اردوران<sup>۴</sup> و همکاران** به مقایسه سازه‌های رایج فولادی با سازه‌های جداسازی شده کوتاه مرتبه پرداختند. آن‌ها دریافتند در حداکثر زلزله در نظر گرفته شده، سیستم جداساز باعث کاهش دررفت و شتاب طبقات نسبت به سازه معمولی می‌گردد [۱۰].

**سایانی<sup>۵</sup> و همکاران** یک مطالعه پارامتری جهت مقایسه سازه‌های جداسازی شده و سازه‌های با پای ثابت در پیوند و پاسخ شکل پذیری تغییر مکان یکسان انجام دادند. تحلیل تاریخیچه زمانی نشان داد برش پایه، جابه‌جایی بین طبقه‌ای و شتاب بام در سازه‌های جداسازی شده نسبت به سازه‌های با پای ثابت، کاهش یافته بودند. یک شاخص مقایسه عملکرد CPM<sup>۶</sup> برای ارزیابی نسبی پاسخ (مقدار جابه‌جایی بین طبقه‌ای و شتاب) سازه‌های جداسازی شده و سازه‌های با پای ثابت توسعه پیدا کرد. ایراد این روش این بود که نسبت به سازه‌های با شکل پذیری یکسان،

محدود بود و شناسایی بهترین طراحی با توجه به هر دو هدف عملکرد و ملاحظات هزینه امکان پذیر نبود [۱۱].

**یانیک<sup>۷</sup> و همکاران** یک شاخص عملکرد کنترل فعال در سازه‌های سه بعدی دارای سیستم‌های کنترلی معرفی کردند که در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک کارایی مناسبی نسبت به شاخص‌های کلاسیک داشت [۱۲]. **یانیک** در ادامه این پژوهش، یک شاخص دیگر برای سازه‌های دارای سیستم کنترل ارتعاش فعال تحت تحریک‌های لرزه‌ای معرفی کرد که نسبت به شاخص‌های پیشین مؤثرتر است و با روش ساده‌تری قابل محاسبه می‌باشد [۱۳].

**دجدویی<sup>۸</sup> و همکاران** در یک پژوهش از سیستم نیمه فعال با کنترل فازی میراگرهای جرم تنظیم شونده جهت کاهش پاسخ سازه‌های جداسازی شده پرداختند. آن‌ها دریافتند که این سیستم ترکیبی باعث کاهش ۵۰ درصدی در جابه‌جایی و شتاب پایه و کاهش ۱۵ درصدی در دررفت بین طبقه‌ای می‌گردد [۱۴]. **شعاعی و همکاران** یک روش مبتنی بر قابلیت اطمینان لرزه‌ای برای طراحی غیرالاستیک سازه‌های دارای سیستم جداساز LRB<sup>۹</sup> پیشنهاد دادند [۱۵].

**شی<sup>۱۰</sup> و همکاران** با پیشنهاد یک روش به نام LQRSG<sup>۱۱</sup> به طراحی یک سیستم جداساز پایه نیمه فعال پرداختند. این شاخص از توسعه روش LQR<sup>۱۲</sup> به دست آمد و با توجه به نتایج پژوهش این شاخص از شاخص پیشین در تحریک‌های دارای دوره تناوب کوتاه و بلند بهتر عمل می‌کند [۱۶]. **میاموتو<sup>۱۳</sup> و همکاران** نیز یک شاخص جدید با توسعه شاخص LQR جهت مقایسه عملکرد ترکیب سیستم کنترل فعال و جداساز پایه در سازه معرفی کردند [۱۷].

**بنایی و همکاران** در یک پژوهش به معرفی یک الگوریتم ژنتیک جدید برای سیستم‌های کنترل فعال با در نظر گرفتن تأخیر زمانی پرداختند که نتایج، نشان دهنده دقت و تأثیر بیش تر این روش نسبت به روش‌های پیشین می‌باشد. در ادامه این پژوهش، از روش وزن دهی به پارامترها جهت رسیدن به عملکرد هدف استفاده کردند که باعث دقت و کارایی بیش تر الگوریتم پیشین گردید [۱۸ و ۱۹].

<sup>7</sup> Yanik

<sup>8</sup> Djedoui

<sup>9</sup> Lead Rubber Bearing

<sup>10</sup> Shi

<sup>11</sup> Linear Quadratic Regulator Control with Frequency-Dependent Scheduled Gain

<sup>12</sup> Linear Quadratic Regulator

<sup>13</sup> Miyamoto

<sup>1</sup> Christchurch

<sup>2</sup> Morgan

<sup>3</sup> Mahin

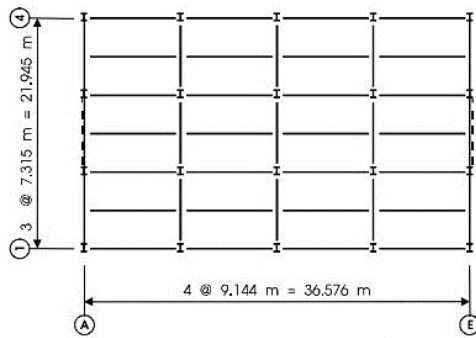
<sup>4</sup> Erduran

<sup>5</sup> Sayani

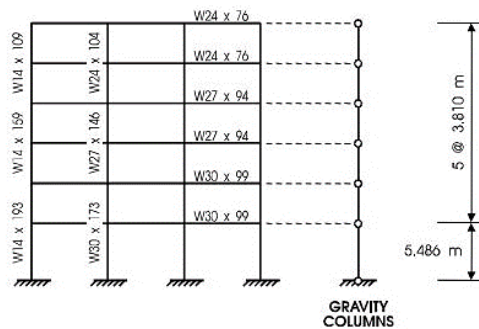
<sup>6</sup> Comprehensive Response Index



حسب کیلوپاسکال شامل بار مرده بام  $3/8$ ، بار مرده سقف طبقات  $4/5$ ، بار زنده بام  $1$ ، بار زنده کف طبقات  $3/8$  و بار دیوارهای خارجی  $1/7$  می باشد. مقاطع مورد استفاده از نوع W Section و نوع فولاد مورد استفاده A36 ( $F_y = 290 \text{ MPa}$ ) است.



شکل ۱- پلان سازه مورد بررسی



شکل ۲- سازه دوبعدی معادل شده

تحلیل تاریخچه زمانی و بررسی عملکرد لرزه‌ای تحت اثر سه تحریک El Centro، LA02 و LA10 با شاخص‌های ارزیابی عملکرد پیشین و جدید انجام شده است، که این تحریک‌ها با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال برای شهر لس‌آنجلس ایالات متحده مقیاس شده است. طیف طرح برای سطح خطر مذکور بر اساس آیین‌نامه ASCE7-16 برای ساختگاه لس‌آنجلس به دست آمده که در شکل (۴) نمایش داده شده است [۲۳]. همچنین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها در شکل (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۱- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

Earthquake	PGA (g)	Time (sec)
El Centro	۰/۳۴۸	۶۴
LA02	۰/۶۶۳	۵۳/۴۶
LA10	۰/۳۵۳	۷۹/۹۸
NF13	۰/۸۷۳	۱۴/۹۳۵

فورما<sup>۱</sup> و همکاران جهت مقایسه عملکرد المان‌های کنترل فعال، یک روش خلاقانه جدید معرفی کردند. با این روش امکان کمی-سازی عملکرد سیستم‌های کنترل فعال جهت مقایسه بهتر آن‌ها امکان پذیر شده است [۲۰].

در این پژوهش ابتدا شاخص جدیدی جهت ارزیابی عملکرد سازه‌های دارای سیستم‌های جذب انرژی، ارائه شده و سپس جهت مقایسه و بررسی کارایی شاخص ارائه شده با شاخص‌های پیشین، به بهبود عملکرد یک سازه فولادی شش طبقه معادل شده دوبعدی با سیستم جداساز پایه پرداخته شده است. این شاخص جدید علاوه بر در نظر گرفتن معیارهای شاخص‌های پیشین جهت ارزیابی عملکرد، معیارهای شتاب و تغییر مکان جانبی طبقات را نیز در برمی گیرد که باعث طراحی بهینه و مؤثرتر به خصوص برای سازه‌های حساس به شتاب و تغییر مکان جانبی از جمله سازه‌های بیمارستانی، سازه‌های دارای الحاقات غیرسازه‌ای حساس و ... می‌گردد.

## ۲- معرفی سازه مورد بررسی

در تحقیق حاضر، یک ساختمان شش طبقه فولادی که اولین بار توسط تسای<sup>۲</sup> و پوپوف<sup>۳</sup> (۱۹۸۸) بهسازی شده، بررسی شده است [۲۱]. این سازه در جهت شمال-جنوب مهاربندی شده و در جهت شرق-غرب قاب خمشی می‌باشد. در پژوهش پیش رو، این ساختمان به صورت دوبعدی معادل‌سازی شده است و ابتدا در حالت پای ثابت مورد بررسی قرار گرفته و سپس با استفاده از شاخص‌های ارزیابی عملکرد پیشین و شاخص WRPI<sup>۴</sup>، سیستم جداساز لرزه‌ای با عملکرد بهتر بررسی شده و در نهایت رفتار سازه با پای ثابت با سازه جداسازی شده مقایسه شده است. هدف از انجام این مقایسه‌ها، بررسی کارایی شاخص جدید WRPI با سایر شاخص‌ها است. سیستم جداساز لرزه‌ای در زیر سازه و در محل اتصال ستون‌ها به پی، وصل می‌شود و تمامی سیستم‌های جداساز با هم به صورت موازی عمل می‌کنند؛ بنابراین در مدل‌سازی می‌توان یک فنر را به عنوان نماینده تمامی جداسازها مدل کرد و در آخر با توجه به تعداد جداسازهای مورد استفاده، مشخصات هر جداساز را محاسبه کرد. در این تحقیق سیستم جداساز به صورت یک فنر دوخطی مدل‌سازی شده است.

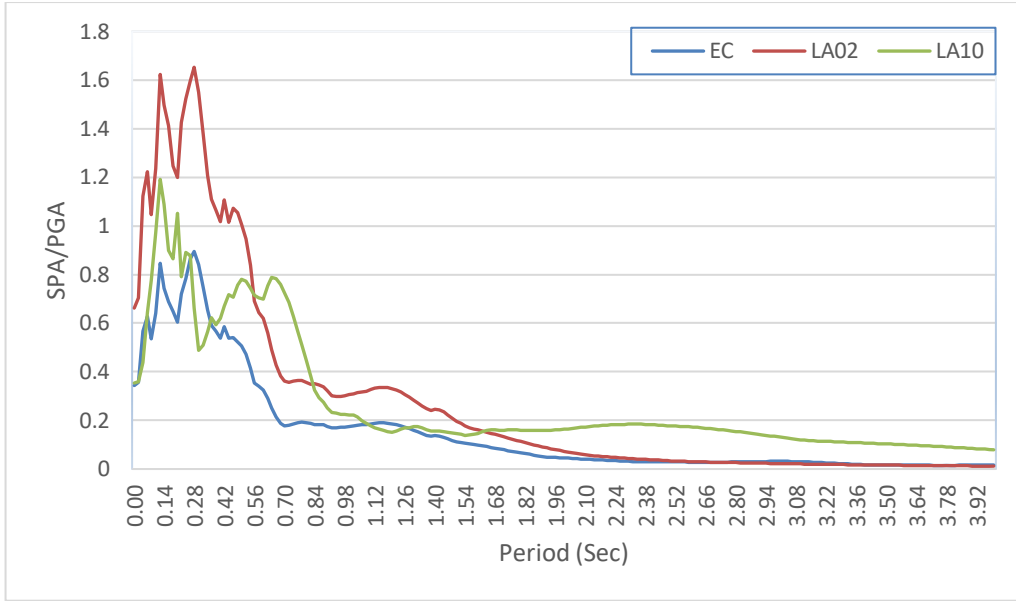
ارتفاع طبقه اول  $5/49$  متر و سایر طبقات  $3/8$  متر می‌باشد. ابعاد پلان ساختمان بر حسب متر  $21/95$  و  $36/58$  بوده، که در راستای عرضی و طولی به ترتیب دارای ۳ و ۴ دهانه است. طراحی سازه اولیه بر اساس آیین‌نامه UBC 1994 انجام شده است [۲۲]. این سازه در ناحیه ۴ بر روی خاک تیپ ۲ قرار دارد. بارهای ثقلی طراحی بر

<sup>1</sup> Forma

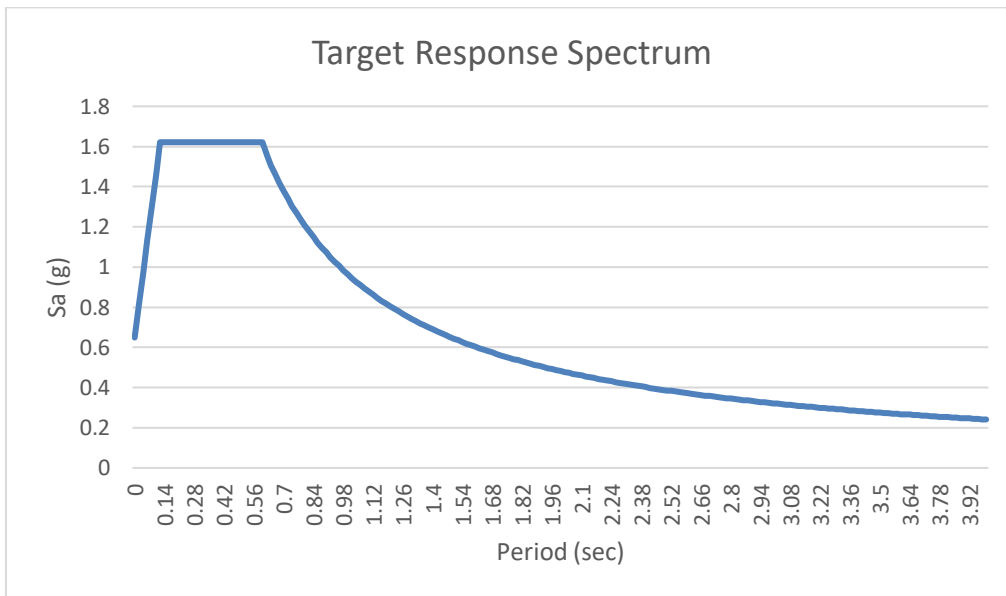
<sup>2</sup> Tsai

<sup>3</sup> Popov

<sup>4</sup> Weighted Relative Performance Index

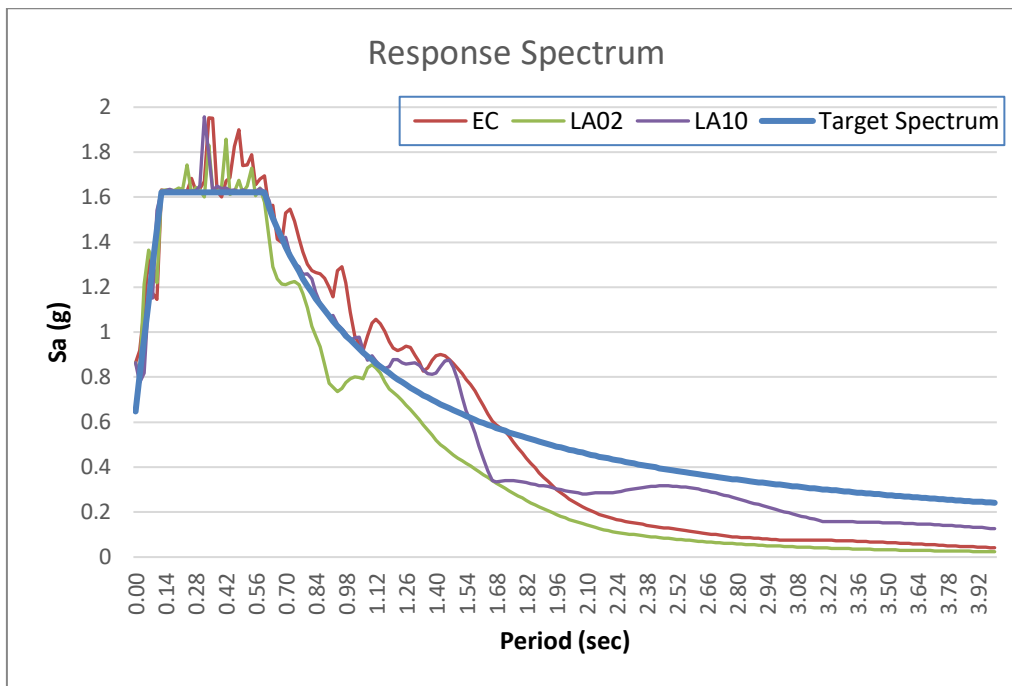


شکل ۳- طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی



شکل ۴- طیف پاسخ طرح برای ساختگاه لس‌آنجلس

مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش آیین‌نامه ASCE7-16 انجام شده است. با توجه به زمان تناوب اصلی سازه تحلیل‌شده، مقدار محدوده زمان تناوب جهت مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها برابر  $0/2$  تا  $1/2$  ثانیه در نظر گرفته شده است.



شکل ۵- طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با طیف طرح ساختمان

در انتهای بررسی سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مذکور، برای بررسی کارایی شاخص WRPI از تحریک حوزه نزدیک NF13 استفاده شده است که این رکورد در ایستگاه رینالدی<sup>۱</sup> در فاصله ۷/۵ کیلومتر از مرکز زلزله در طول زلزله نورتریج<sup>۲</sup> با بزرگی ۶/۷ ثبت شده است.

جدول ۲- مشخصات مقاطع مورد استفاده

مقطع	ارتفاع مقطع (mm)	سطح مقطع (mm <sup>2</sup> )	ممان اینرسی حول محور خمش (mm <sup>4</sup> )	لنگر تسلیم (kN.mm)	نیروی محوری تسلیم* (kN)
W14X109	۳۶۴	۲۰۶۴۵	۵۱۲×۱۰ <sup>۶</sup>	۹۱۲×۱۰ <sup>۳</sup>	۵۹۸۷
W24X104	۶۱۱	۱۹۷۴۲	۱۲۹۰×۱۰ <sup>۶</sup>	۱۳۷۳×۱۰ <sup>۳</sup>	۵۷۲۵
W14X159	۳۸۰	۳۰۱۲۹	۷۹۱×۱۰ <sup>۶</sup>	۱۳۶۴×۱۰ <sup>۳</sup>	۸۷۳۷
W27X146	۶۹۵	۲۷۶۷۸	۲۳۴۳×۱۰ <sup>۶</sup>	۲۱۹۱×۱۰ <sup>۳</sup>	۸۰۲۷
W14X193	۳۹۳	۳۶۶۴۵	۹۹۹×۱۰ <sup>۶</sup>	۱۶۸۷×۱۰ <sup>۳</sup>	۱۰۶۲۷
W30X173	۷۷۳	۳۲۷۷۴	۳۴۱۳×۱۰ <sup>۶</sup>	۲۸۷۵×۱۰ <sup>۳</sup>	۹۵۰۵
W24X76	۶۰۸	۱۴۴۵۲	۸۷۴/۱×۱۰ <sup>۶</sup>	۹۵۰×۱۰ <sup>۳</sup>	-
W27X94	۶۸۴	۱۷۸۷۱	۱۳۶۱×۱۰ <sup>۶</sup>	۱۳۲۱×۱۰ <sup>۳</sup>	-
W30X99	۷۵۳	۱۸۷۷۴	۱۶۶۱×۱۰ <sup>۶</sup>	۱۴۸۳×۱۰ <sup>۳</sup>	-

\* حداکثر نیروی تسلیم مقطع در حالت تسلیم کششی یا فشاری بدون در نظر گرفتن کماتش

<sup>2</sup> Northridge

<sup>1</sup> Rinaldi

## ۳- مدل سازی عددی

با توجه به هدف اصلی این مقاله که ارائه و بررسی کارایی شاخص جدید معرفی شده (WRPI) و مقایسه با شاخص های پیشین می باشد، مقایسه رفتاری سازه جداسازی شده با سازه پایه ثابت و در نهایت یافتن مشخصات سیستم جداساز با عملکرد بهتر در نمونه های در نظر گرفته شده انجام گردید. نخست یک طراحی اولیه برای سیستم جداساز انجام شد، سپس با مدل سازی اولیه سازه با سیستم جداساز در نرم افزار RUAMOKO، طرح اولیه تحت تحلیل تاریخچه زمانی در اثر تحریک های مزبور قرار گرفت و با استفاده از شاخص های ارزیابی عملکرد پیشین و جدید مورد مقایسه قرار گرفته و طرح با عملکرد بهبود یافته برای سیستم جداساز به دست آمد.

برای مدل سازی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه از نرم افزار RUAMOKO 2D استفاده شده است. تحلیل نتایج به دست آمده نشان داد که بهره گیری از جداساز لرزه ای در سازه تحت ارزیابی عملکرد با شاخص WRPI، سبب ایجاد بیشترین کاهش در تغییر مکان نسبی بین طبقه ای و برش پایه، کمترین افزایش در تغییر مکان پای سازه و بام می گردد. همچنین باعث به حداکثر رساندن مقدار انرژی جذب شده در سیستم جداساز نسبت به کل انرژی جذب شده در سازه و سیستم جداساز گردید.

در مدل سازی سیستم جداساز از یک فنر دوخطی با مشخصات سختی اولیه ( $K_1$ )، سختی ثانویه پس از تسلیم ( $K_2$ ) و مقدار تنش تسلیم ( $F_y$ ) استفاده شده است. پس از طراحی اولیه سیستم جداساز لرزه ای، مقادیر  $K_1$ ،  $K_2$  و  $F_y$  به دست آمده در مدل سازی اولیه استفاده شده است. برای مدل سازی، ابتدا در مدل اصلی سازه، قید افقی تکیه گاه های سازه آزاد شده و در راستای آزاد شده به هم بسته شده اند؛ باید توجه داشت که در این گره ها جهت پایداری و انتقال بار ثقلی سازه به زمین همچنان قید قائم و لنگر مقاوم به زمین بسته می شود. سپس یک نقطه به عنوان زمین تعریف شده و تمامی قید های آن به زمین وصل می شود. با توجه به این که تمامی جداسازها با هم موازی هستند، می توان تمامی جداسازها را با یک جداساز مدل کرده و پس از اتمام طراحی، مشخصات جداساز مدل سازی شده را به مشخصات هر جداساز تبدیل نمود. برای این امر، سیستم جداساز با یک فنر دوخطی مدل سازی شده است؛ این فنر دوخطی به عنوان نماینده تمامی جداسازها با توجه به طراحی اولیه تعریف شده و بین سازه و زمین قرار گرفته است. سپس با توجه به وزن قاب محاسبه شده طبق مشخصات اولیه سازه، جهت معادل سازی مقدار  $2000 \text{ kN}$  به عنوان وزن قاب به صورت بار ثقلی به نقاط مدل سازی شده در قاب اعمال شده است. پس از

مدل سازی اولیه قاب و سیستم جداساز، این طرح تحت شاخص های ارزیابی عملکرد WRPI و شاخص های پیشین مورد بررسی قرار گرفته و کارایی شاخص ارزیابی عملکرد معرفی شده، بررسی و با سایر شاخص های پیشین مقایسه شده است.

## ۴- معرفی شاخص های ارزیابی عملکرد

یکی از شاخص های رایج در ارزیابی و مقایسه عملکرد سیستم های جداساز، شاخص عملکرد نسبی (RPI) می باشد. این شاخص شامل دو جزء نسبت انرژی کرنشی جذب شده و حداکثر انرژی کرنشی در سازه دارای سیستم جداساز نسبت به سازه عادی در طول تحریک است. مقدار این شاخص عددی بین صفر تا یک می باشد که هر قدر به صفر نزدیک تر باشد، نشان دهنده طرح بهتر و بهینه تر است. در واقع هر چقدر مقدار این شاخص به عدد صفر نزدیک تر باشد، نشان دهنده انرژی جذب شده توسط سیستم جداساز و عدد یک نشان دهنده جذب کل انرژی توسط سازه است. مقدار شاخص RPI با استفاده از رابطه (۱) قابل محاسبه است.

$$RPI = \frac{1}{2} \times \left[ \frac{SEA}{SEA_0} + \frac{U_{max}}{U_{max0}} \right] \quad (1)$$

در رابطه (۱) و (۲) پارامتر ( $SEA_0$ ) برابر مقدار انرژی کرنشی کل سازه با پایه ثابت (معادل با سطح زیر نمودار انرژی در برابر کرنش سازه با پایه ثابت در طول تحریک)، ( $SEA$ ) مقدار انرژی کرنشی کل سازه دارای سیستم جداساز (معادل با سطح زیر نمودار انرژی در برابر کرنش سازه دارای سیستم جداساز در طول تحریک)، ( $U_{max0}$ ) مقدار حداکثر انرژی کرنشی سازه با پایه ثابت در طول تحریک و ( $U_{max}$ ) مقدار حداکثر انرژی کرنشی سازه دارای سیستم جداساز در طول تحریک می باشد.

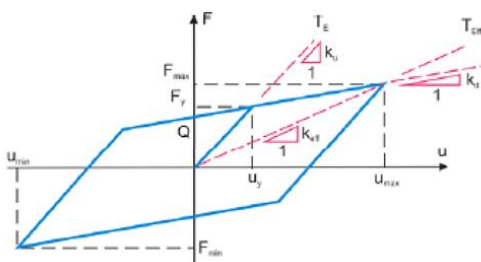
به دلیل کافی نبودن و در نظر نگرفتن همه ابعاد مؤثر در بهبود عملکرد سازه اصلی در شاخص RPI، در این پژوهش به معرفی شاخص جدیدی با نام شاخص عملکرد نسبی وزنی (WRPI) پرداخته شده است که علاوه بر در نظر گرفتن اثرات انرژی کرنشی جذب شده در سازه و سیستم جداساز که در شاخص RPI آمده بود، معیار جابه جایی بین طبقات و شتاب طبقات در طول زلزله را نیز در بر گرفته است و همچنین با اعمال ضریب های وزنی به هر یک از این معیارها، شاخص WRPI برای انواع سازه های مختلف و با درجه اهمیت و کاربری های متفاوت مقیاس می گردد، که از مزایای این شاخص نسبت به شاخص RPI است. مقدار شاخص WRPI با استفاده از رابطه (۲) قابل محاسبه است. برای مقایسه عملکرد سیستم های جداسازی از دو معیار RPI و WRPI

جهت بررسی دقیق تر تأثیر شاخص WRPI دو پارامتر جانبی دیگر که ترم سوم و چهارم این پارامتر است به صورت زیر تعریف شده است.

$$\begin{cases} RA = \frac{\bar{a}_{(max)0}}{\bar{a}_{(max)}} \\ RD = \frac{\sigma d_{(max)0}}{\sigma d_{(max)}} \end{cases} \quad (4)$$

### ۵- مشخصات طراحی اولیه سیستم جداساز

سیستم جداساز به صورت یک فنر دوخطی با مشخصات زیر مدل سازی شده است:



شکل ۶- رفتار فنر دوخطی معادل شده با سیستم جداساز

با توجه به سیستم های جداساز متعارف موجود در بازار، حداکثر مقدار جابه جایی مجاز در سیستم جداساز ۳۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به داده های آزمایشگاهی و مدل سازی های رایج در سایر مقالات مرتبط، رابطه بین سختی قبل از تسلیم  $K_1$  و سختی بعد از تسلیم  $K_2$  به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$K_1 = 10 \times K_2 \quad (5)$$

مقادیر اولیه برای مدل سازی عددی فنر دوخطی معادل با سیستم جداساز در جدول (۳) گزارش شده است:

جدول ۳- مشخصات اولیه سیستم جداساز

$F_y$ (kN)	$K_2$ (kN/m)	$K_1$ (kN/m)
۸۲۰۹	۳/۰۶	۳۰/۶۱

### ۶- روند ارزیابی عملکرد سازه

تلاش اولیه بر مبنای طراحی اولیه صورت گرفته است؛ با توجه به نتایج به دست آمده، در این حالت از درصد قابل توجهی از جابه جایی ماکزیمم ممکن استفاده نشده و همچنین مقادیر شاخص های ارزیابی عملکرد نسبتاً زیاد و طرح دارای عملکرد مناسبی نمی باشد. در تلاش دوم، مقدار نیروی تسلیم کاهش پیدا

استفاده و در هر گام سعی در کاهش این دو معیار شده است و در نهایت طرحی که دارای کمترین RPI و WRPI می باشد، به عنوان طرح با عملکرد بهتر انتخاب شده است.

$$WRPI = \frac{1}{A+B+C+D} \left[ A \frac{SEA}{SEA_0} + B \frac{U_{max}}{U_{(max)_0}} + C \frac{\bar{a}_{(max)0}}{\bar{a}_{max}} + D \frac{\sigma d_{(max)0}}{\sigma d_{(max)}} \right] \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $(\bar{a}_{(max)0})$  مقدار میانگین حداکثر شتاب طبقات در سازه با پایه ثابت در طول تحریک،  $(\bar{a}_{max})$  مقدار میانگین حداکثر شتاب در سازه دارای سیستم جداساز پایه در طول تحریک،  $(\sigma d_{(max)0})$  مقدار انحراف معیار استاندارد حداکثر جابه جایی بین طبقات در سازه با پایه ثابت در طول تحریک و  $(\sigma d_{(max)})$  مقدار انحراف معیار استاندارد حداکثر جابه جایی بین طبقات در سازه دارای سیستم جداساز پایه در طول تحریک می باشد. همچنین پارامترهای A, B, C, D برابر مقادیر ضرایب هر معیار است که مطابق کاربری و درجه اهمیت سازه تعیین می گردد.

جهت محاسبه مقدار انحراف معیار استاندارد حداکثر جابه جایی بین طبقات در سازه از رابطه (۳) استفاده شده است. در این رابطه مقدار  $(d_{(max)_i})$  برابر حداکثر جابه جایی بین طبقات برای هر طبقه،  $(\bar{d}_{(max)})$  میانگین جابه جایی بین طبقات و (n) تعداد طبقات می باشد.

$$\sigma d_{max} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (d_{(max)_i} - \bar{d}_{(max)})^2}{n}} \quad (3)$$

مقادیر ضرایب A, B, C, D با توجه به کاربری و درجه اهمیت سازه می تواند تغییر کند؛ در این پژوهش با توجه به هدف طراحی که عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه است، برای ضرایب A و B مقدار ۳ و ضرایب C و D مقدار ۱ در نظر گرفته شده است. اگر کاربری سازه به نحوی باشد که مقدار شتاب و یا تغییر مکان نسبی از اهمیت بیشتری برخوردار باشد، ضرایب C و D برای بهبود این مقادیر افزایش می یابد. به صورت کلی برای سازه های حساس به شتاب و تغییر مکان، می توان ضرایب C و D و برای سازه های با نیاز به جذب انرژی بالاتر، ضرایب A و B را بیش تر در نظر گرفت. برای سازه های معمولی با هدف جذب انرژی و مقایسه آنها، ضرایب ۱ و ۳ طبق موارد گفته شده مناسب تر هستند.

در هر مرحله پس از تحلیل تاریخچه زمانی، نمودار انرژی کرنشی ذخیره شده در سازه نسبت به زمان رسم شده است و همچنین مقادیر شتاب ماکزیمم طبقات و انحراف معیار ماکزیمم جابه جایی بین طبقات محاسبه شده و در نهایت مقادیر مورد نیاز جهت برآورد شاخص های فوق به کار رفته است.

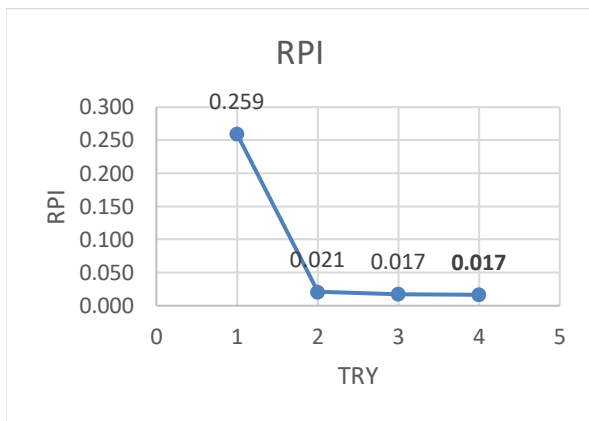


کرده و مقدار جابه‌جایی و جذب انرژی در سیستم جداساز افزایش یافته است. این روند ادامه یافته، در نهایت در تلاش چهارم به مقطع نهایی نزدیک شده که در آن مقادیر شاخص‌های عملکردی به‌وضوح کم‌تر شده و عملکرد سازه بهتر شده است. روند ارزیابی عملکرد و سعی و خطاهای انجام‌شده در جدول (۴)

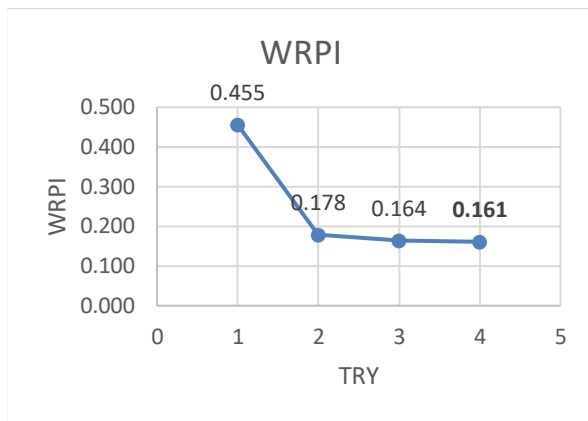
گزارش شده است، که در این جدول شاخص RD نشان‌دهنده نسبت انحراف معیار ماکزیمم تغییر مکان‌های طبقات سازه جداسازی شده به سازه پایه ثابت، شاخص RA نسبت میانگین ماکزیمم شتاب طبقات سازه جداسازی شده به سازه پایه ثابت و شاخص MAX D<sub>D</sub> حداکثر تغییر مکان در سیستم جداساز می‌باشد.

جدول ۴- روند ارزیابی عملکرد و مقادیر شاخص‌ها در هر مرحله

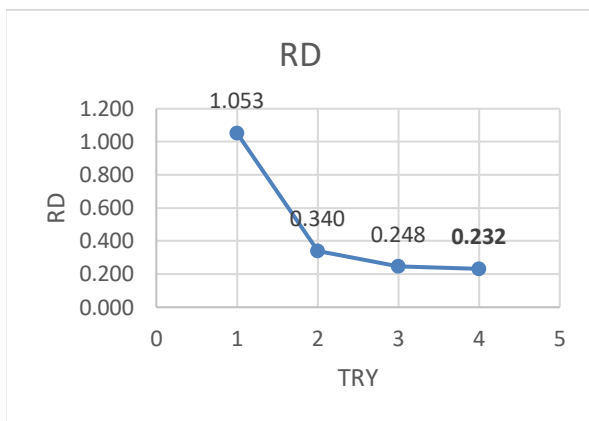
TRY	PROPERTY	RECORD	RPI	RD	RA	WRPI	MAX D <sub>D</sub> (mm)
1	K <sub>1</sub> =30.61 (kN/mm) K <sub>2</sub> /K <sub>1</sub> =0.1 F <sub>y</sub> =8209 (kN/m <sup>2</sup> )	LA10	۰/۱۶۵	۰/۹۵۳	۱/۲۰۲	۰/۳۱۵	۸۹/۳۹۱
		LA02	۰/۲۵۹	۰/۷۴۳	۱/۳۴۴	۰/۴۵۵	۹۲/۹۲۹
		EC	۰/۰۳۹	۱/۰۵۳	۰/۹۲۸	۰/۱۳۵	۷۴/۸۷۹
		MAX	۰/۲۵۹	۱/۰۵۳	۱/۳۴۴	۰/۴۵۵	۹۲/۹۲۹
2	K <sub>1</sub> =30 (kN/mm) K <sub>2</sub> /K <sub>1</sub> = 0.1 F <sub>y</sub> =900 (kN/m <sup>2</sup> )	LA10	۰/۰۲۱	۰/۱۸۱	۰/۹۹۰	۰/۱۲۱	۲۲۶/۷۹
		LA02	۰/۰۱۹	۰/۰۸۹	۱/۲۲۳	۰/۱۷۸	۱۷۹/۳
		EC	۰/۰۱۶	۰/۳۴۰	۰/۹۴۲	۰/۰۹۷	۹۷/۲۳۱
		MAX	۰/۰۲۱	۰/۳۴۰	۱/۲۲۳	۰/۱۷۸	۲۲۶/۷۹
3	K <sub>1</sub> =20 (kN/mm) K <sub>2</sub> /K <sub>1</sub> =0.1 F <sub>y</sub> =700 (kN/m <sup>2</sup> )	LA10	۰/۰۱۷	۰/۱۶۷	۰/۹۳۱	۰/۱۱۲	۲۷۶/۲۵
		LA02	۰/۰۱۵	۰/۰۶۹	۱/۱۵۰	۰/۱۶۴	۱۹۸/۳۹
		EC	۰/۰۱۴	۰/۲۴۸	۱/۲۹۷	۰/۱۱۹	۱۰۳/۸۷
		MAX	۰/۰۱۷	۰/۲۴۸	۱/۲۹۷	۰/۱۶۴	۲۷۶/۲۵
4	K <sub>1</sub> =18 (kN/mm) K <sub>2</sub> /K <sub>1</sub> =0.1 F <sub>y</sub> =650 (kN/m <sup>2</sup> )	LA10	۰/۰۱۷	۰/۱۶۲	۰/۹۱۹	۰/۱۰۹	۲۸۸/۹۶
		LA02	۰/۰۱۵	۰/۰۶۵	۱/۱۳۱	۰/۱۶۱	۲۱۱/۳۴
		EC	۰/۰۱۳	۰/۲۳۲	۰/۹۶۱	۰/۰۹۲	۹۸/۸۶۵
		MAX	۰/۰۱۷	۰/۲۳۲	۱/۱۳۱	۰/۱۶۱	۲۸۸/۹۶



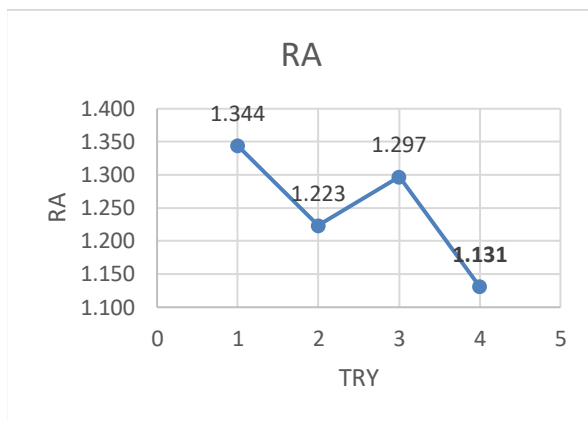
شکل ۸- مقادیر شاخص RPI در روند ارزیابی عملکرد



شکل ۷- مقادیر شاخص WRPI در روند ارزیابی عملکرد



شکل ۱۰- مقادیر شاخص RA در روند ارزیابی عملکرد



شکل ۹- مقادیر شاخص RD در روند ارزیابی عملکرد

قابل مشاهده هستند. همان‌طور که مشاهده می‌شود تمامی پارامترها در طرح نهایی نسبت به طرح اولیه کاهش چشمگیری داشته‌اند. در محور افقی این نمودارها هر تحلیل با شماره‌های ۴ تا ۷ و در محور قائم آن مقادیر شاخص متناظر نمایش داده شده است.

#### ۷- تحلیل نتایج

در این قسمت به بررسی تشکیل مفاصل پلاستیک در المان‌های سازه، جابه‌جایی بین طبقه‌ای، حداکثر شتاب مطلق طبقات پرداخته شده است. سپس سازه جداسازی شده و سازه پایه ثابت برای آزمایش طرح نهایی ارائه شده تحت تحریک حوزه نزدیک قرار گرفته و نتایج حاصل مقایسه شده است.

#### ۷-۱- تشکیل مفاصل پلاستیک

در این قسمت به مقایسه تشکیل مفاصل پلاستیک در المان‌های سازه در سازه پایه ثابت و سازه جداسازی شده پرداخته شده است. همان‌طور که از نتایج ارائه شده در جدول (۵) مشخص است، در سازه جداسازی شده هیچ مفصل پلاستیکی در المان‌های سازه‌ای تشکیل نشده است که حاکی از بهبود عملکرد سازه جداسازی شده نسبت به سازه پایه ثابت است.

با توجه به ذات شاخص‌های معرفی و استفاده شده در روند ارزیابی عملکرد، با کاهش مقادیر محاسبه شده شاخص‌ها، سازه و سیستم جداساز پایه با طرح بهینه‌تر طراحی می‌گردد. در واقع با کاهش ترم اول و دوم شاخص WRPI سهم بیش‌تری از انرژی جذب شده در سیستم جداساز پایه ذخیره می‌گردد. همچنین با کاهش ترم سوم و چهارم این شاخص به ترتیب سهم بیش‌تری از شتاب و تغییر مکان در سیستم جداساز پایه اعمال می‌شود.

همان‌طور که از نتایج ارزیابی عملکرد مشخص است، استفاده از شاخص جدید WRPI علاوه بر افزایش جذب انرژی در سیستم جداساز پایه باعث کاهش شتاب طبقات و همچنین کاهش توزیع یکنواخت‌تر جابه‌جایی بین طبقه‌ای در سازه می‌گردد. در واقع این شاخص جدید برای مقایسه و طراحی بهینه‌تر سازه‌ها با عملکرد بالاتر مناسب‌تر است.

در روند ارزیابی عملکرد، سعی شده است مقادیر شاخص‌ها تا حد امکان و با توجه به مسائل اقتصادی کاهش یابد، که در نتیجه در تلاش چهارم شاخص‌ها مقادیر مناسبی که در شکل‌های (۷) الی (۱۰) به صورت دایره توپر نمایش داده شده‌اند،

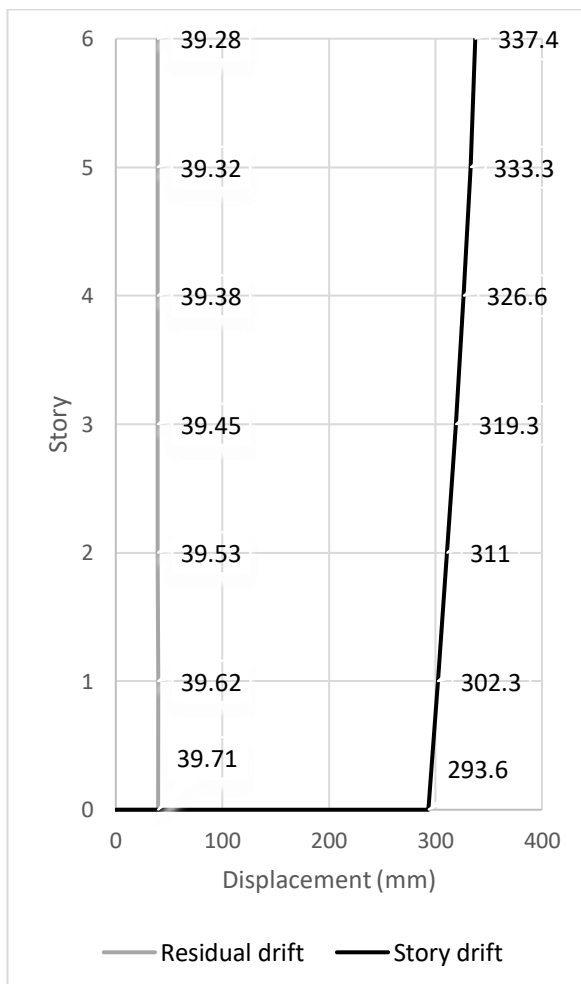
جدول ۵- تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در المان‌های سازه‌ای

Record	Fixed Base	Base Isolation			
		Try1	Try2	Try3	Try4
El Centro	۱۷	۵	۳	۲	۰
LA02	۴۳	۴	۵	۱	۰
LA10	۸۴	۳	۳	۲	۰

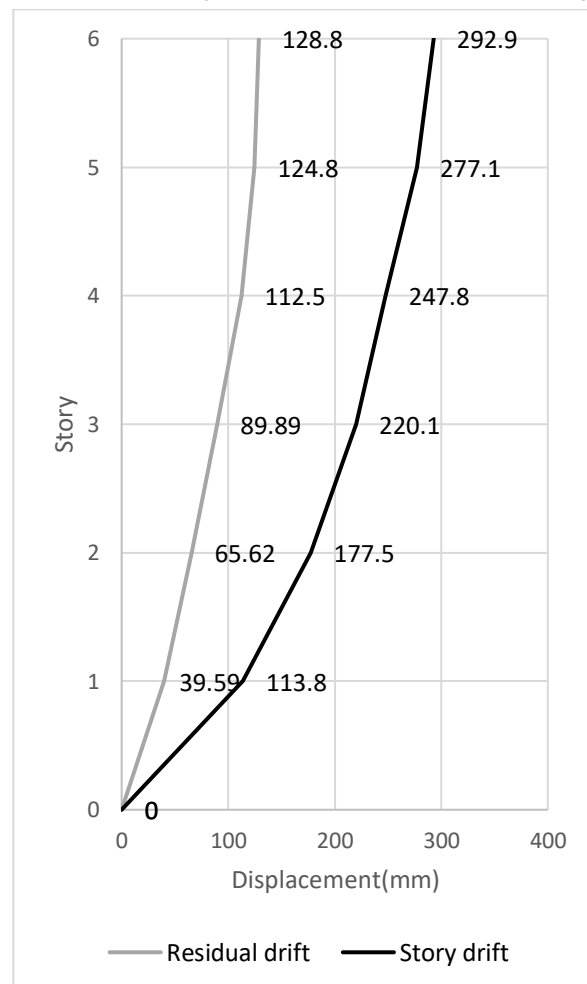
مشخص است که مقادیر جابه‌جایی حداکثر و پسماند در طبقات کاهش یافته و در قسمت جداساز که برای همین هدف طراحی شده است، متمرکز می‌باشد. همچنین توزیع جابه‌جایی بین طبقه‌ای در سازه دارای سیستم جداساز پایه نسبت به سازه با پایه ثابت یکنواخت‌تر شده که در شکل (۱۱) قابل مشاهده است.

### ۷-۲- جابه‌جایی بین طبقه‌ای

در نمودارهای زیر مقادیر جابه‌جایی حداکثر و باقی‌مانده ناشی از سه تحریک اعمال شده برای هر دو سازه پایه ثابت و با جداساز پایه گزارش شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر جابه‌جایی حداکثر و باقی‌مانده در سازه جداسازی شده کاهش قابل ملاحظه‌ای پیدا کرده است. با توجه به شکل‌های (۱۱) و (۱۲)



شکل ۱۲- حداکثر جابه‌جایی سازه جداسازی شده تحت سه تحریک



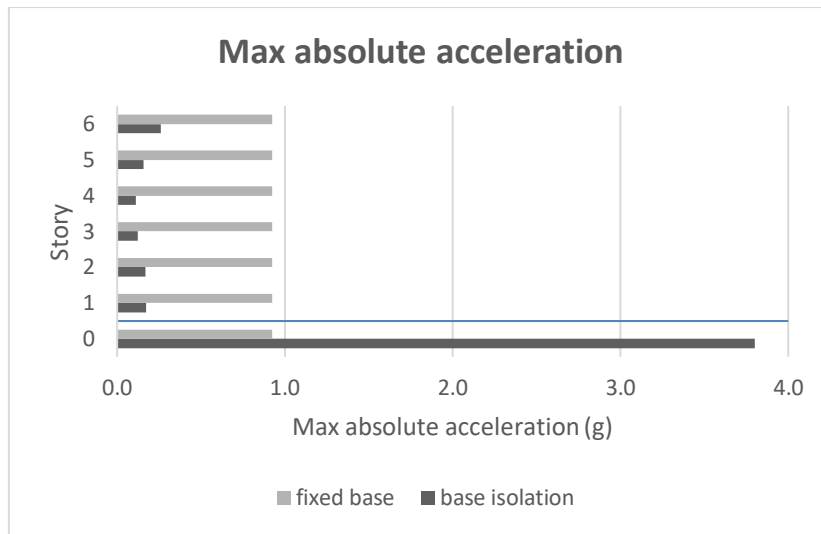
شکل ۱۱- حداکثر جابه‌جایی سازه پایه ثابت تحت سه تحریک

\* در شکل (۱۱)، جابه‌جایی در طبقه صفر معادل جابه‌جایی سیستم جداساز می‌باشد.

### ۳-۷- شتاب مطلق طبقات

در نمودارهای زیر مقادیر حداکثر شتاب مطلق طبقات ناشی از سه تحریک اعمال شده برای هر دو سازه با پایه ثابت و دارای سیستم

جداساز پایه گزارش شده است. با توجه به شکل (۱۳)، مقدار حداکثر شتاب مطلق طبقات کاهش یافته و در سیستم جداساز متمرکز شده است.



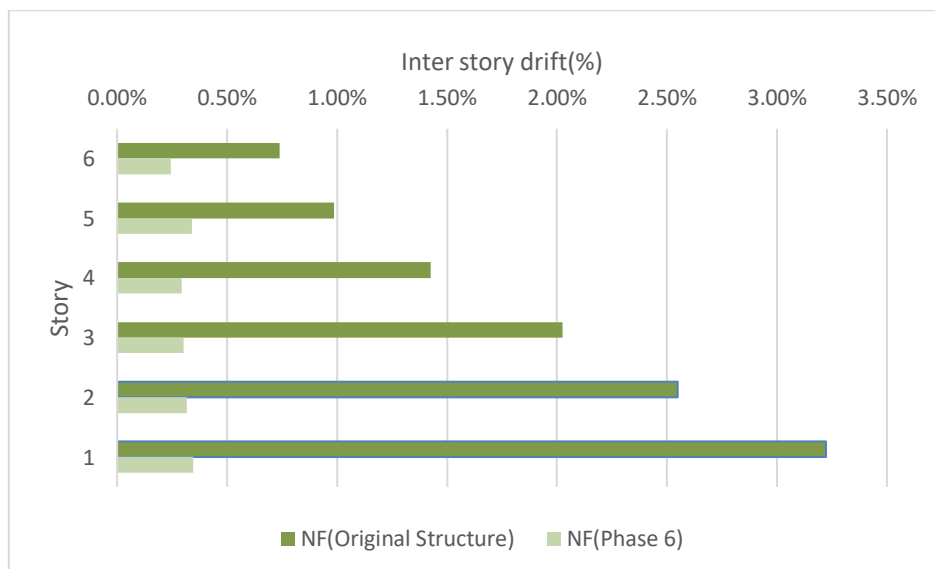
شکل ۱۳- حداکثر شتاب مطلق طبقات سازه پایه ثابت و جداسازی شده تحت سه تحریک اعمال شده

### ۴-۷- مقایسه طرح نهایی سازه با پایه ثابت و سازه دارای

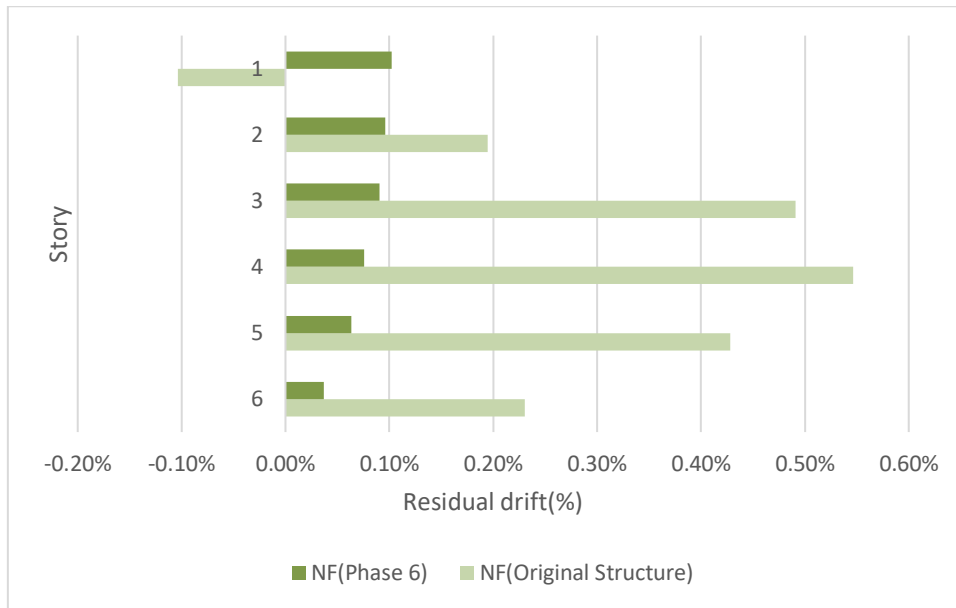
#### سیستم جداساز پایه تحت زلزله حوزه نزدیک

جهت مقایسه و بررسی شاخص ها، سازه با پایه ثابت و طرح نهایی سازه دارای سیستم جداسازی پایه تحت تحلیل زلزله حوزه نزدیک نورث ریچ قرار گرفت. با توجه به تحلیل ها و بررسی های انجام شده، سازه نهایی با عملکرد بهتر با استفاده از شاخص جدید

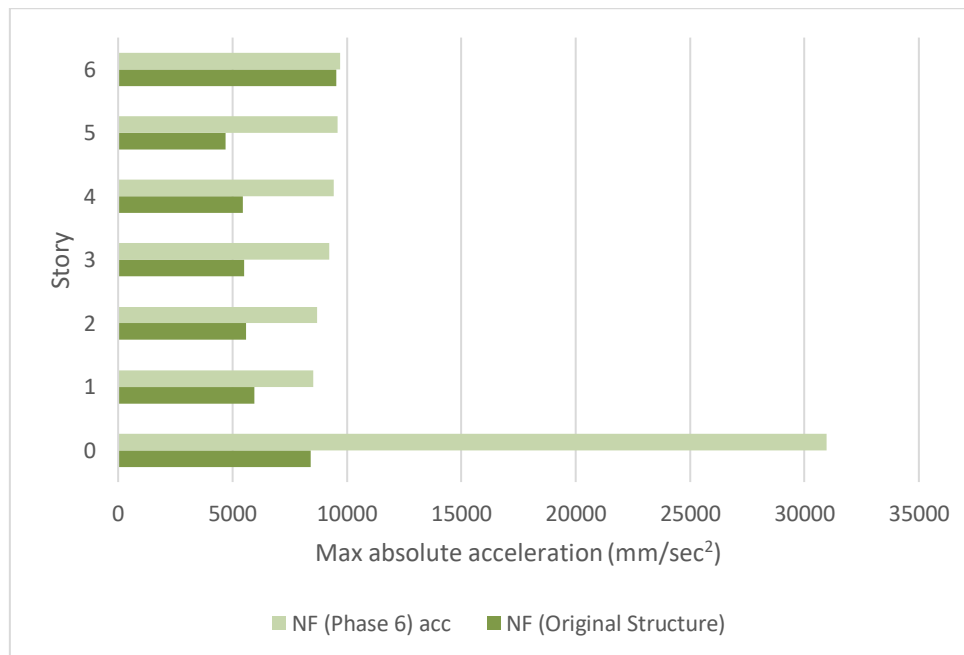
WRPI دارای سیستم جداساز پایه تحت زلزله حوزه نزدیک عملکرد مناسبی داشته و هیچ مفصل پلاستیکی در سازه تحت این زلزله تشکیل نشده و حداکثر شتاب مطلق طبقات و جابه جایی حداکثر و باقی مانده طبقات نیز نسبت به سازه با پایه ثابت کاهش داشته اند، که گویای کارآمد بودن شاخص WRPI در طرح نهایی با عملکرد بهتر سیستم جداساز می باشد.



شکل ۱۴- حداکثر جابه جایی نسبی طبقات در زلزله حوزه نزدیک



شکل ۱۵- مقایسه جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده در طبقات مختلف در زلزله حوزه نزدیک



شکل ۱۶- مقایسه شتاب مطلق طبقات در زلزله حوزه نزدیک

مقایسه رفتاری، سازه دارای سیستم جداساز پایه با استفاده از شاخص‌های ارزیابی عملکرد ارائه‌شده، طراحی و سیستم جداساز پایه با عملکرد بهتر طراحی شد. در قدم بعدی به مقایسه عملکرد سازه با پای ثابت و سازه دارای سیستم جداساز پایه پرداخته شد. همچنین برای ارزیابی طرح نهایی ارائه‌شده برای سیستم جداساز، سازه دارای سیستم جداساز پایه و سازه پایه ثابت تحت تحریک حوزه نزدیک قرار گرفتند و نتایج نهایی با هم مقایسه و مشاهده

#### ۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش به معرفی یک شاخص جهت ارزیابی عملکرد سازه‌های دارای سیستم جذب انرژی و بررسی و مقایسه این شاخص با شاخص‌های پیشین پرداخته شده است. برای این منظور پس از معرفی شاخص جدید WRPI به بررسی رفتار لرزه‌ای یک ساختمان شش طبقه معادل‌شده دویعدی در دو حالت سازه با پایه ثابت و سازه دارای سیستم جداساز پایه پرداخته شد. برای این

شد که سازه دارای سیستم جداساز پایه با طراحی نهایی با شاخص WRPI عملکرد بسیار مناسبی نسبت به سازه پایه ثابت از خود نشان می‌دهد.

به‌عنوان نتیجه اصلی می‌توان گفت که شاخص پیشنهادی WRPI معرفی شده جهت طراحی و مقایسه عملکرد سازه‌های دارای سیستم جذب انرژی به‌خصوص سیستم جداساز پایه نسبت به شاخص‌های قبلی به‌خوبی می‌تواند دربرگیرنده طیف گسترده‌ای از تغییرات به‌وجودآمده در سازه در فرایند ارزیابی عملکرد باشد که منجر به طرح کارآمد با نتایج معقول‌تر با در نظر گرفتن انرژی جذب شده، شتاب و تغییر مکان طبقات سازه می‌شود.

در نتیجه استفاده از این شاخص خصوصاً برای طراحی سیستم‌های جذب انرژی برای سازه‌ها با نیاز به عملکرد بهتر از جمله سازه‌های حساس به شتاب و تغییر مکان مانند بیمارستان‌ها و ... می‌تواند بهبوددهنده و مؤثر باشد.

- response index", Journal of Structural Engineering, 135(6), pp.698-707.
- [12] Yanik, A., Aldemir, U., and Bakioglu, M. (2014), "A new active control performance index for vibration control of three-dimensional structures", Engineering Structures, 62, pp.53-64.
- [13] Yanik, A. (2019), "Absolute instantaneous optimal control performance index for active vibration control of structures under seismic excitation", Shock and Vibration, 2019(1), p.4207427.
- [14] Djedoui, N., Ounis, A., Mahdi, A., and Zahrai, S.M. (2018), "Semi-active fuzzy control of tuned mass damper to reduce base-isolated building response under harmonic excitation", Jordan Journal of Civil Engineering, 12(3).
- [15] Shoaeei, P., Orimi, H.T., and Zahrai, S.M. (2018), "Seismic reliability-based design of inelastic base-isolated structures with lead-rubber bearing systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 115, pp.589-605.
- [16] Shi, Y., Becker, T.C., Furukawa, S., Sato, E., and Nakashima, M. (2014), "LQR control with frequency-dependent scheduled gain for a semi-active floor isolation system", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(9), pp.1265-1284.
- [17] Miyamoto, K., Sato, D., and She, J. (2018), "A new performance index of LQR for combination of passive base isolation and active structural control", Engineering Structures, 157, pp.280-299.
- [18] Banaei, A., and Alamatian, J. (2021), "New genetic algorithm for structural active control by considering the effect of time delay", Journal of Vibration and Control, 27(7-8), pp.743-758.
- [19] Banaei, A., Alamatian, J., and Tohidi, R.Z. (2023), "Active control of structures using genetic algorithm with dynamic weighting factors in the constrained objective function", in Structures, vol. 47, pp. 189-200.
- [20] Forma, L., Boutin, H., Wilkie-Chancellor, N., Le Conte, S., and Jossic, M. (2025), "An innovative method for the objective comparison of the performance of active control devices", Journal of Sound and Vibration, 596, p.118688.
- [21] Tsai, K.C., and Popov, E.P. (1990), "Seismic panel zone design effect on elastic story drift in steel frames", Journal of structural Engineering, 116(12), pp.3285-3301.
- [22] UBC (1994), "Uniform building code", Volume 1, International Conference of Building Officials.
- [23] Loads MD. (2017), "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures".
- [1] Moriizumi, E., and Kobayashi, M. (2012), "A study on earthquake response considered vibration characteristics of superstructure and substructure of seismically isolated buildings", In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, pp. 24-28.
- [2] Iordachescu, A., and Iordachescu, E. (2012), "Seismic rehabilitation of Bucharest City Hall building through base isolation method", In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake, Lisbon, Portugal.
- [3] Filiatrault, A., and Cherry, S. (1990), "Seismic design spectra for friction-damped structures", Journal of Structural Engineering, 116(5), pp.1334-1355.
- [4] Shenton III, H.W., and Lin, A.N. (1993), "Relative performance of fixed-base and base-isolated concrete frames", Journal of Structural Engineering, 119(10), pp.2952-2968.
- [5] Moreschi, L.M., and Singh, M.P. (2003), "Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32(8), pp.1291-1311.
- [6] Li, H., and Ou, J. (2006), "A design approach for semi-active and smart base-isolated buildings", Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures, 13(2-3), pp.660-681.
- [7] Naderpour, H., Zahrai, S.M., and Kalantary, S.M. (2008), "Nonlinear dynamic response of base-isolated structures with different characteristics of superstructure and isolators", In Proceedings, CSCE Annual Conference - Canadian Society Civil Engineering.
- [8] Zahrai, S.M., GHarahshir, N., and Yazdani, M. (2011), "Behavior of Base isolated Structures in the Christchurch Earthquake", In The 6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. Tehran, Iran.
- [9] Morgan, T.A., and Mahin, S.A. (2008), "Performance-based design of seismic isolated buildings considering multiple performance objectives", Smart Structures System, 4(5), pp.655-666.
- [10] Erduran, E., Dao, N.D., and Ryan, K.L. (2011), "Comparative response assessment of minimally compliant low-rise conventional and base-isolated steel frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40(10), pp.1123-1141.
- [11] Sayani, P.J., and Ryan, K.L. (2009), "Comparative evaluation of base-isolated and fixed-base buildings using a comprehensive



http://journaliss.ir

# ارزیابی عددی مهاربند کمانش تاب مجهز به الاستومر

سید علی رضوی طباطبایی<sup>۱\*</sup>، محمدرضا علیمردانی<sup>۲</sup>، عرفان جوینی<sup>۳</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۳- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

## چکیده

در این پژوهش، یک مهاربند کمانش تاب (BRB) نوآورانه مجهز به الاستومر مورد تحلیل عددی قرار گرفت. تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار Abaqus انجام شد. اجزای مهاربند شامل غلاف، هسته، الاستومر و نحوه اتصال آن‌ها به یکدیگر تشریح شد. نحوه اتصال الاستومر به سایر اجزا توضیح داده شد. سپس جزئیات مدل‌سازی عددی تشریح گردید. هیستریزس نیرو-جابجایی BRB مجهز به الاستومر و یک BRB بدون الاستومر با همان ابعاد مقایسه شد. همچنین توزیع تنش در نقاط بحرانی هسته و غلاف مورد بررسی قرار گرفت. مود خرابی این BRB به صورت کمانش قسمت تسلیم‌شونده هسته دیده شد. مشاهده شد که افزودن الاستومر به BRB موجب افزایش سختی پس از تسلیم و کاهش جابجایی پسماند می‌گردد. مدل‌سازی با نسبت سختی دو برابری الاستومر نسبت به نمونه آزمایش نیز مورد بررسی قرار گرفت. این افزایش سختی الاستومر، افزایش ۲۰ درصدی سختی پس از تسلیم را نشان داد. همچنین BRB مجهز به الاستومر توانایی جذب انرژی بیشتری نسبت به BRB بدون الاستومر دارد. در مقایسه با BRBهای مرسوم، مهاربند مجهز به الاستومر حتی پس از گسیختگی هسته، پایداری سازه را به دلیل نقش الاستومر در نواحی بحرانی حفظ می‌نماید. این ویژگی، کارایی بالای این سیستم را در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها نشان می‌دهد.

## واژگان کلیدی

مهاربند کمانش تاب، BRB، الاستومر، سختی پس از تسلیم

## Numerical Evaluation of an Elastomer-Equipped Buckling-Restrained Brace

S.A. Razavi, M.R. Alimardani, E. Jovaini

### Abstract

In this study, an innovative buckling-restrained brace (BRB) equipped with an elastomer was numerically analyzed. The analyses were performed using Abaqus software. The components of the BRB, including the casing, core, and elastomer, as well as their connections, were described in detail. The elastomer's connection method to other components was also detailed. Subsequently, the numerical modeling process was thoroughly explained. The force-displacement hysteresis of a BRB equipped with elastomer was compared to that of a BRB without elastomer and of the same dimensions. Additionally, stress distribution in critical areas of the core and casing was examined. The failure mode of this BRB was identified as buckling of the yielding portion of the core. It was observed that incorporating an elastomer into the BRB increased the post-yield stiffness and reduced residual displacements. A model with an elastomer stiffness twice that of the experimental specimen was also studied, demonstrating a 20% increase in post-yield stiffness. The BRB equipped with elastomer has a greater energy dissipation capacity compared to the BRB without elastomer. Compared to conventional BRBs, BRBs equipped with elastomers maintained structural stability even after core fractures, owing to the elastomers' role in critical regions. This characteristic highlights the high efficiency of this system in improving the seismic performance of structures.

### Keywords

Double Channel, Intermediate Connectors, Lateral-Torsional Buckling, Flexural Capacity



## ۱- مقدمه

اولین مهاربند کمانش تاب در سال ۱۹۸۸ در ژاپن توسعه یافت. پژوهش‌ها نشان داد اگرچه بتن مسلح با فولاد در ساختمان‌های بلندمرتبه ظرفیت باربری بالایی داشت، اما از نظر شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی، عملکرد مطلوبی نداشت [۱]. پس از زلزله نورث‌ریج<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۴، پژوهشگران آمریکایی طراحی قاب‌های فولادی موجود را بازبینی کردند و علاقهٔ بیش‌تری به بررسی قابلیت‌ها و مزایای استفاده از مهاربندهای کمانش تاب (BRB) نشان دادند [۲]. در سال ۲۰۰۰، یک پژوهش آزمایشگاهی بزرگ‌مقیاس BRB در دانشگاه برکلی<sup>۲</sup> انجام شد [۳]. اولین مجموعه دستورالعمل‌های طراحی برای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب (BRBF) معرفی شد و در سال‌های بعد، کاربردهای متعددی برای BRBها ارائه گردید. در سال ۲۰۱۵، کرستینگ<sup>۳</sup> و همکاران دستورالعمل طراحی لرزه‌ای BRBF را منتشر کردند که راهنمایی‌هایی برای ساخت BRBها و همچنین تحلیل و طراحی سیستم‌های BRBF ارائه داد [۴]. فولاد کربنی با مقاومت تسلیم حدود ۲۳۵ مگاپاسکال به‌دلیل مقاومت، شکل‌پذیری و قابلیت جوشکاری بالا، طی دهه‌های گذشته به‌طور گسترده در سازه‌های فولادی استفاده شد. هستهٔ بیش‌تر BRBهای اولیه از این نوع فولاد ساخته شده است. اولین BRBهای ساخته‌شده در سال ۱۹۸۸ با استفاده از فولاد JIS SS41 (نام قدیمی SS400 [۵]) تولید شدند. پژوهش‌ها نشان داده‌اند که این نوع BRBها رفتار چرخه‌ای پایدار و ظرفیت جذب انرژی خوبی دارند. به‌دلیل اقتصادی بودن و ساخت آسان، استفاده از این نوع فولاد در ساخت BRBها، همچنان رایج است.

BRBهای تمام‌فولادی با قراردادن هستهٔ BRB میان لایه‌های فولادی و استفاده از پوشش‌های جداشدنی، امکان تعویض آسان هستهٔ آسیب‌دیده را پس از زلزله‌های متعدد فراهم می‌کند. این طراحی، علاوه بر افزایش دوام و کارایی سازه، قابلیت بازسازی و استفادهٔ مجدد از مهاربندها را بهبود داده و هزینه‌های تعمیر و نگهداری را کاهش می‌دهد. جزئیات متنوعی برای توسعهٔ این سیستم‌ها ارائه شده است که عملکرد لرزه‌ای آن را ارتقا می‌بخشد [۶-۸].

ظرفیت جذب انرژی یک BRB به‌طور عمده به هستهٔ آن بستگی دارد. هسته به‌عنوان یک میراگر فلزی تسلیمی عمل کرده

که انرژی را از طریق تغییرشکل غیرالاستیک جذب می‌کند. هرچه هسته‌ریز غیرالاستیک تولیدشده در بخش تسلیم هسته بیش‌تر باشد، انرژی بیش‌تری جذب می‌شود. بنابراین، هسته‌هایی که از موادی با نقطهٔ تسلیم پایین و شکل‌پذیری بالا مانند فولاد با نقطهٔ تسلیم پایین ساخته شده‌اند، مطلوب‌تر هستند زیرا ظرفیت جذب انرژی بالایی دارند [۹].

هسته‌های ساخته‌شده از آلیاژهای آلومینیومی به‌دلیل شکل‌پذیری پایین‌تر از فولاد، مطلوب نیستند. در پژوهشی، دوسیکا<sup>۴</sup> و همکاران مهاربندی سبک‌وزن با هستهٔ آلومینیومی و لوله‌های کامپوزیتی تقویت‌شده با الیاف شیشه‌ای را بررسی کردند که وزن مهاربند را به‌طور قابل‌توجهی کاهش داد [۱۰]. همچنین، هسته‌های ساخته‌شده از لوله‌های فولادی می‌توانند ظرفیت جذب انرژی بالایی داشته باشند و هسته‌های سوراخ‌دار نیز به‌دلیل رفتار هسته‌ریز مناسب، مطلوب هستند. ظرفیت جذب انرژی BRBها معمولاً با ظرفیت تغییرشکل پلاستیک تجمعی و میرایی ویسکوز معادل اندازه‌گیری می‌شوند. علاوه بر عملکرد به‌عنوان یک میراگر، BRB به‌عنوان یک عضو مقاوم در برابر نیروی جانبی نیز عمل می‌کند که قادر به تحمل بار قابل‌توجه بوده و دارای سختی مطلوبی برای سازه‌ها به‌ویژه در ساختمان‌های بلندمرتبه است [۹]. برج تیانجین<sup>۵</sup> یکی از بلندترین ساختمان‌ها در چین است. سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی آن از یک هستهٔ بتن مسلح و سیستم قاب بزرگ مهاربندی‌شده تشکیل شده است. مشخصات طراحی برای پنج طبقهٔ اول نیاز به فضای باز داشت. برای جلوگیری از ایجاد مکانیزم طبقهٔ نرم، مهاربندهای کمانش تاب بزرگ به طول حدود ۴۸ متر در این طبقات به‌صورت شورون قرار داده شده‌اند [۱۱].

برج ناگویا لوسنت<sup>۶</sup> یک آسمان‌خراش ۴۰ طبقه‌ای در ناگویای ژاپن است. سیستم مقاوم لرزه‌ای مورد استفاده برای جذب انرژی لرزه‌ای و اطمینان از ایمنی ساختمان در برابر زلزله‌های طولانی‌مدت، شامل مجموعه‌ای از ستون‌های لوله‌ای فولادی پرشده با بتن و سیستم کنترل ارتعاش ساخته‌شده از BRBها است [۱۲]. اگر ظرفیت باربری و سختی اولویت‌های اصلی طراحی باشند، BRBهایی که از لوله‌های فولادی و مقاطع صلیبی ساخته شده‌اند، مطلوب هستند زیرا این مقاطع دوطرفه بوده و استحکام خمشی و سختی یکسانی در هر دو محور اصلی دارند. هزینه‌های مواد، میزان برش و جوشکاری مورد نیاز و سهولت سرهم‌بندی

<sup>4</sup> Dusicka

<sup>5</sup> Tianjin

<sup>6</sup> Nagoya Lucent

<sup>1</sup> Northridge

<sup>2</sup> Berkeley

<sup>3</sup> Kersting

قطعات، عواملی هستند که بر قیمت نهایی محصول تأثیر می‌گذارند. در این راستا، BRBهای ساخته‌شده از لوله فولادی پر شده با بتن هنوز به‌عنوان مقرون‌به‌صرفه‌ترین گزینه‌ها محسوب می‌شوند. با این حال، با پیشرفت‌های صورت گرفته در تحقیقات مواد و تکنیک‌های ساخت و با تکمیل انتقال BRBها از فاز توسعه به فاز تولید، احتمالاً هزینه‌ها کاهش خواهد یافت [۹].

در حالی که آزمایش چرخه‌ای یک محوری می‌تواند رفتار چرخه‌ای BRB را نشان دهد، برای بررسی اثرات تعامل میان نمونه BRB، تیرها و ستون‌ها آزمایش‌های بیش‌تری نیاز است. در سال ۲۰۱۲، سارنو<sup>۱</sup> و مانفردی<sup>۲</sup> آزمایش‌های مقیاس کامل را بر روی دو ساختمان قاب بتن مسلح انجام دادند؛ یکی به‌صورت بازسازی با استفاده از BRB و دیگری بدون آن. نتایج آزمایش نشان داد که پاسخ لرزه‌ای قاب بازسازی شده می‌تواند به‌طور مؤثر با استفاده از سختی محوری و نیروی تسلیم BRBها کنترل شود [۱۳].

BRBFها به دلیل ترکیب سختی و شکل‌پذیری بالا به‌عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم جانبی مؤثر شناخته می‌شوند. کاهش طول BRB و ترکیب آن با مهارندهای الاستیک، مزایای متعددی مانند کاهش مواد مصرفی و هزینه‌های تولید، تسهیل در نصب و تعویض پس از زلزله دارد. مطالعات نشان می‌دهند که کاهش طول BRB تأثیر چشم‌گیری بر سطح مقطع هسته مورد نیاز ندارد و سیستم‌های مهاربند با طول کاهش یافته (RLBRBs) عملکرد بهتری در توزیع پلاستیسیته در ارتفاع سازه و کاهش تغییر مکان‌های باقی‌مانده و بیشینه دارند. همچنین، این مهاربندها اقتصادی‌تر از نمونه‌های بلند بوده و قابلیت جابه‌جایی و جایگزینی ساده‌تری پس از زلزله فراهم می‌کنند [۱۴ و ۱۵].

در سال ۲۰۱۴، پالمرا<sup>۳</sup> و همکاران نتایج آزمایش‌های یک BRBF دوعبده و سه‌عبده را ارائه کردند و نشان دادند BRBها در یک ساختار سیستم، تقاضاهای متفاوتی نسبت به آزمایش یک‌محوره ساده دارند [۱۶]. در سال ۲۰۱۵، ماهرنولتز<sup>۴</sup> و همکاران آزمایش‌های مقیاس بزرگ بر روی BRBهای متصل به قاب‌های بتن مسلح با انگرهای بتن پسانصب شده انجام دادند و نشان دادند که هم شکل‌پذیری و هم مقاومت قاب‌ها می‌تواند به سطح عملکرد لرزه‌ای بسیار بالا افزایش یابد [۱۷]. در سال ۲۰۱۶، پان<sup>۵</sup> و همکاران به‌جای استفاده از انگرهای پسانصب شده، استفاده از BRBF ساخته شده درون قاب‌های بتن مسلح را برای بهبود

مقاومت جانبی، سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی پیشنهاد کردند [۱۸].

در سال ۲۰۱۸، گواررو<sup>۶</sup> و همکاران آزمایش‌های لرزه‌ای بر روی یک قاب چهار طبقه مقیاس شده مجهز به BRB انجام دادند و نشان دادند که BRBها گزینه‌ای عالی برای ساختمان‌های پیش‌ساخته در نواحی با لرزه‌خیزی بالا هستند؛ زیرا می‌توانند به‌طور قابل‌توجهی میرایی را افزایش دهند، اثرات کاهش سختی را به تأخیر بیندازند و دریافت طبقات و جابه‌جایی‌های جانبی سازه را کاهش دهند [۱۹ و ۲۰].

در سال ۲۰۱۹، چو<sup>۷</sup> و همکاران آزمایش‌های چرخه‌ای بر روی سه قاب فولادی مقیاس کامل دو طبقه با یک دهانه مجهز به مهاربند خودمرکز (DC-SCBs)، BRB و ترکیبی از این دو انجام دادند. برخلاف نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌های اجزای جداگانه، قاب مجهز به DC-SCBs بالاترین میزان جذب انرژی را در بین تمامی قاب‌های آزمایشی نشان داد. این موضوع به سختی بالای پس از تسلیم نسبت داده شد [۲۱].

دی‌آیلو<sup>۸</sup> و همکاران دو BRB تمام فولادی قابل‌جداشدن را آزمایش کردند که شامل یک صفحه فولادی مستطیلی و یک پوشش فولادی مهارکننده بود که دو شکل به‌صورت امگا را تشکیل می‌دادند و با پیچ به هم متصل شده بودند. این مهاربند تمام فولادی تا دامنه دریافت طبقه ۱/۵٪ واکنش متقارن نشان داد که معادل با کرنش ۲/۵٪ در هسته بود [۶].

مزلوانی<sup>۹</sup> و همکاران برای بهسازی ساختمان‌های دو طبقه بتن مسلح غیرشکل‌پذیر، یک BRB فولادی پیچ شده را آزمایش کردند. عملکرد جلوگیری از کمانش این مهاربند توسط دو لوله فولادی مستطیلی تأمین شده بود که با اجزای سخت‌کننده پیچ شده به یکدیگر متصل شدند. این مهاربند با شکل‌پذیری ۱۵، عملکرد خوبی از خود نشان داد [۷].

چو و چن<sup>۱۰</sup> نوع خاصی از BRBهای لایه‌ای را معرفی کردند که در آن نیازی به استفاده از مواد بدون چسبندگی نبود. پوشش‌های این مهاربندها از یک کانال فولادی جوش شده به یک صفحه تخت تشکیل شده و با بتن با مقاومت ۴۸ تا ۵۸ مگاپاسکال پر شده بود. این پوشش‌ها با استفاده از پیچ به یکدیگر متصل می‌شدند.

طراحی ارائه شده توسط نویسندگان شامل دستورالعمل‌هایی برای تأمین پایداری کلی مهاربند، سختی موضعی پوشش‌ها و ظرفیت

<sup>6</sup> Guerrero

<sup>7</sup> Chou

<sup>8</sup> D'Aniello

<sup>9</sup> Mazzolani

<sup>10</sup> Chen

<sup>1</sup> Sarno

<sup>2</sup> Manfredi

<sup>3</sup> Palmer

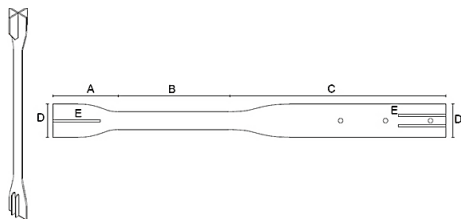
<sup>4</sup> Mahrenholtz

<sup>5</sup> Pan



## ۱-۲- هسته فولادی

وظیفه اصلی هسته، تحمل نیروهای محوری فشاری و کششی است که در طول چرخه‌های بارگذاری وارد می‌شوند. این عضو با طراحی مناسب برای تغییرشکل‌های بزرگ، رفتار غیرخطی مطلوبی از خود نشان داده و عمده انرژی لرزه‌ای را از طریق تغییرشکل پلاستیک جذب و مستهلک می‌کند. هسته مرکزی این BRB ابداعی مشابه سایر BRBها از یک هسته فولادی (شکل (۲)) تشکیل شده است که در آن به چهار قسمت اصلی می‌توان اشاره کرد: قسمت A و C به‌عنوان بخش‌های غیرتسلیم‌شونده در نظر گرفته شده‌اند، درحالی‌که B بخش تسلیم‌شونده را تشکیل می‌دهد. D به عرض یا پهنای هسته اشاره دارد و E مربوط به سخت‌کننده‌های هسته می‌باشد.



شکل ۲- تصویر شماتیک هسته

## ۲-۲- غلاف فولادی

غلاف به‌عنوان یک پوشش برای جلوگیری از کماتش جانبی یا موضعی هسته در هنگام بارگذاری فشاری عمل کرده و امکان بهره‌گیری از ظرفیت کامل محوری هسته را فراهم می‌کند. غلاف در BRBها یکی از اجزای اصلی و بسیار مهم محسوب می‌شود. در این آزمایش، غلاف از ورق فولادی تهیه و اجرا شده است. ورق اصلی مورد استفاده برای ساخت غلاف هسته دارای ضخامت ۱۵ میلی‌متر، عرض ۲۴/۵ سانتی‌متر و طول ۱۶۰ سانتی‌متر است. غلاف به‌صورت دو قطعه از بالا و پایین هسته به‌یکدیگر متصل می‌شود. در شکل (۳) شماتیک قسمت رو به هسته غلاف بالا و پایین نمایش داده شده است.

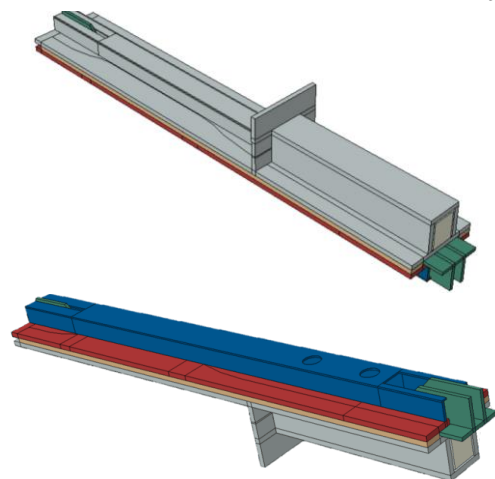
محوری پیچ‌های اتصال بر اساس طول موج کماتش در موده‌های بالاتر بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که در صورت تأمین سختی خمشی کافی برای پوشش‌ها، مهاربندهای پیشنهادی در تغییرشکل جانبی ۲/۴٪ و شکل‌پذیری پلاستیک تجمعی مناسب، پاسخ هیستریزس مناسبی از خود نشان دادند [۲۲].

**رضوی و همکاران** به بررسی و توسعه RLBRBها پرداختند. این پژوهش شامل طراحی، ساخت و آزمایش دو نمونه مهاربند تمام‌فولادی بود. نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند و بدون بروز شکست‌های کلی یا موضعی، کرنش‌های محوری بالای ۵٪ تحمل کردند. رفتار هیستریزس نمونه‌ها پایدار و متقارن بود. همچنین، مدل‌های عددی توسعه یافت و تحلیل‌های چرخه‌ای غیرخطی انجام شد که به درک بهتر از عملکرد هسته و غلاف‌ها و کاربرد RLBRB در سیستم‌های مهاربندی کمک کرد. نتایج نشان داد که کاهش طول هسته باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای، کاهش تغییرمکان‌های باقی‌مانده و افزایش ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود [۲۳].

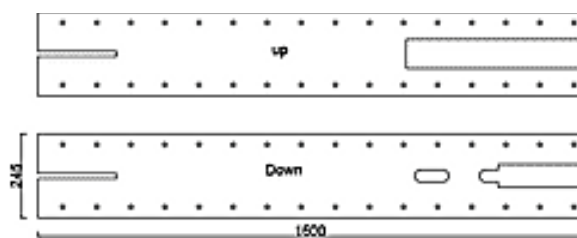
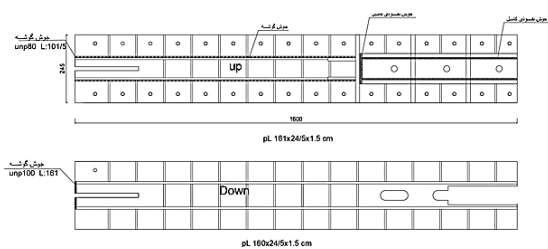
در این مطالعه ابتدا یک مهاربند کماتش‌تاب ابداعی مجهز به الاستومر معرفی شده و سپس با مدل‌سازی عددی BRB مجهز به الاستومر و بدون آن در نرم‌افزار Abaqus، این BRB ابداعی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در انتها نیز تأثیر سختی الاستومر بر روی نتایج عددی بررسی می‌گردد.

## ۲- معرفی BRB ابداعی مجهز به الاستومر

BRB ابداعی مطابق سایر BRBها شامل هسته فولادی، غلاف فولادی و پرکننده است با این تفاوت که به‌وسیله یک الاستومر هسته به غلاف متصل می‌شود. نمونه نهایی در شکل (۱) نمایش داده شده است. در ادامه اجزای تشکیل‌دهنده این BRB معرفی می‌شود.



شکل ۱- BRB ابداعی مجهز به الاستومر



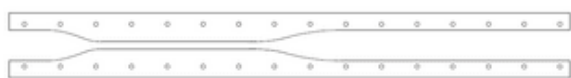
شکل ۳- شماتیک غلاف BRB

جدول ۱- مشخصات نمونه‌ها (cm)

نمونه	عرض ابتدا و انتهای هسته (D)	عرض قسمت تسلیم‌شونده (B)	ضخامت هسته	طول هسته	سخت‌کننده‌های هسته (E)	ابعاد الاستومر
A-1	14	7.5	1	166	$20 \times 8 \times 1$	ندارد
A-2	14	7.5	1	166	$20 \times 8 \times 1$	$51 \times 5 \times 9$

### ۳-۲- پرکننده

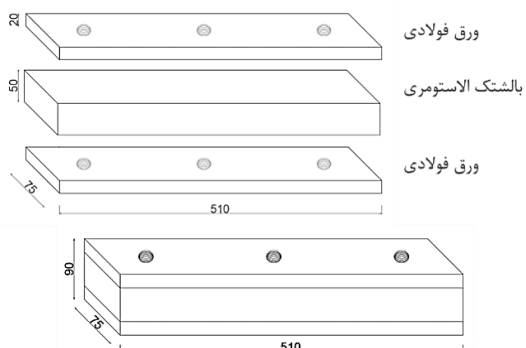
در BRBها، برای پرکردن فضای خالی میان هسته و غلاف و حفظ فاصله مناسب از پرکننده‌ها استفاده می‌شود که پس از سرهم‌بندی، با غلاف یکپارچه می‌شوند. طول آن ۳ سانتی‌متر کوتاه‌تر از غلاف در نظر گرفته شده است. در شکل (۵) پرکننده‌های BRB مجهز به الاستومر نمایش داده شده است.



شکل ۵- شماتیک غلاف BRB

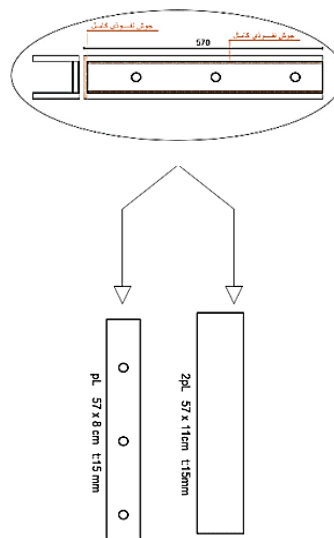
### ۴-۲- الاستومر

در این BRB، از بالشتک الاستومری نئوپرن استفاده شده که مطابق شکل (۶) بین دو ورق فولادی مساوی، مواد لاستیکی الاستومر در این ساختار جای گرفته است. در شکل (۷) نیز یک نمونه الاستومر نئوپرن نشان داده شده است.



شکل ۶- شماتیک الاستومر

برای نصب الاستومر در BRB، غلافی متشکل از سه ورق فولادی ساخته شده است: دو ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متر، عرض ۱۱ سانتی‌متر و طول ۵۷ سانتی‌متر و یک ورق با همان ضخامت، عرض ۸ سانتی‌متر و طول ۵۷ سانتی‌متر (شکل (۴)). این ورق‌ها با جوش نفوذی کامل به شکل ناودانی مونتاژ شده تا الاستومر مهار شود. برای مقابله با تغییر مکان‌ها، کمانش، پیچش و ناپایداری نمونه، در دو سمت نمونه دو ناودانی تعبیه شده است. در سمت دارای الاستومر از ناودانی سایز ۸ با طول  $101/5$  سانتی‌متر و در سمت فاقد الاستومر از ناودانی سایز ۱۰ با طول ۱۶۰ سانتی‌متر استفاده شده است.

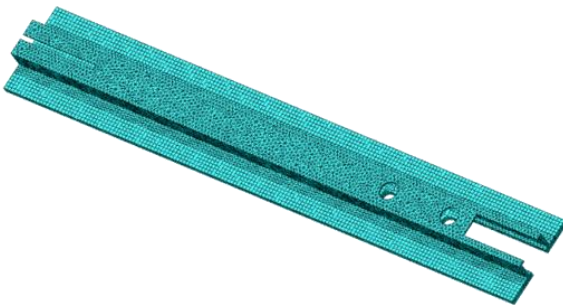


شکل ۴- شماتیک غلاف الاستومر BRB

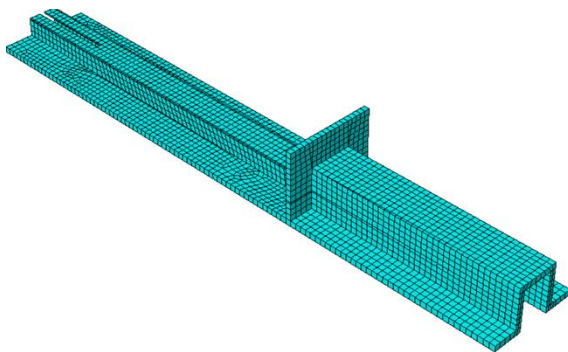
نیز انجام شد. اندازه مش در اجزا از ۵ میلی متر تا ۲۰ میلی متر متغیر است.



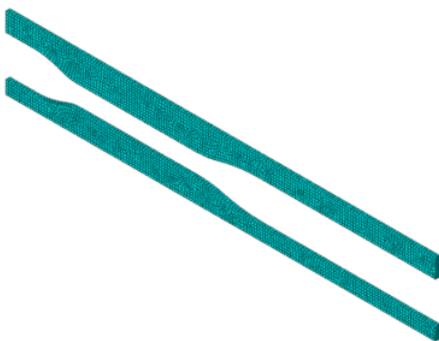
شکل ۹- مش هسته BRB



شکل ۱۰- مش غلاف پایین BRB



شکل ۱۱- مش غلاف بالا BRB



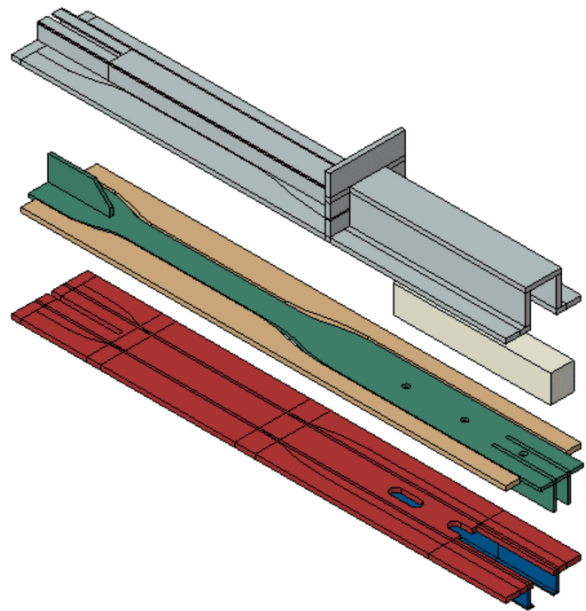
شکل ۱۲- مش پرکننده های BRB



شکل ۷- یک نمونه الاستومر نئوپرن

### ۲-۵- سرهم بندی

پس از نصب هسته بر روی غلاف پایین، پرکننده ها در کنار هسته قرار گرفته با قرارگیری غلاف بالا، الاستومر در جای خود بین هسته و غلاف متصل می شود. وضعیت نهایی BRB ساخته شده در شکل (۸) نمایش داده شده است.



شکل ۸- سرهم بندی BRB مجهز به الاستومر

### ۳- مدل سازی

از نرم افزار Abaqus برای مدل سازی عددی BRB استفاده شد. در این بخش به نحوه مدل سازی BRB و اجزای آن پرداخته می شود.

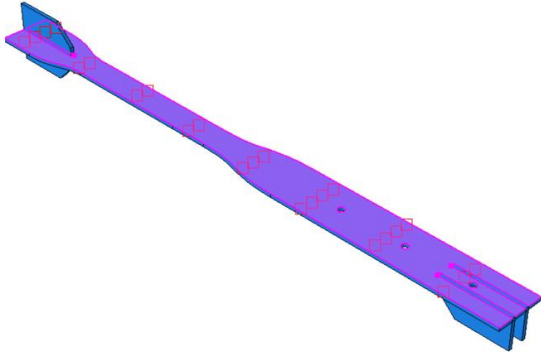
#### ۳-۱- مش

مطابق بخش ۲ این BRB از چهار بخش اصلی شامل هسته، غلاف، پرکننده و الاستومر تشکیل شده است. در شکل های (۹) الی (۱۴) به ترتیب مش اجزای ساخته شده نمایش داده شده است. مش های همه اجزا از نوع  $C3D8R^1$  است. بررسی حساسیت مش

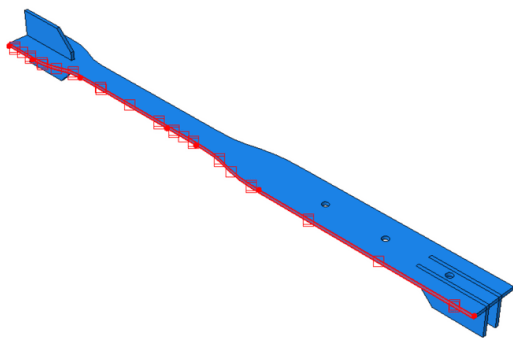
<sup>1</sup> 8-Node Linear Brick, Reduced Integration, Hourglass Control

جدول ۲- مشخصات خصوصیات تماس بین اجزا

Interaction Property	Tangential Behavior	Normal Behavior
IntProp1	Frictionless	Hard Contact
IntProp2	Penalty (Coefficient=0.3)	Hard Contact



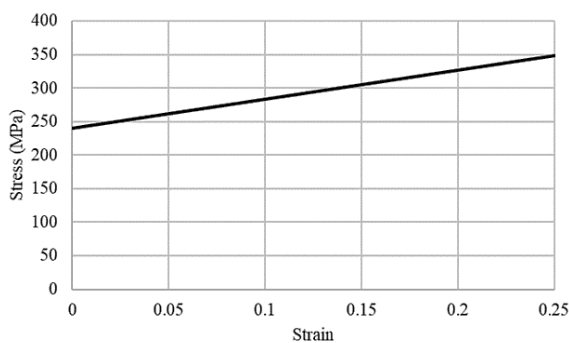
شکل ۱۵- نمونه صفحه تماس هسته با غلاف



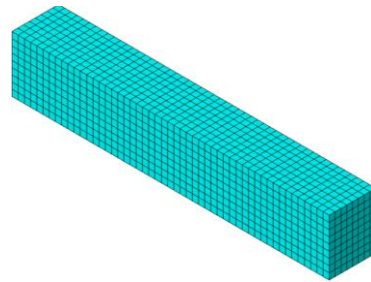
شکل ۱۶- نمونه صفحه تماس هسته با پرکننده

#### ۴-۳- مصالح

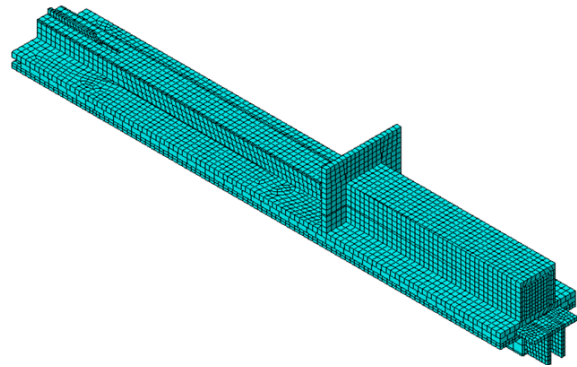
تمامی اجزای BRB فوق از نوع فولاد ST37 در نظر گرفته شد. مطابق شکل (۱۷) نمودار تنش- کرنش واقعی آن نشان داده شده است.



شکل ۱۷- نمودار تنش-کرنش واقعی فولاد ST37



شکل ۱۳- مش الاستومر BRB



شکل ۱۴- مش سرهم‌بندی کامل نمونه BRB مجهز به الاستومر

#### ۲-۳- حلگر

در این مدل تحلیل با استفاده از حلگر Dynamic/Explicit انجام می‌شود چراکه در مقایسه با حلگر Abaqus/Standard، قابلیت زیادی در حل مسائل با ماهیت غیرخطی بالا دارد. همچنین تعداد تماس بین سطوح در این مسئله بالا می‌باشد؛ بنابراین برای همگرایی بیشتر از این حلگر استفاده می‌شود. حلگر Dynamic/Explicit برای مسائل با نرخ تغییرات بالا، نظیر ضربه، برخورد و انفجار یا سطوح پیچیده توسعه یافته و کاربرد دارد.

#### ۳-۳- تماس

در BRB دو تماس تعریف شده است: یک تماس بین صفحه بیرونی هسته و صفحات داخلی غلاف بالا و پایین و تماس دیگر مطابق شکل بین صفحات مجاور پرکننده‌ها و صفحه مجاور هسته. مطابق جدول (۲) تماس از نوع Surface to Surface و دو نوع رفتار مماسی و عمودی با ضریب ۰/۳ تعریف شده است. توجه شود که رفتار مماسی در تماس بین هسته و غلاف از نوع Frictionless در نظر گرفته شده است. بنابراین تماس مطابق شکل (۱۵) صفحات بین هسته و غلاف‌ها از نوع IntProp1 (بدون اصطکاک) و بین هسته و پرکننده از نوع IntProp2 (با ضریب اصطکاک برابر ۰/۳) و مطابق شکل (۱۶) است.

آن به هسته متصل است. در BRB بدون الاستومر مشابه BRBهای مرسوم، غلاف بالا بدون الاستومر بوده و به جای الاستومر یک صفحه در امتداد هسته قرار می‌گیرد.

### ۳-۶- بارگذاری

برای بارگذاری یک جابه‌جایی با تابع Smooth به صفحه ابتدایی هسته داده شد. پروتکل بارگذاری مطابق جدول (۴) است.

جدول ۴- مقادیر بارگذاری

Time/Step	Displacement (mm)
0	0
0.125	8
0.375	-8
0.625	15
0.875	-15
1.125	23
1.375	-23
1.625	30
1.875	-30
2	0

### ۴- نتایج

منحنی هیستریزس حاصل از آنالیز اجزای محدود مدل عددی BRB مجهز به الاستومر و بدون آن در شکل (۱۹) نشان داده شده است. با توجه به نمودار، منحنی در قسمت خطی و الاستیک مشابه یکدیگر هستند. به مرور و تشکیل حلقه‌های هیستریزس، این تغییرات بیش‌تر شده و در چرخه‌های با جابه‌جایی بیش‌تر، شیب قسمت غیرخطی در BRB مجهز به الاستومر افزایش می‌یابد. در شکل (۲۰) قسمتی از غلاف به همراه هسته فولادی در هر دو نمونه BRB نمایش داده شده است. در این شکل برای سهولت نمایش تنش‌های وارد بر قسمت‌های داخلی غلاف، از سایر اجزای BRB صرف‌نظر شده است. تنش‌های زیادی در غلاف هر دو نمونه مشاهده نمی‌شوند.

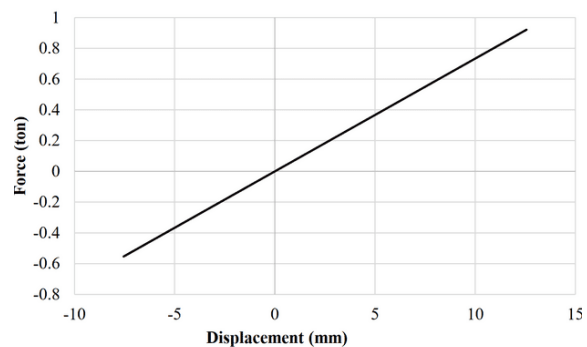
بر اساس آزمایش انجام‌شده بر روی یک قطعه الاستومر (شکل (۷)) نمودار نیرو-جابه‌جایی الاستومر مطابق شکل (۱۸) است. مقدار سختی آن برابر ۷۵۰ نیوتون بر میلی‌متر محاسبه می‌شود.

در جدول (۳) محاسبات مربوط به مدول برشی و الاستیسته آن نمایش داده شده است. مطابق جدول، مقدار ضریب پواسون الاستومر برابر ۰/۵ و تراکم‌ناپذیر (برای همگرایی نتایج ۰/۴۹ فرض می‌شود) در نظر گرفته شده و مقدار مدول الاستیسته برابر ۵/۲۸ مگاپاسکال محاسبه می‌شود.

جدول ۳- محاسبات ضرایب مدول برشی و الاستیسته الاستومر

$$K = G \times \frac{A}{L} \rightarrow 750 = G \times \frac{510 \times 75}{90} \rightarrow G = 1.76 \text{ MPa}$$

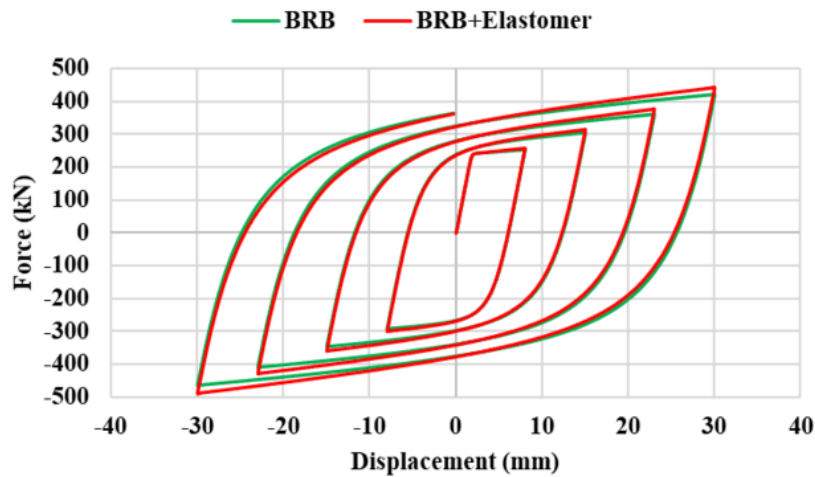
$$\text{if } \nu = 0.5 \rightarrow E = 2(G)(1 + \nu) = 5.28 \text{ MPa}$$



شکل ۱۸- نمودار نیرو-جابه‌جایی الاستومر

### ۳-۵- قیود

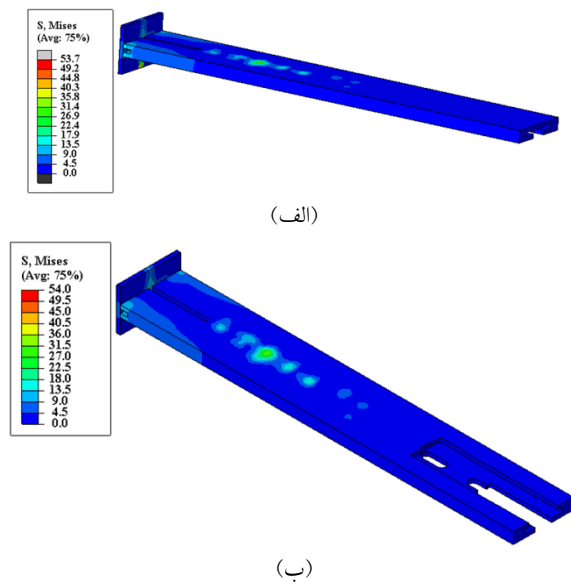
در مدل اصلی پیچ‌ها موجب اتصال غلاف و پرکننده‌ها می‌شود. در مدل‌سازی عددی صفحات بین این دو قطعه به یکدیگر توسط قید Tie به یکدیگر متصل می‌شود. همچنین یک صفحه به انتهای غلاف و هسته نیز توسط قید Tie متصل شده که در انتها، این صفحه انتهایی به‌طور کامل مقید شده است. در BRB مجهز به الاستومر، صفحه بالای الاستومر به غلاف متصل و صفحه پایین



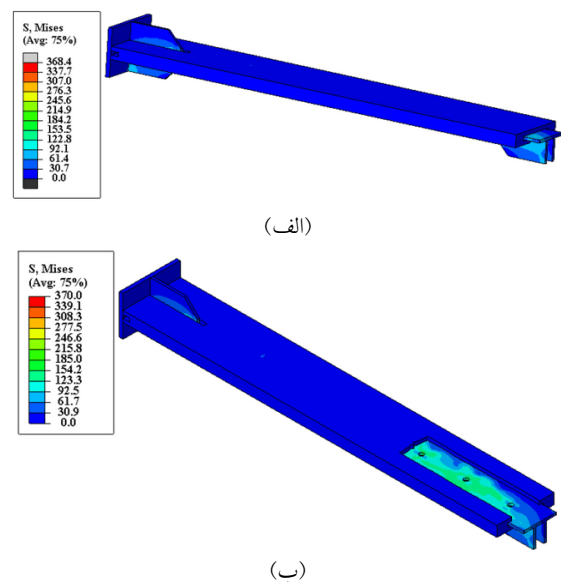
شکل ۱۹- هیستریزس نیرو-جاب‌جایی مدل BRB مجهز به الاستومر (BRB+Elastomer) و BRB بدون الاستومر (BRB)

مقدار تنش حدود ۳۰ مگاپاسکال در وسط غلاف در مکانی که قسمت تسلیم‌شونده هسته واقع شده، رخ داده است.

در شکل (۲۰) توزیع تنش در غلاف فولادی برای هر دو نمونه دیده می‌شود. با توجه به این توزیع، حداکثر تنش حدود ۵۰ مگاپاسکال در صفحه انتهایی هر دو نمونه دیده می‌شود. با این حال

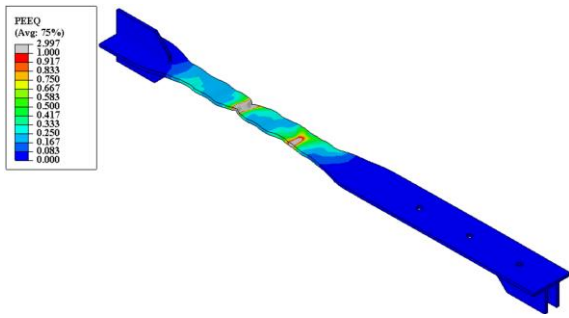


شکل ۲۱- توزیع تنش در غلاف: (الف) BRB بدون الاستومر (ب) BRB مجهز به الاستومر



شکل ۲۰- توزیع تنش در نمونه: (الف) BRB بدون الاستومر (ب) BRB مجهز به الاستومر

در سایر نقاط غلاف، تنش محسوسی دیده نشده و تسلیم رخ نداده است. بنابراین تنش‌های واقع در نمونه‌ها تقریباً یکسان هستند. عدم تسلیم در غلاف به‌خوبی در شکل (۲۲) دیده می‌شود. کرنش پلاستیک به‌واسطه عدم ورود غلاف به محدوده پلاستیک و تسلیم، صفر است.

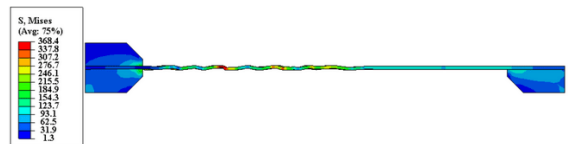


شکل ۲۴- توزیع کرنش پلاستیک هسته BRB مجهز به الاستومر

تعداد کمانش نمونه‌های عددی در شکل (۲۵) نشان داده شده است. بنابراین در نمونه دارای الاستومر، شش و در نمونه بدون الاستومر، پنج کمانش در هسته مشاهده می‌شود.



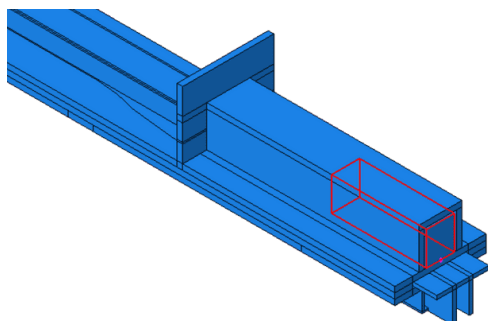
(الف)



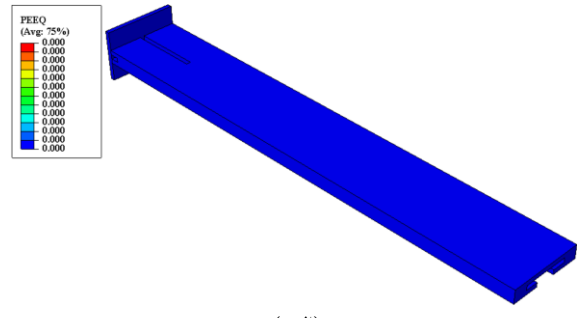
(ب)

شکل ۲۵- مود کمانشی: (الف) BRB بدون الاستومر (ب) BRB مجهز به الاستومر

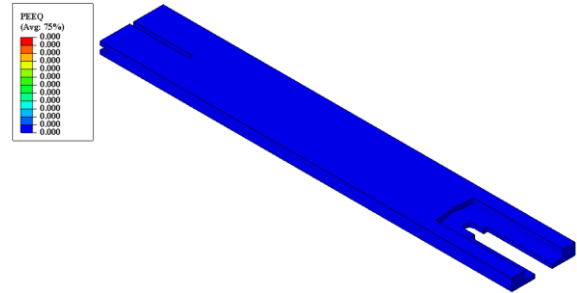
برای بررسی بیش‌تر تأثیر الاستومر در BRB مجهز به الاستومر، با فرض کاهش طول آن، منحنی هیستریزیس مورد بررسی قرار می‌گیرد. بنابراین طول الاستومر از ۵۱۰ میلی‌متر به ۲۵۵ میلی‌متر تغییر می‌یابد که با این تغییر مقدار سختی آن از ۷۵۰ نیوتون بر میلی‌متر به ۱۵۰۰ نیوتون بر میلی‌متر افزایش می‌یابد. شکل (۲۶) قرارگیری الاستومر جدید در نمونه را نمایش می‌دهد.



شکل ۲۶- قرارگیری الاستومر با سختی ۱۵۰۰ نیوتون بر میلی‌متر در بین غلاف و هسته BRB



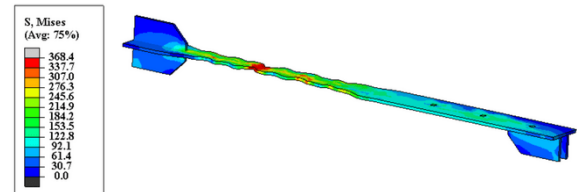
(الف)



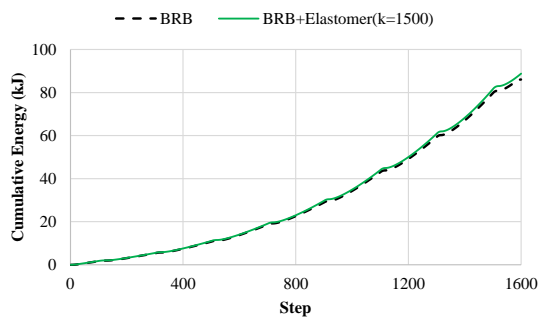
(ب)

شکل ۲۲- توزیع کرنش پلاستیک در غلاف: (الف) BRB بدون الاستومر (ب) BRB مجهز به الاستومر

برای مثال هسته BRB مجهز به الاستومر مطابق شکل (۲۳) دچار خرابی در مود کمانشی شده است. مطابق آن تسلیم اجزا در قسمت تسلیم‌شونده مشخص است. عملکرد صحیح هسته با مود خرابی کمانشی هسته مشهود بوده و توزیع تنش‌ها با فاصله از قسمت تسلیم‌شونده هسته کاهش می‌یابد. در شکل (۲۴) توزیع کرنش پلاستیک مشخص شده است که با توجه به آن، خرابی در محدوده حداکثر تجمع کرنش پلاستیک روی می‌دهد. انتظار می‌رود هسته در آن محدوده دچار گسیختگی و پارگی شود. بنابراین می‌توان این نکته مدنظر گرفته شود که غلاف به هیچ‌عنوان تسلیم نشده است و خرابی به‌طور کلی در هسته رخ داده است.



شکل ۲۳- توزیع تنش هسته BRB مجهز به الاستومر



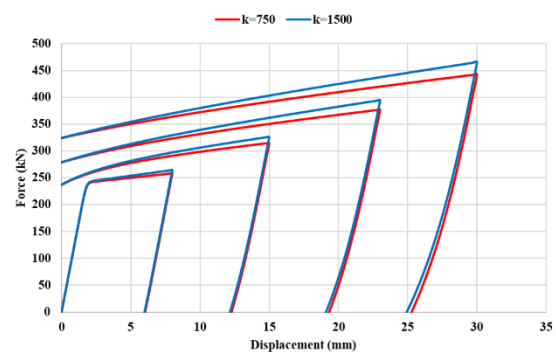
شکل ۲۹- انرژی تجمعی BRB مجهز به الاستومر با سختی ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر و BRB بدون الاستومر

## ۵- نتیجه گیری

در این مطالعه، یک BRB ابداعی مجهز به الاستومر مورد ارزیابی عددی قرار گرفت. این ارزیابی عددی در نرم افزار Abaqus انجام شد. پس از مرور ادبیات فنی، اجزای BRB مذکور به طور کامل توضیح داده شد. نحوه اتصال الاستومر به غلاف و هسته نیز ارائه شده است. سپس نحوه مدل سازی آن با Abaqus بررسی شد. جزئیات مدل سازی شامل اجزا، مش بندی قطعات، نوع حلگر، مشخصات تماس بین اجزا، مصالح مورد استفاده، قیود مورد نظر و در انتها بارگذاری ارائه شد. پس از آنالیز مدل عددی هیستریزیس نیرو-جابجایی BRB مجهز به الاستومر و بدون آن مورد ارزیابی قرار گرفت. نقاط تسلیم و بحرانی غلاف و هسته از منظر توزیع تنش مورد بحث و بررسی قرار گرفت. همچنین سختی پس از تسلیم در BRB مجهز به الاستومر افزایش داشت. مود خرابی BRB از نوع کماتشی بود. در هر دو نمونه به یک تعداد کماتش در هسته مشاهده شد. قرارگیری الاستومر در BRB باعث افزایش سختی پس از تسلیم آن می شود و از این طریق جابه جایی پسماند متناظر نیز کاهش می یابد. با مدل سازی مجدد با نسبت سختی دو برابری الاستومر نسبت به حالت اولیه، افزایش ۲۰ درصدی سختی پس از تسلیم قابل توجه بود. در انتها با مقایسه مقدار انرژی تجمعی اتلافی مشخص شد که نمونه BRB مجهز به الاستومر با سختی ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر حدود ۳/۵٪ از BRB بدون الاستومر، اتلاف انرژی بیشتری دارد.

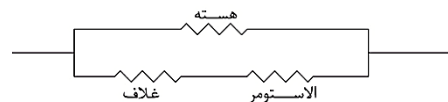
از دیگر مزایای BRB مجهز به الاستومر در مقایسه با BRBهای مرسوم، BRB مجهز به الاستومر حتی پس از وقوع زلزله و گسیختگی هسته، به دلیل اتصال الاستومر به غلاف و نواحی ابتدایی یا غیرالاستیک هسته، توانایی حفظ پایداری سازه را دارا می باشد.

منحنی هیستریزیس نیرو-جابجایی BRB مجهز به الاستومر با سختی ۷۵۰ نیوتن بر میلی متر و ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر در شکل (۲۷) نشان داده شده است. سختی اولیه یکسان است. سختی پس از تسلیم در نمونه با سختی بیشتر الاستومر افزایش یافته است. این افزایش پس از تسلیم، در چرخه های بالاتر به خوبی دیده می شود. با دو برابر شدن سختی الاستومر در BRB مقاومت افزایش یافته و سختی پس از تسلیم نیز افزایش می یابد که خود در کاهش جابه جایی پسماند مؤثر است. افزایش سختی پس از تسلیم در مقایسه دو نمونه حدود ۲۰ درصد است. به این معنا که BRB مجهز به الاستومر با سختی ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر سختی پس از تسلیم حدود ۱/۲ برابر بیشتری را نسبت به BRB مجهز به الاستومر با سختی ۷۵۰ نیوتن بر میلی متر تجربه می کند.



شکل ۲۷- نمودار نیرو-جابجایی BRB مجهز به الاستومر با دو سختی ۷۵۰ نیوتن بر میلی متر و ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر

قطعه الاستومر عملکرد کاملاً الاستیک دارد. این قطعه از یک سو به هسته فولادی و از سوی دیگر به غلاف متصل است. عملکرد این الاستومر مشابه یک فنر سری متصل به غلاف و مجموع آن به صورت موازی متصل به هسته مطابق شکل (۲۸) است. این روند با افزایش سختی پس از تسلیم مهاربند، بهبود چشمگیری در عملکرد کلی آن ایجاد می کند.



شکل ۲۸- مدل سازی رفتاری BRB مجهز به الاستومر به وسیله فنر

مقدار انرژی تجمعی BRB بدون الاستومر و BRB مجهز به الاستومر با سختی ۱۵۰۰ نیوتن بر میلی متر در شکل (۲۹) نشان داده شده است. با توجه به آن با اضافه شدن الاستومر، مقدار انرژی حدود ۳/۵٪ افزایش داشته است.

- [14] Razavi, S.A., Shemshadian, E., Mirghaderi, R., and Ahleghagh, S. (2011), "Seismic design of buckling restrained braced frames with reduced core length",
- [15] Shemshadian, M.E., Razavi, S.A., Mirghaderi, S.R., Hosseini, A., and Mohammadi, M.K. (2011), "The advantages of reducing the length of yielding segment in seismic performance of buckling restrained braced frames", In Sixth International Conference of Seismology and Earthquake Engineering, pp. 1-8.
- [16] Palmer, K.D., Christopoulos, A.S., Lehman, D.E., and Roeder, C.W. (2014), "Experimental evaluation of cyclically loaded, large-scale, planar and 3-d buckling-restrained braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 101, pp. 415-425.
- [17] Mahrenholtz, C., Lin, P.C., Wu, A.C., Tsai, K.C., Hwang, S.J., Lin, R.Y., and Bhayusukma, M.Y. (2015), "Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(1), pp. 59-78.
- [18] Pan, K.Y., Wu, A.C., Tsai, K.C., Li, C.H., and Khoo, H.H. (2016), "Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(14), pp. 2303-2326.
- [19] Guerrero, H., Ji, T., Escobar, J.A., and Teran-Gilmore, A. (2018), "Effects of buckling-restrained braces on reinforced concrete precast models subjected to shaking table excitation", *Engineering Structures*, 163, pp. 294-310.
- [20] Guerrero, H., Escobar, J.A., and Teran-Gilmore, A. (2018), "Experimental damping on frame structures equipped with buckling-restrained braces (BRBs) working within their linear-elastic response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 106, pp. 196-203.
- [21] Chou, C.C., Hsiao, C.H., Chen, Z.B., Chung, P.T., and Pham, D.H. (2019), "Seismic loading tests of full-scale two-story steel building frames with self-centering braces and buckling-restrained braces", *Thin-Walled Structures*, 140, pp. 168-181.
- [22] Chou, C.C., and Chen, S.Y. (2010), "Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces", *Engineering structures*, 32(8), pp. 2108-2121.
- [23] Tabatabaei, S.A.R., Mirghaderi, S.R., and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, 77, pp. 143-160.
- [1] Fujimoto, M.W.A.S. (1988), "A study on the unbonded brace encasted in bucking-restrained concrete and steel tube", *Journal of Structure. Engineering*, AIJ, 34.
- [2] Sabol, T.A. (2004), "An assessment of seismic design practice of steel structures in the United States since the Northridge earthquake", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 13(5), pp. 409-423.
- [3] Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., and Kimura, I. (1999), "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices", In *Proceedings, 68th Annual Convention, Structural Engineers Association of California*, Santa Barbara.
- [4] Kersting, R.A., Fahnestock, L.A., and López, W.A. (2015), "Seismic design of steel buckling-restrained braced frames", *NIST GCR*, pp. 15-917.
- [5] ASTM A36/A36M-19 (2019), "Standard Specification for Carbon Structural Steel", *American Society for Testing and Materials International West Conshohocken*.
- [6] D'Aniello, M., Corte, G.D., and Mazzolani, F.M. (2008), "Experimental Tests of a Real Building Seismically Retrofitted by Special Buckling-Restrained Braces", In *AIP Conference Proceedings*, Vol. 1020, No. 1, pp. 1513-1520. *American Institute of Physics*.
- [7] Mazzolani, F.M., Corte, G.D., and D'Aniello, M. (2009), "Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading", *Journal of Civil Engineering and Management*, 15(1), pp. 7-19.
- [8] Eryaşar, M.E., and Topkaya, C. (2010), "An experimental study on steel-encased buckling-restrained brace hysteretic dampers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(5), pp. 561-581.
- [9] Zhou, Y., Shao, H., Cao, Y., and Lui, E.M. (2021), "Application of buckling-restrained braces to earthquake-resistant design of buildings: A review", *Engineering Structures*, 246, pp. 112991.
- [10] Dusicka, P., and Tinker, J. (2013), "Global restraint in ultra-lightweight buckling-restrained braces", *Journal of Composites for Construction*, 17(1), pp. 139-150.
- [11] L. Bao, D. Wang, J. Zhou, J. Chen, J., Tong, and D. Lu, "Design and rethinking of mega brace in Tianjin 117 tower," *Prog. Steel Build. Struct.*, vol. 2, pp. 43-48, 2014.
- [12] Zhang, G., Chen, P., Zhao, Z., and Wu, J. (2018), "Experimental study on seismic performance of rocking buckling-restrained brace steel frame with liftable column base", *Journal of Constructional Steel Research*, 143, pp. 291-306.
- [13] Di Sarno, L., and Manfredi, G. (2012), "Experimental tests on full-scale RC unretrofitted frame and retrofitted with buckling-restrained braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(2), pp. 315-333.

# استفاده از روش مؤلفه‌ای جهت بهینه‌سازی هزینه اتصال ورق انتهایی در قاب‌های فولادی دوبعدی به کمک الگوریتم ازدحام ذرات

علی صادقی<sup>۱</sup>، محمدرضا سهرابی<sup>۲\*</sup>، سید مرتضی کاظمی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد کاشمر، دانشگاه آزاد اسلامی، کاشمر، ایران

\*زاهدان، صندوق پستی ۹۸۷-۹۸۱۵۵، [Sohrabi@hamoon.usb.ac.ir](mailto:Sohrabi@hamoon.usb.ac.ir)

## چکیده

با توجه به افزایش روزافزون استفاده از اسکلت‌های فولادی در ساختمان‌های ساخته‌شده در ایران و افزایش قیمت پروفیل نسبت به ورق خام، استفاده از تیورق در ساخت اسکلت‌های فولادی رونق فراوان یافته است. اتصالات در تمامی سازه‌ها از جمله سازه‌های فولادی یکی از اجزای اساسی بوده و عامل اصلی یکپارچگی سیستم‌های سازه‌ای به‌شمار می‌آیند. هدف از این پژوهش تعیین ابعاد مطلوب برای اتصالات صفحه انتهایی جهت کاهش هزینه به کمک الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات است؛ به طوری که محدودیت‌های مکانیکی مربوط به لنگر خمشی و سختی آغازین حاصل و همچنین ایمنی و یکپارچگی اتصال به خطر نیفتد. در مدل بهینه‌سازی، شش متغیر طراحی از جمله ابعاد، ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل پیچ‌ها انتخاب شدند تا مقادیر به‌دست‌آمده با نتایج ادبیات گذشته مقایسه شوند. برای محاسبه ممان خمشی و سختی دورانی اتصال از "روش مؤلفه‌ای" موجود در یوروکد ۳ بخش ۸-۱ استفاده شده و همچنین تجزیه و تحلیل و طراحی بهینه اتصالات تیر به ستون برای قاب‌های فولادی دوبعدی در محیط محاسباتی MATLAB صورت پذیرفت. خروجی این برنامه نتایج کاملاً رضایت‌بخشی را در مقایسه با نتایج موجود در ادبیات گذشته نشان می‌دهد؛ به طوری که نتایج به‌دست‌آمده با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی یادشده هزینه اتصالات A، B، C و D از قاب مورد بررسی به ترتیب ۶۷/۲۴ درصد، ۵/۲۹ درصد، ۵۵/۱۰ درصد و ۵۶/۴۴ درصد در مقایسه با پژوهش کابرو و بایو در سال ۲۰۰۵ و همچنین هزینه اتصالات A و C از قاب مورد بررسی به ترتیب ۸/۰۷ درصد و ۰/۲۲ درصد نسبت به پژوهش دیاز و همکاران در سال ۲۰۱۲ کاهش یافت.

## واژگان کلیدی

روش مؤلفه‌ای، بهینه‌سازی سازه، اتصالات تیر به ستون فولادی، اتصالات صفحه انتهایی پیچی، الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات

## Using the component method to optimize the cost of end plate connection in 2D steel frames using particle swarm optimization

A. Sadeghi, M.R. Sohrabi, S.M. Kazemi

### Abstract

Due to the increasing use of steel frames in buildings built in Iran and the increase in the price of profiles compared to raw sheets, the use of plate girders in the construction of steel frames has become significantly popular. Connections are one of the basic components in all structures, including steel structures, and are considered the main factor in the integrity of structural systems. The purpose of this research is to determine the optimal dimensions for the end plate connections to reduce the cost using particle swarm optimization algorithm, so that the mechanical limitations related to the bending moment and the resulting initial stiffness, as well as the safety and integrity of the connection, are not compromised. In the optimization model, six design variables including the dimensions and thickness of the end plate, the diameter and location of the bolts were selected to compare the obtained values with the results of the past literature. To calculate the bending moment and rotational stiffness of the connection, the "component method" found in Eurocode 3-part 1-8 was used, and the analysis and optimal design of beam-to-column connections for two-dimensional steel frames was done in the MATLAB computing environment. The output of this program shows completely satisfactory results compared to the results in the past literature, so that the results obtained by using the aforementioned optimization algorithm show the cost of connections A, B, C and D of the investigated frame, respectively cost reductions of 46.24%, 5.29%, 55.10% and 56.44% by compared to the research of Cabrero and Bayo in 2005. Also, the cost of connections A and C of the examined frame decreased by 8.07% and 0.22%, respectively, compared to Diaz et al.'s research in 2012.

### Keywords

Component Method, Steel Moment Connection, Structural Optimization, Steel Beam-Column Connections, Bolted end-Plate Connections, Particle Swarm Optimization Algorithm

## ۱- مقدمه

یکی از اهدافی که در بهینه‌سازی سازه‌ها مدنظر است، به حداقل رساندن وزن یا حجم سازه است. در قاب‌های فولادی مشاهده می‌شود که اتصالات بین اجزا، به‌ویژه اتصالات تیر به ستون تنها نشان‌دهنده بخش کوچکی از وزن کل سازه است. با این حال، هزینه ساخت چنین اتصالاتی به‌علت این که از چندین قطعه مختلف با جزئیات خاص و روش‌های متفاوت ساخت تشکیل شده‌اند، قابل توجه است. مطالعات قبلی نشان داده است هزینه ساخت اتصالات به‌طور مستقیم به مقدار سختی چرخشی اتصال بستگی دارد [۱]. اتصالات ورق انتهایی بخش مهمی از سازه‌های فولادی را تشکیل می‌دهند و هزینه قابل توجهی از ساخت را به خود اختصاص می‌دهند. این اتصالات را می‌توان با استفاده از روش‌های کلاسیک طراحی که بر پایه روابط تحلیلی هستند، طراحی کرد؛ اما این روش‌ها معمولاً تمامی متغیرهای تأثیرگذار را به‌طور هم‌زمان در نظر نمی‌گیرند و منجر به طرح‌هایی می‌شوند که از لحاظ اقتصادی یا عملکردی بهینه نیستند. روش‌های بهینه‌سازی، مانند الگوریتم ازدحام ذرات، قادر هستند با بررسی ترکیبات مختلف متغیرهای طراحی (از جمله ابعاد و ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل پیچ‌ها)، طرح‌هایی ارائه دهند که باعث کاهش مصرف مصالح و هزینه‌های ساخت، بدون کاهش ایمنی و عملکرد اتصال شوند. حتی اگر تفاوت‌های حاصل از بهینه‌سازی کوچک باشند، در پروژه‌های بزرگ که شامل تعداد زیادی اتصال هستند، این کاهش هزینه‌ها و مصرف مصالح می‌تواند تأثیر چشمگیری داشته باشد. لذا هدف در این پژوهش محاسبه هزینه واقعی اتصال صفحه انتهایی و کاهش این هزینه به کمک الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات است.

در سال‌های اخیر، روش‌های متعددی برای کاهش هزینه‌های اتصالات نیمه‌صلب به‌ویژه با هدف به حداقل رساندن وزن پروفیل‌های سازه‌ای ارائه شده است. عموماً ابعاد پروفیل‌ها، به‌عنوان متغیر طراحی در نظر گرفته می‌شدند نه اجزای اتصالات؛ لذا این مدل‌ها تضمینی بر بهینه‌شدن اتصال به‌وجود آمده نیستند.

مطالعات زیادی توسط پژوهشگران با هدف بهینه‌سازی اتصالات نیمه‌صلب انجام شده است.

**سیمونز<sup>۱</sup>** و **همکاران** در سال (۱۹۹۶) یک روش محاسباتی را برای بهینه‌سازی هزینه اتصالات نیمه‌صلب با استفاده از سختی و ابعاد پروفیل‌ها به‌عنوان متغیرهای طراحی ارائه دادند [۲]. **فانلا<sup>۲</sup>** و **همکاران** در سال (۲۰۰۰) حدود مجاز را برای سختی چرخشی اتصالات تیر به ستون تعیین کردند [۳]. **لیما<sup>۳</sup>** و **همکاران** در سال (۲۰۰۵) به کمک الگوریتم ژنتیک سختی پساحدی، اتصالات نیمه‌گیردار را مورد بررسی قرار دادند؛ مدل تحلیلی آن‌ها برگرفته از روش مؤلفه‌ای بود [۴]. **هایالی اوغلو<sup>۴</sup>** و **دگرتکین<sup>۵</sup>** در سال (۲۰۰۵) با استفاده از الگوریتم ژنتیک به بهینه‌سازی اتصالات نیمه‌صلب با هدف به حداقل رساندن هزینه اتصال پرداختند [۵]. **کابرو<sup>۶</sup>** و **بایو<sup>۷</sup>** در سال (۲۰۰۵) روشی را برای بهینه‌سازی اتصالات نیمه‌صلب جهت به‌دست آوردن مقادیر نظری لنگر خمشی و سختی دورانی ارائه نمودند [۶]. **دگرتکین** و **هایالی اوغلو** در سال (۲۰۱۰) الگوریتمی بر اساس جستجوی هارمونی جهت به حداقل رساندن هزینه اتصالات نیمه‌صلب ارائه کردند [۷]. **دیاز<sup>۸</sup>** و **همکاران** نیز در سال (۲۰۱۲) به بهینه‌سازی اتصالات نیمه‌صلب با استفاده از الگوریتم ژنتیک پرداختند، آن‌ها اجزای تشکیل‌دهنده اتصال یعنی ابعاد و ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل قرارگیری پیچ‌ها را به‌عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفتند [۸].

**یاسمی** و **اشتری** در سال (۲۰۱۵) از ترکیب بین الگوریتم ژنتیک و منطق فازی برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های فولادی صلب و نیمه‌صلب استفاده کردند [۹]. **فریدمهر** و **همکاران** در سال (۲۰۲۱) به‌منظور بررسی اتصالات فولادی، هوش مصنوعی و روش مؤلفه‌ای را با هم در آمیختند [۱۰]. **کوهه<sup>۹</sup>** در سال (۲۰۲۱) جهت توسعه نمودارهای لنگر-دوران از شبکه عصبی مصنوعی در چهارچوب بحث روش مؤلفه‌ای استفاده کرد [۱۱]. **عسکریان** و **همکاران** در سال (۲۰۲۲) نوع جدیدی از اتصال خمشی تیر به ستون با ورق‌های میان‌گذر ارائه دادند که در آن بیش از چهار تیر

<sup>1</sup> Simões

<sup>2</sup> Faella

<sup>3</sup> Lima

<sup>4</sup> Hayalioglu

<sup>5</sup> Degertekin

<sup>6</sup> Cabrero

<sup>7</sup> Bayo

<sup>8</sup> Díaz

<sup>9</sup> Kueh

می‌تواند به یک ستون با زاویه دلخواه متصل شود [۱۲]. این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار آباکوس<sup>۱</sup> انجام گرفت و بیانگر کارآمدی این نرم‌افزار در مدل‌سازی رفتار دقیق و نزدیک به واقعیت اتصالات فولادی بود.

در سال (۲۰۲۳) روش مؤلفه‌ای پیشرفته توسط صادقی و همکاران ارائه شد [۱۳]؛ در این پژوهش بخش پلاستیک نمودار لنگر-دوران فرای دستورالعمل یوروکد ۳ توسعه یافت و سپس برای دو اتصال مستقیم جوشی تیر به ستون و صفحه انتهایی اجرا و با نمودار لنگر-دوران محاسبه شده از روش آزمایشگاهی و روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس راستی‌آزمایی گردید. در سال (۲۰۲۴) صادقی و همکاران به بهینه‌سازی هزینه اتصال صفحه انتهایی که از پژوهش کوئیلو<sup>۲</sup> و بیجلارد<sup>۳</sup> در سال (۲۰۰۷) برداشت شده بود، پرداختند [۱۴]. آن‌ها توانستند بدون تأثیر بر محدودیت‌های مکانیکی، ایمنی و یکپارچگی اتصال با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی PSO، SO، و TLBO هزینه اتصال صفحه انتهایی را تا ۶۰٪ کاهش دهند [۱۵-۱۷].

در پژوهشی دیگر صادقی و همکاران در سال (۲۰۲۴) به توسعه روش مؤلفه‌ای جهت محاسبه سختی اولیه اتصالات صفحه انتهایی اصطکاکی پرداختند. موضوعی که در یوروکد ۳ به آن اشاره نشده و باعث می‌شود نتایج به دست آمده دقت کافی را نداشته باشد، بحث پیش‌تندگی پیچ‌ها است. به این منظور نویسندگان توانستند رابطی جدید را جهت محاسبه سختی المان‌های فنی مدل‌کننده بال ستون در خمش، ورق انتهایی در خمش و پیچ‌ها در کشش که جهت پیش‌بینی سختی دورانی اتصالات با ورق انتهایی با پیچ‌های پیش‌تند شده لازم هستند، ارائه دهند.

در این پژوهش قاب دوبعدی دو طبقه سه دهانه که در گذشته توسط محققین مورد بهینه‌سازی قرار گرفته است، بررسی می‌شود. این قاب در گذشته توسط کابرو و بایو بهینه‌سازی شده و پروفیل‌های تیر و ستون آن در نرم‌افزار انسیس<sup>۴</sup> طراحی شده‌اند [۶]. در این پژوهش بهینه‌سازی هزینه اتصال صفحه انتهایی بررسی می‌شود. متغیرهای طراحی ابعاد و ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل پیچ‌ها در نظر گرفته می‌شود. حداقل و حداکثر مقادیر پارامترهای هندسی مطابق مقررات موجود از آیین‌نامه‌های اتصالات اروپا است [۱۸]. تعیین ابعاد مطلوب برای اتصالات صفحه انتهایی جهت کاهش هزینه طوری است که محدودیت‌های

مکانیکی مربوط به لنگر خمشی و سختی آغازین حاصل و همچنین ایمنی و یکپارچگی اتصال به خطر نیافتد. از روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات (PSO) برای بهینه‌سازی هزینه اتصال صفحه انتهایی استفاده می‌شود. جهت تجزیه و تحلیل و طراحی بهینه هزینه اتصالات، محدودیت‌های هندسی و مونتاژ و قیود لنگر خمشی و سختی دورانی اتصال در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه ممان خمشی و سختی دورانی اتصال از "روش مؤلفه‌ای" موجود در یوروکد ۳ بخش ۸-۱ استفاده شده است. از ابزار محاسباتی متلب<sup>۵</sup> جهت کدنویسی روش بهینه‌سازی و تلفیق آن با روش مؤلفه‌ای استفاده می‌شود.

بر اساس یوروکد ۳ مقاومت خمشی اتصال صفحه انتهایی پیچی طبق رابطه زیر به دست می‌آید [۱۹]:

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{tr,Rd} \cdot h_r \quad (1)$$

( $F_{tr,Rd}$ ) مقاومت کششی ردیف  $r$ ام است و ( $h_r$ ) فاصله ردیف پیچ  $h_r$  از مرکز بال فشاری تیر فرض می‌شود. مقاومت کششی مؤثر یک ردیف پیچ را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد.

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,wc,Rd}, F_{t,fc,Rd}, F_{t,ep,Rd}, F_{t,wb,Rd}) \quad (2)$$

که ( $F_{t,wb,Rd}$ )، ( $F_{t,ep,Rd}$ )، ( $F_{t,fc,Rd}$ ) و ( $F_{t,wc,Rd}$ ) به ترتیب مقادیر طراحی مؤلفه‌های جان تیر در کشش، صفحه انتهایی در خمش، بال ستون در خمش و جان ستون در کشش هستند که به کمک روابط زیر طبق یوروکد ۳ محاسبه می‌شوند [۱۹]:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (3)$$

( $b_{eff,t,wb}$ ) عرض مؤثر جان تیر در کشش، ( $t_{wb}$ ) و ( $f_{y,wb}$ ) به ترتیب ضخامت و تنش تسلیم جان تیر هستند. ( $\gamma_{M0}$ ) ضریب ایمنی مربوط به مصالح فولادی است که معمولاً در طراحی سازه‌ها برای تأثیرگذاری ملاحظات ایمنی در نظر گرفته می‌شود.

$$F_{t,ep,Rd} = \frac{b_{eff,b,ep} t_{ep} f_{y,ep}}{\gamma_{M0}} \quad (4)$$

( $b_{eff,b,ep}$ ) عرض مؤثر ورق انتهایی در خمش، ( $t_{ep}$ ) و ( $f_{y,ep}$ ) به ترتیب ضخامت و تنش تسلیم ورق انتهایی هستند.

$$F_{t,fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fc}}{\gamma_{M0}} \quad (5)$$

( $b_{eff,b,fc}$ ) عرض مؤثر بال ستون در خمش است و به صورت  $b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2s + 7kt_{wc}$  برای ستون بدون تقویت محاسبه می‌شود. در این رابطه ( $s$ ) برای مقاطع با سطح مقطع I یا

<sup>5</sup> Matlab

<sup>1</sup> Abaqus  
<sup>2</sup> Coelho  
<sup>3</sup> Bijlaard  
<sup>4</sup> Ansys



$$S_{j,ini} = \frac{Ez_{eq}^2}{\frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad (10)$$

( $E$ ) مدول الاستیسیته، ( $z_{eq}$ ) بازوی لنگرگیری، ( $k_{cws}$ ) و ( $k_{cwc}$ ) به ترتیب سختی جان ستون در برش و فشار، ( $k_{eq}$ ) سختی کلی معادل که از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

سختی دورانی اتصال به صورت رابطه (۱۱) نوشته می‌شود. [۱۹]:

$$S_j = \frac{Ez_{eq}^2}{\mu \left( \sum_i \frac{1}{k_i} \right)} \quad (11)$$

( $k_i$ ) ضریب سختی برای مؤلفه  $i$  است، ( $z_{eq}$ ) بازوی لنگرگیری و ( $\mu$ ) نسبت سختی  $\frac{S_{j,ini}}{S_j}$  است که بر اساس رابطه زیر تعیین می‌گردد [۱۹]:

$$\text{if } M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad \mu = 1 \quad (12)$$

$$\text{if } \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad \mu = \left( \frac{1.5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\Psi$$

در این رابطه، ( $M_{j,Ed}$ ) لنگر خمشی داخلی اعمالی است که می‌تواند کم‌تر از لنگر الاستیک ( $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ ) یا در میان لنگر الاستیک و لنگر مقاوم طراحی ( $M_{j,Rd}$ ) قرار گیرد. ( $\Psi$ ) به نوع اتصال وابسته بوده که برای اتصال صفحه انتهایی برابر با ۲/۷ است [۱۹].

## ۲- روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات

روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات یک فن بهینه‌سازی بر پایه قوانین احتمال و از نوع الگوریتم‌های تکاملی است. ایده اولیه آن توسط راسل ابهارت<sup>۱</sup>، دانشمند علوم رایانه و جیمز کندی<sup>۲</sup>، روانشناس مسئله‌های اجتماعی مطرح شد. این روش از رفتار اجتماعی دسته پرنده‌ها و ماهی‌ها، هنگامی که به دنبال غذا هستند و کوچ می‌کنند، برای هدایت مجموعه آن‌ها به منطقه امیدبخش در فضای جستجو، الهام گرفته شده است [۱۵].

هوش جمعی، خاصیتی نظام‌مند است که در این سیستم، ذره‌ها به‌طور محلی باهم همکاری می‌نمایند و رفتار جمعی تمام ذره‌ها، باعث یک همگرایی در نقطه‌ای نزدیک به جواب بهینه کلی می‌شود. در این روش، هر ذره خودمختاری نسبی دارد که می‌تواند در سراسر فضای جواب مسئله حرکت کند و با سایر ذره‌ها همکاری داشته باشد.

برای شبیه‌سازی روش گروه ذره‌ها، ابتدا یک گروه از جواب‌های تصادفی شروع به کار می‌کند، سپس برای یافتن جواب بهینه در فضای مسئله، با به‌هنگام کردن موقعیت و سرعت ذره‌ها

H شکل نوردشده برابر با  $s = r_c$  و برای مقاطع با سطح مقطع I یا H شکل جوشی  $s = \sqrt{2}a_c$  در نظر گرفته می‌شود. ضریب ( $k$ ) در رابطه، عرض مؤثر بال ستون در خمش به صورت  $k = \frac{t_{fc}}{t_{fb}} \cdot \frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}}$  به دست می‌آید که حداکثر مقدار آن برابر یک است، یعنی ( $k \leq 1$ ) [۱۹].

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

( $b_{eff,t,wc}$ ) عرض مؤثر جان ستون در کشش، ( $t_{wc}$ ) و ( $f_{y,wc}$ ) به ترتیب ضخامت و تنش تسلیم جان ستون هستند. ( $\omega$ ) نیز ضریب کاهش مقاومت جان ستون است [۱۹].

مقاومت کششی مؤثر ردیف‌های پیچ باید به گونه‌ای که از مقاومت برشی چشمه اتصال ستون و مقاومت فشاری اتصال تجاوز نکند، کاهش یابد. علاوه بر این، ردیف‌های متوالی پیچ می‌توانند به صورت گروهی عمل کنند، بنابراین باید مقاومت طراحی پیچ‌ها به صورت گروهی جهت یافتن مقاومت کششی مؤثر را در نظر گرفت. در خصوص ارزیابی سختی اولیه گره از روش پیشنهادشده در یوروکد ۳ استفاده می‌شود.

سختی اولیه گره با ترکیب سختی کششی مؤلفه‌های منفرد به دست می‌آید. در مرحله نخست شکل‌پذیری کششی ( $\frac{1}{k_{eff,r}}$ ) برای هر ردیف پیچ به صورت مجموع شکل‌پذیری‌های تمامی مؤلفه‌های درگیر در آن ردیف پیچ محاسبه می‌شود.

$$\frac{1}{k_{eff,r}} = \frac{1}{k_{cwt,i}} + \frac{1}{k_{cfb,i}} + \frac{1}{k_{ep,i}} + \frac{1}{k_{b,i}} \quad (7)$$

که در آن ( $k_{cwt,i}$ )، ( $k_{cfb,i}$ )، ( $k_{ep,i}$ ) و ( $k_{b,i}$ ) به ترتیب مقادیر سختی مؤلفه‌های جان ستون در کشش، بال ستون در خمش، ورق انتهایی در خمش، و پیچ‌ها در کشش در ردیف نام هستند؛ سختی کلی معادل ( $k_{eq}$ ) ردیف‌های کششی پیچ با فرض دوران صلب جان تیر حول مرکز فشار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$k_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i}{z_{eq}} \quad (8)$$

در این رابطه، بازوی اهرم ( $z_{eq}$ ) برابر است با:

$$z_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i^2}{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i} \quad (9)$$

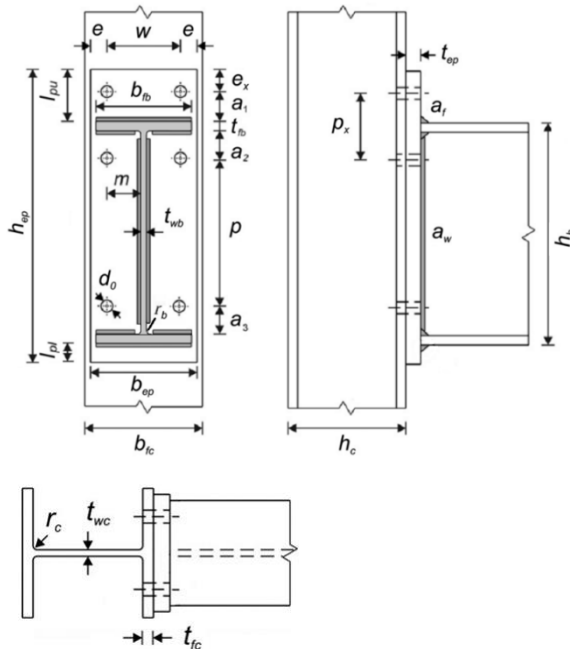
در پایان، سختی دورانی آغازین اتصال می‌تواند با ترکیب مناسب سختی مؤلفه‌های مستقل ردیف‌های پیچ (یعنی جان ستون در برش و فشار) با سختی کلی ردیف‌های کششی پیچ معادل ( $k_{eq}$ ) بر اساس رابطه زیر محاسبه شود:

<sup>1</sup> Russel Ebbart  
<sup>2</sup> James Kennedy



### ۳- تعریف اجزای اتصال صفحه انتهایی پیچی

پارامترهای هندسی اتصال نیمه‌گیردار صفحه انتهایی در شکل (۱) ارائه شده است [۸].



شکل ۱- اتصال صفحه انتهایی پیچی [۸]

- الف- تیر: ضخامت بال ( $t_b$ )، عرض بال ( $b_b$ )، ارتفاع ( $h_b$ )، ریشه شعاع ( $r_b$ ) و ضخامت جان ( $t_{wb}$ ).
- ب- ستون: ضخامت بال ( $t_c$ )، عرض بال ( $b_c$ )، ارتفاع ( $h_c$ )، ریشه شعاع ( $r_c$ ) و ضخامت جان ( $t_{wc}$ ).
- ج- پیچ: فاصله بین ردیف‌های کششی ( $p_x$ )، فاصله بین ردیف کششی پایین و ردیف فشار ( $p$ )، فاصله ردیف کششی بالا تا بالای صفحه انتهایی ( $e_x$ )، فاصله تا لبه ( $e$ )، فاصله بین ردیف اول و بالای بال بالایی تیر ( $a_1$ )، فاصله بین ردیف دوم و پایین بال بالایی تیر ( $a_2$ )، فاصله بین ردیف سوم و بالای بال پایین تیر ( $a_3$ )، فاصله افقی بین پیچ و جان تیر ( $m$ )، فاصله افقی بین پیچها ( $w$ )، قطر سوراخ ( $d_o$ ) و قطر اسمی پیچ ( $d_b$ ). توجه داشته باشید که مقدار  $d_o$  طبق معادله (۱۶) به مقدار  $d_b$  وابسته است.
- د- صفحه انتهایی: فاصله لبه بالایی تا بال بالایی تیر ( $l_{pu}$ )، فاصله لبه پایینی تا زیر بال پایین تیر ( $l_{pl}$ )، ارتفاع ( $h_{ep}$ )، ضخامت ( $t_{ep}$ ) و عرض ( $b_{ep}$ ).
- ه- بار: ضخامت سخت‌کننده ( $t_s$ ) که برابر با  $t_b$  در نظر گرفته می‌شود.
- و- ضخامت گلوگاه جوش: بال تیر و صفحه انتهایی ( $a_f$ )، جان تیر و صفحه انتهایی ( $a_w$ ).

به جستجو می‌پردازد. هر ذره با دو مقدار  $x$  و  $v$  که به ترتیب معرف موقعیت و سرعت هستند، مشخص می‌گردد. در هر مرحله از حرکت مجموعه، هر ذره از طریق دو مقدار بهترین، به‌هنگام می‌شود. اولین مقدار، موقعیت بهترین جواب از لحاظ شایستگی است که تاکنون برای هر ذره به‌طور جداگانه به‌دست آمده است. این مقدار که بیانگر بهترین تجربه شخصی آن ذره از ابتدای روند بهینه‌سازی تاکنون می‌باشد،  $best$  نامیده می‌شود. دومین مقدار، بهترین موقعیتی است که تاکنون در بین همه ذره‌ها به‌دست آمده است، این مقدار که بیانگر بهترین تجربه کل گروه ذره‌ها می‌باشد، با  $G_{best}$  نشان داده می‌شود. موقعیت جدید همه ذره‌ها در یک مرحله  $x_i^k$  بر اساس موقعیت فعلی آن‌ها  $x_i^{k-1}$  و بردار سرعت  $v_i^k$  به‌صورت رابطه (۱۳) تعیین می‌شود [۱۵].

$$x_i^k = x_i^{k-1} + v_i^k \quad (13)$$

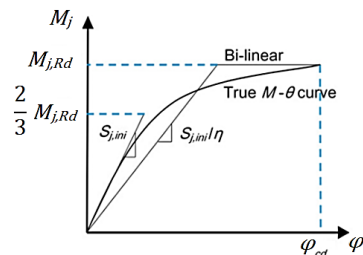
بردار سرعت ( $v_i^k$ ) بر اساس ترکیبی از بهترین تجربه شخصی ذره ( $P_{best}$ ) و بهترین تجربه شخصی گروه ذره‌ها ( $G_{best}$ ) مطابق رابطه (۱۴) تولید می‌شود.

$$v_i^k = wv_i^{k-1} + c_1 \text{rand}_1(P_{best_i} - x_i^{k-1}) + c_2 \text{rand}_2(P_{best_g} - x_i^{k-1}) \quad (14)$$

در این رابطه، ( $w$ ) ضریب تأثیر بردار سرعت ذره در مرحله قبلی  $v_i^{k-1}$  است که در بازه  $0/4$  تا  $0/9$  به‌صورت خطی در طی روند تکامل ذره‌ها کاهش می‌یابد. این ضریب، باعث ایجاد تعادل در جستجوی محلی و جستجوی کلی در روش می‌شود. انتخاب مناسب  $w$ ، باعث تکرار کم‌تر فرآیند برای رسیدن به نقطه بهینه می‌شود. ( $c_1$ ) پارامتر شناخت فردی است که باعث می‌شود ذره به سمت بهترین نقطه‌ای که خود و نقاط نزدیک آن پیدا کرده‌اند، حرکت کند. این ضریب، به‌عنوان ضریب تحریک به‌کار می‌رود. ( $c_2$ ) پارامتر شناخت اجتماعی بوده و به‌عنوان ضریب تحریک نیز به‌کار می‌رود. این ضریب باعث می‌شود که ذره به سمت بهترین نقطه‌ای که ذره‌ها تا به حال کسب کرده‌اند، حرکت کند. تنظیم ضرایب  $c_1$  و  $c_2$  در روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات مهم هستند. هر مقدار که ضریب  $c_1$  بیش‌تر گردد، به این مفهوم است که ذره‌ها به تجربه شخصی خود اهمیت بیش‌تری می‌دهند. اگر ضریب  $c_2$  افزایش یابد، ذره‌ها به تجربه گروه ذره‌ها اهمیت بیش‌تری می‌دهند. مقدار این دو ضریب عددی بین  $1/5$  تا  $2$  می‌باشد که بر اساس نوع مسئله می‌تواند تغییر کند. پیشنهاد شده است که مجموع این دو ضریب  $4$  باشد و همچنین در حالت کلی مقدار این ضریب‌ها  $2$  در نظر گرفته شود. علاوه بر این،  $\text{rand}$  تولیدکننده یک مقدار تصادفی بین صفر و یک است [۱۵].

## ۳-۱- تجزیه و تحلیل اتصال نیمه‌صلب

قاب‌های فولادی در گذشته با این فرض طراحی می‌شدند که اتصالات تیر به ستون به‌طور ایده‌آل پین شده یا کاملاً صلب هستند، یعنی سختی دورانی آن به‌صورت صفر یا بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شد. درحالی‌که این فرضیات رفتار واقعی اتصال را منعکس نمی‌کرد؛ اتصالات واقعی همیشه دارای درجه خاصی از سختی چرخشی و مقاومت خمشی هستند و رفتاری بین دو فرض ذکر شده دارند که اتصالات نیمه‌صلب نامیده می‌شوند. در حال حاضر طیف وسیعی از مطالعات در مورد قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب وجود دارد [۲۰-۲۳]. این مطالعات تأکید دارند که هنگام تجزیه و تحلیل یک قاب، رفتار چرخشی اتصالات باید در نظر گرفته شود. رفتار واقعی یک اتصال را می‌توان با استفاده از منحنی لنگر-دوران ( $M_j-\phi$ ) مورد ارزیابی قرار داد (شکل (۲)).



شکل ۲- نمودار لنگر-دوران اتصال ایده‌آل شده [۲۰]

## ۴- تعریف مسئله بهینه‌سازی اتصال

فرمول استاندارد یک مسئله بهینه‌سازی با قیود مساوی و نامساوی طبق معادله (۱۵) ارائه می‌شود.

$$\begin{aligned} f(x) \\ h_j(x) = 0 \quad j = 1, 2, \dots, n_e \\ g_k(x) \geq 0 \quad k = 1, 2, \dots, n_i \\ x_i^l \leq x_i \leq x_i^u \quad i = 1, 2, \dots, n_v \end{aligned} \quad (15)$$

که در آن:  $x$  بردار متغیرهای طراحی،  $f(x)$  تابع هدف،  $h_j(x)$  زامین قید مساوی،  $g_k(x)$   $k$ امین قید نامساوی،  $n_e$  تعداد قیود مساوی،  $n_i$  تعداد محدودیت‌های نامساوی،  $x_i^l$  کران پایین متغیر طراحی،  $x_i^u$  کران بالای متغیر طراحی و  $n_v$  تعداد کل متغیرهای طراحی است.

## ۴-۱- متغیرهای طراحی

شش متغیر طراحی مورد استفاده در بهینه‌سازی عبارتند از:

- (۱) فاصله بین ردیف‌های کششی ( $p_x$ )
- (۲) فاصله از ردیف کشش بالایی تا بالای صفحه انتهایی ( $e_x$ )
- (۳) فاصله تا لبه ( $e$ )
- (۴) قطر اسمی پیچ ( $d_b$ )
- (۵) ضخامت صفحه انتهایی ( $t_{ep}$ )
- (۶) عرض صفحه انتهایی ( $b_{ep}$ )

## ۴-۲- متغیرهای وابسته

از ۲۸ پارامتر هندسی که اتصال صفحه انتهایی توسعه یافته شکل (۱) را تعریف می‌کنند، تنها شش پارامتر آن مستقل هستند و به‌عنوان متغیرهای طراحی انتخاب شدند. ۲۲ پارامتر باقی‌مانده به روش زیر تعیین می‌شوند:

۱- ۱۰ پارامتر شامل ابعاد تیر و ستون ( $t_{fb}$ ,  $d_{fb}$ ,  $d_b$ ,  $t_w$ ,  $d_w$ )  
 ۲- قطر سوراخ پیچ ( $d_0$ ) با استفاده از معادله (۱۶) محاسبه می‌شود. این رابطه از کد طراحی EN 1090-2:2008 گرفته شده است و ابعاد آن بر حسب میلی‌متر است [۲۴].

$$d_0 = d_b + 1 \quad \text{for} \quad d_b \leq 14 \quad (16)$$

$$d_0 = d_b + 2 \quad \text{for} \quad 14 \leq d_b < 27$$

$$d_0 = d_b + 3 \quad \text{for} \quad d_b \geq 27$$

۳- ضخامت گلوگاه جوش ( $a_f$ ,  $a_w$ ) که با استفاده از روش ساده‌شده برای مقاومت طراحی یک مقطع پر شده از جوش طبق یوروکد ۳ بخش ۸-۱ محاسبه می‌شود [۱۹].

۴- پارامترهای باقی‌مانده به متغیرهای تعریف‌شده در بالا بستگی دارند و با استفاده از معادلات (۱۷) الی (۲۳) تعیین می‌شوند. توجه داشته باشید که ابعاد معادله (۱۹) بر حسب میلی‌متر است [۳ و ۲۵-۲۶].

$$a_1 = a_2 = a_3 = \frac{1}{2}(P_x - t_{fb}) \quad (17)$$

$$h_{ep} = e_x + a_1 + h_p + l_{pl} \quad (18)$$

$$l_{pl} = \sqrt{2}a_f + 2 \quad (19)$$

$$l_{pu} = e_x + a_1 \quad (20)$$

$$m = \frac{1}{2}(w - t_{wb}) \quad (21)$$

$$h_p = h_b - 2t_{fb} - a_2 - a_3 \quad (22)$$

$$w = b_{ep} - 2e \quad (23)$$

## ۵- تابع هدف

تابع هدف مورد استفاده در این بخش، هزینه کل اتصال تیر-ستون را در نظر می‌گیرد. کل هزینه شامل هزینه مواد، کار و تجهیزات مورد استفاده می‌باشد. طبق معادله (۲۴) مشاهده می‌شود که هر جزء اتصال هزینه متفاوتی دارد. این فرمول اولین بار توسط

پاولوویچ<sup>۱</sup> و همکاران در سال (۲۰۰۴) ارائه شد [۲۷]. دیاژ و همکاران نیز از آن در سال (۲۰۱۲) استفاده کردند [۸].

$$C_j = C_b + C_{c,t} + C_{c,opt} + C_h + C_p + C_s + C_{w,mf} + C_{w,mc} \quad (24)$$

( $C_b$ ) هزینه مواد برای مونتاژ پیچ (پیچ، مهره و دو واشر)، ( $C_{c,t}$ ) هزینه مربوط به زمان صرف شده برای برش صفحه انتهایی، ( $C_{c,opt}$ ) هزینه مخلوط اکسیژن و پروپان مورد استفاده برای برش صفحه انتهایی، ( $C_h$ ) هزینه ایجاد سوراخ، ( $C_p$ ) هزینه رنگ آمیزی ورق انتهایی، ( $C_s$ ) هزینه فولاد صفحه انتهایی، ( $C_{w,mf}$ ) هزینه ساخت و جوشکاری صفحه انتهایی (شامل تمام موارد مرتبط با زمان) و در نهایت ( $C_{w,mc}$ ) هزینه مواد مصرفی جهت جوشکاری (الکتروود، سیم و ...) است. معادلات مورد استفاده برای محاسبه این تابع هدف در پیوست (آ) آورده شده است؛ همچنین خلاصه ضرایب هزینه مورد استفاده در تابع هدف در جدول (آ) آمده است.

#### ۱-۵- قیود

برای طراحی اتصالات صفحه انتهایی، یوروکد ۳ تصریح می کند که محدودیت های هندسی، همچنین قید سختی و قید مقاومت باید در نظر گرفته شود [۱۹]. این محدودیت ها به شرح زیر است:

۱- محدودیت های هندسی: این محدودیت ها به قطر سوراخ پیچ، ضخامت بال ستون، فاصله بین ردیف های پیچ های کششی پایین و پیچ های ردیف فشاری، فاصله بین ردیف های پیچ های کششی، فاصله از پیچ کششی ردیف بالا تا بالای صفحه انتهایی، فاصله تا لبه، ضخامت صفحه انتهایی و فاصله افقی پیچ ها مربوط می شود که از طریق معادله (۲۵) به دست می آید، توجه شود که ابعاد آن بر حسب میلی متر است [۱۸].

$$1.2d_0 \leq e, e_x \quad (25)$$

$$2.2d_0 \leq P, P_x \leq \min\{200, 14 \times (\min\{t_{ep}, t_{fc}\})\}$$

$$2.4d_0 \leq w \leq \min\{200, 14 \times (\min\{t_{ep}, t_{fc}\})\}$$

۲- محدودیت مونتاژ: برای سهولت مونتاژ فاصله افقی بین پیچ ها و جان تیر توسط محدودیت موجود معادله (۲۶) تعریف می شود [۱۸]:

$$m \geq 2d_b \quad (26)$$

۳- قید سختی:

$$S_j \geq S_{j,min} \quad (27)$$

که ( $S_{j,min}$ ) حداقل مقدار مجاز سختی دورانی که از قاب فولادی بهینه شده توسط نرم افزار انسیس به دست آمده است.

۴- قید مقاومت:

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,min} \quad (28)$$

( $M_{j,min}$ ) حداقل مقدار مجاز مقاومت لنگر که از قاب فولادی بهینه شده توسط نرم افزار انسیس به دست آمده است.

#### ۶- مثال: قاب مسطح دو طبقه سه دهانه

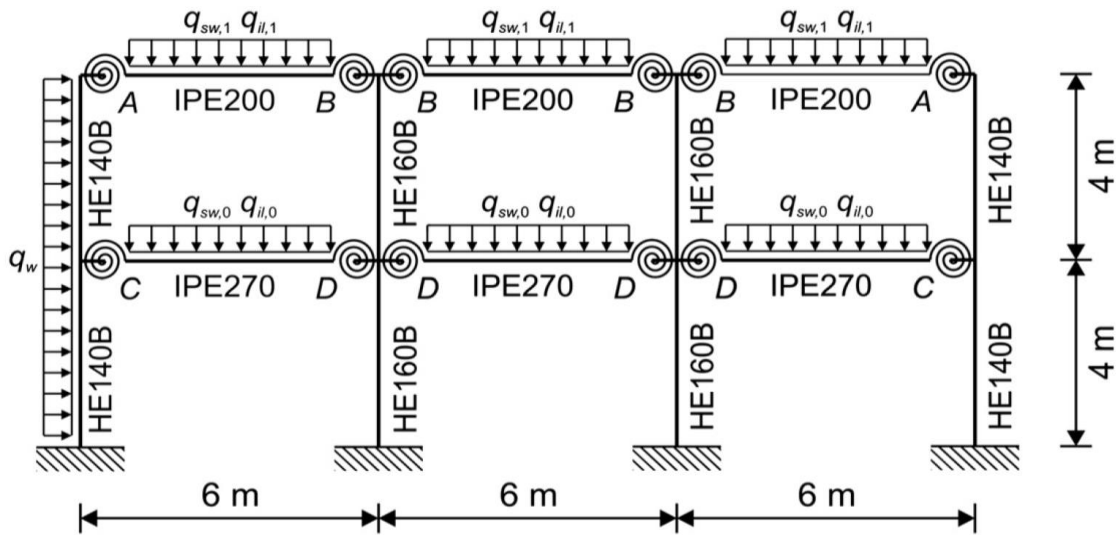
برای اعتبارسنجی روش بهینه سازی ازدحام ذرات، چهار اتصال A, B, C و D از قاب دو طبقه سه دهانه که در گذشته توسط کابرو و بایو مورد مطالعه قرار گرفت، بهینه شدند. پیکربندی قاب در شکل (۳) و جزئیات بار در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- بارهای اعمال شده بر حسب ( $kN/m$ )

$q_w$	۳/۸
$q_{sw,1}$	۶/۵
$q_{sw,0}$	۷/۸
$q_{il,0}$	۱۱/۲
$q_{il,1}$	۳/۲

<sup>1</sup> Pavlovčić





شکل ۳- ابعاد و بارگذاری برای قاب نیمه‌صلب فولادی بهینه‌شده توسط کابرو و بایو [۶]

به پژوهش کابرو و بایو کاهش دهند. در پژوهش حاضر بهینه‌سازی هر چهار اتصال A, B, C و D به کمک روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات و به‌کارگیری روش مؤلفه‌ای مورد بررسی قرار گرفت [۸]. جدول (۳) هزینه اتصالات قاب مورد بررسی (به یورو)، همچنین لنگرهای خمشی و سختی دورانی به‌دست‌آمده توسط کابرو و بایو، دیاز و همکاران و مقادیر بهینه‌شده در این مطالعه را نشان می‌دهد. هزینه اتصالات به کمک رابطه (۲۴) که توسط پاولوویچ ارائه شده بود، محاسبه شد؛ همچنین جهت یافتن مقادیر سختی دورانی و لنگر خمشی از برنامه آماده‌شده در نرم‌افزار متلب که شامل کدنویسی روش مؤلفه‌ای بود، استفاده شد. جدول (۳) جهت مقایسه و اعتبارسنجی نتایج حاصل از این پژوهش و کارهای گذشتگان ارائه شده است. شکل (۴) نمودار همگرایی حداقل هزینه اتصالات A, B, C و D به کمک روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات از قاب مورد بررسی را نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۵) نمودار میله‌ای مقایسه حداقل هزینه اتصالات قاب فولادی مورد بررسی به‌دست‌آمده توسط کابرو و بایو، دیاز و همکاران و پژوهش کنونی ارائه شده است.

خواص مواد برای اتصالات این قاب عبارتند از: گرید فولاد S275 (تنش تسلیم  $\sigma_y = 275$  مگاپاسکال و تنش نهایی  $\sigma_u = 430$  مگاپاسکال)، مدول یانگ  $E = 210$  گیگاپاسکال، نسبت پواسون  $\nu = 0.3$ ، چگالی جرمی  $\rho = 7800$  کیلوگرم بر مترمکعب با پیچ و مهره‌های فولادی گرید ۸/۸ ( $\sigma_y = 640$  مگاپاسکال و  $\sigma_u = 800$  مگاپاسکال) [۶].

در سال (۲۰۰۵) کابرو و بایو به کمک نرم‌افزار انسیس پروفیل‌های بهینه تیرها، ستون‌ها و مقادیر لنگرهای خمشی و سختی دورانی حداقل برای اتصالات این قاب را ارائه دادند. در جدول (۲) پیکربندی بهینه‌شده به‌دست‌آمده برای اتصالات قاب مورد نظر توسط آن‌ها ارائه شده است.

جدول ۲- اندازه بهینه تیرها و ستون‌ها و مقادیر سختی و مقاومت

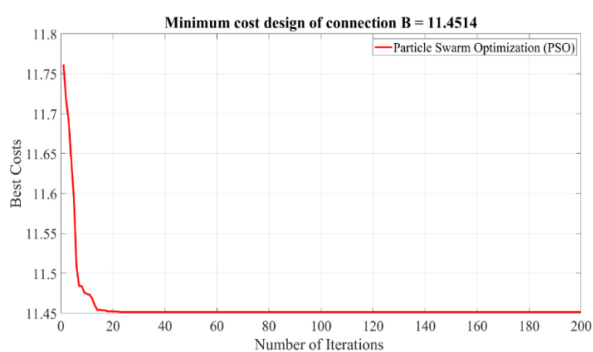
خمشی حداقل [۶]

اتصال	تیر	ستون	$S_{j,min}$ ( $kNm/rad$ )	$M_{j,min}$ ( $kNm$ )
A	IPE200	HE140B	۹۰۰۰	۲۲
B	IPE200	HE160B	۹۰۰۰	۳۵
C	IPE270	HE140B	۱۶۰۰۰	۴۰
D	IPE270	HE160B	۱۶۰۰۰	۶۰

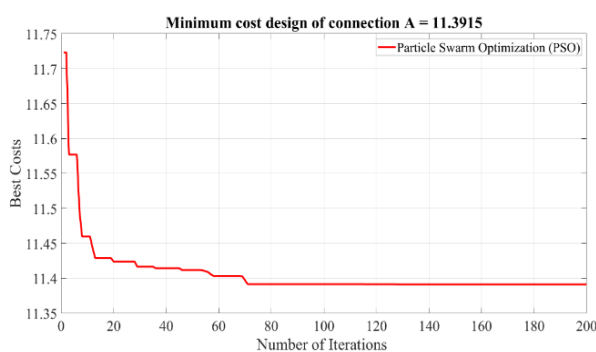
در سال (۲۰۱۲) دیاز و همکاران هزینه اتصالات A و B از این قاب را به کمک یک الگوریتم پیشنهادی بهینه‌سازی کردند و توانستند هزینه این دو اتصال را به ترتیب ۴۱ و ۵۵ درصد نسبت

جدول ۳- مقایسه هزینه، مقاومت خمشی و سختی آغازین

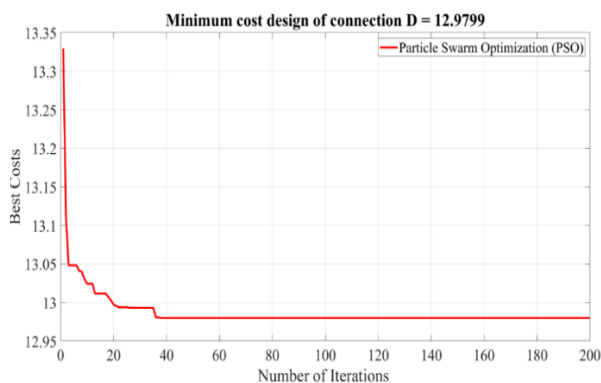
		کابرو و بایو (۲۰۰۵)			دیز و همکاران (۲۰۱۲)			پژوهش کنونی (PSO)				
پارامتر	اتصال A	اتصال B	اتصال C	اتصال D	اتصال A	اتصال B	اتصال C	اتصال D	اتصال A	اتصال B	اتصال C	اتصال D
$d_b(mm)$	۲۰	۱۶	۲۲	۲۲	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶
$t_{ep}(mm)$	۱۰	۱۲	۱۵	۱۴	۱۱	۱۲	۱۱	۱۲	۹	۹	۱۵	۱۲
$b_{ep}(mm)$	۱۴۰	۱۴۰	۱۴۰	۱۴۰	۱۳۶	۱۱۵	۱۳۶	۱۴۰	۱۲۰	۱۲۰	۱۴۰	۱۴۰
$e(mm)$	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۲	۲۲	۳۲	۳۰	۲۵	۲۵	۳۴	۳۰
$e_x(mm)$	-	-	-	-	۳۱	۲۲	-	-	۲۲	۲۲	۲۴	۲۴
$p_x(mm)$	۹۰	۱۱۰	۷۰	۷۰	۶۱	۶۱	۶۱	۷۰	۶۷	۶۰	۹۲	۸۶
$S_{j,ini}(\frac{kNm}{rad})$	۸۰۴۲/۵	۱۲۹۶۶	۱۷۰۵۸/۷	۴۷۴۱۸	۹۴۳۷/۹	۱۶۰۴۰/۹	۹۰۷۱/۸	۱۱۸۷۲	۱۶۰۲۵/۸	۱۱۸۷۲	۱۶۰۲۵/۸	۱۸۱۷۵
$M_{j,Rd}(kNm)$	۴۱/۲۳	۳۸/۶۰	۵۵/۸۸	۱۰۲/۲۰	۴۱/۲۸	۵۴/۲۹	۳۰/۷۲۱	۳۶/۶۶	۵۹/۳۹	۳۶/۶۶	۵۹/۳۹	۶۰/۳۰۴
$C_j(€)$	۲۱/۱۹	۱۲/۰۹	۳۰	۲۹/۸۰	۱۲/۳۹	۱۳/۵	۱۱/۳۹	۱۱/۴۵	۱۳/۴۷	۱۱/۴۵	۱۳/۴۷	۱۲/۹۸



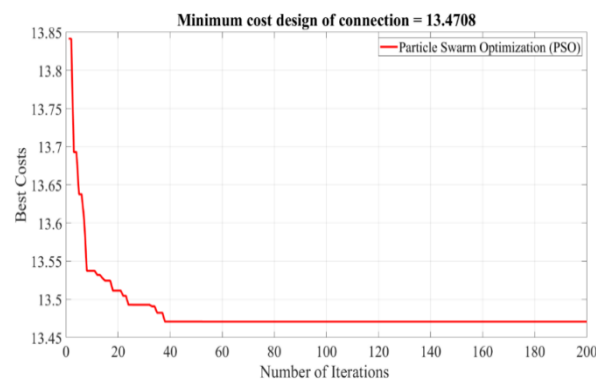
(ب)



(الف)

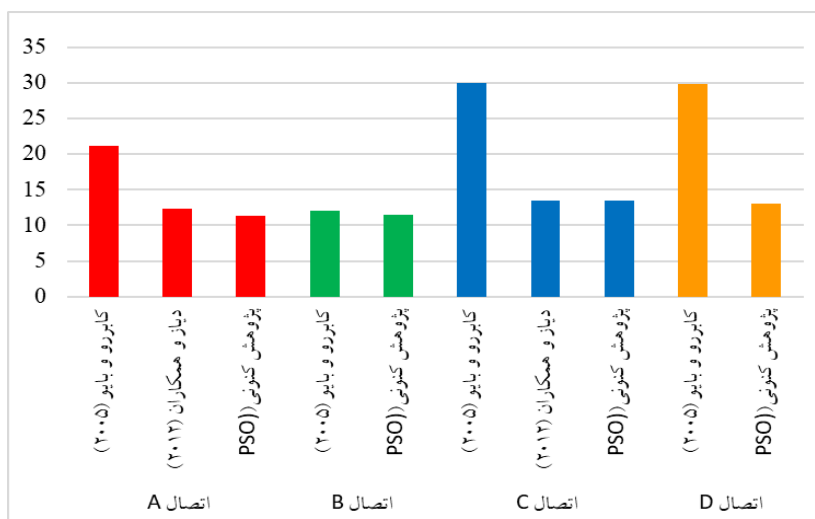


(د)



(ج)

شکل ۴- نمودار همگرایی حداقل هزینه اتصالات از قاب مورد بررسی: الف) A (ب) B (ج) C و د) D



شکل ۵- نمودار میله‌ای مقایسه حداقل هزینه اتصالات قاب فولادی

## ۷- نتیجه‌گیری

هنگام ساخت سازه‌های کارآمد و پایدار، یکی از اصلی‌ترین و مهم‌ترین دغدغه‌های مهندسان سازه، دستیابی به بهینه‌سازی سازه است. به‌طور خلاصه، فرایند بهینه‌سازی سازه شامل روش‌هایی برای اطمینان از ایمنی، دوام و پایداری سازه بوده، به‌طوری که تمامی استانداردها با هزینه مناسبی صورت گیرد. بنابراین طراحی مناسب و بدون ایراد اتصالات سازه‌های فولادی که بحرانی‌ترین بخش یک قاب فولادی را تشکیل می‌دهد، امری ضروری است. در این پژوهش فرآیند بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات شامل تجزیه و تحلیل و طراحی بهینه اتصالات تیر به ستون با تغییراتی در ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل قرارگیری پیچ‌ها برای دستیابی به بهترین عملکرد ممکن در عین رعایت استانداردهای ایمنی است. با انجام درست و اصولی بهینه‌سازی طراحی اتصالات، سازندگان می‌توانند ضایعات مواد خود را کاهش داده و در نهایت باعث کاهش هزینه‌های ساخت سازه شوند. تابع هدف هزینه اتصال صفحه انتهایی از فرمول ارائه‌شده توسط **پاولوویچ** و **همکاران** بهره گرفته شد. متغیرهای طراحی شامل ابعاد و ضخامت صفحه انتهایی، قطر و محل قرارگیری پیچ‌ها است که این متغیرها به‌صورت گسسته و پیوسته در نظر گرفته شدند. به‌منظور ساده‌سازی روند محاسبات، یک کدنویسی همه‌جانبه در نرم‌افزار متلب نوشته شده و به کمک آن هزینه اتصالات قاب مورد بررسی با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات و به‌کارگیری روش مؤلفه‌ای بدون به خطر انداختن کارایی و ایمنی سازه، محاسبه شد. هزینه اتصالات

A، B، C و D از قاب مورد بررسی به ترتیب ۴۶/۲۴ درصد، ۵/۲۹ درصد، ۵۵/۱۰ درصد و ۵۶/۴۴ درصد نسبت به پژوهش کابرو و بایو و همچنین هزینه اتصالات A و C از قاب مورد بررسی به ترتیب ۸/۰۷ درصد و ۰/۲۲ درصد نسبت به پژوهش دیاز و همکاران کاهش یافت.

تعریف	واحد	مقدار	ضرایب
چگالی جرم فولاد	kg/m <sup>3</sup>	۷۸۲۰	$\rho_s$
عامل برشکاری که نیروی کار را افزایش می دهد	-	۱/۰۳	$f_c$
عامل جوشکاری که نیروی کار را افزایش می دهد	-	۱/۴	$f_w$
هزینه یک واحد پیچ	€/bolt	-	$k_{b,mt}$
هزینه برش یک واحد پیچ	€/min	۰,۳۰۷	$k_c$
هزینه واحد اکسیژن	€/l	۰/۰۰۱۶	$k_{c,m,o}$
هزینه واحد پروپان	€/l	۰/۰۰۲۰	$k_{c,m,p}$
هزینه واحد برای شکل دهی سوراخ	€/min	۰,۳۲۳	$k_h$
هزینه واحد برای نقاشی	€/min	۰/۴۳	$k_p$
هزینه واحد رنگ	€/l	۳/۸	$k_{p,mt}$
هزینه واحد فولاد	€/kg	۰/۴	$k_s$
هزینه واحد برای جوشکاری	€/min	۰/۱۲۳	$k_w$
هزینه واحد جوش	€/kg	۱/۴	$k_{w,mt}$
طول برش	m	-	$L_c$
طول جوش بین بال تیر و صفحه انتهایی به ضخامت $a_f$	m	-	$L_f$
طول جوش بین جان تیر و صفحه انتهایی به ضخامت $a_w$	m	-	$L_w$
مصرف مواد اکسیژن	1/m	-	$M_{c,o}$
مصرف مواد پروپان	1/m	-	$M_{c,p}$
مصرف رنگ	1/m <sup>2</sup>	۰/۱۵	$M_p$
مصرف مواد برای جوشکاری به طول $L_f$ و ضخامت $a_f$	kg/m	-	$m_{w,mc,af}$
مصرف مواد برای جوشکاری به طول $L_w$ و ضخامت $a_w$	kg/m	-	$m_{w,mc,aw}$
تعداد پیچ ها	bolt	۶	$n_b$
تعداد سوراخ ها	bolt	۶	$n_h$
زمان برشکاری	min/m	-	$T_c$
زمان برش اضافی	min	۲	$T_{c,ex}$
مسیر دریل کاری اضافی	cm	۱/۴	$t_{ex}$
زمان تشکیل سوراخ اضافی	min	۱۱/۹	$T_{h,ex}$
ضخامت صفحه سوراخ شده	cm	-	$t_p$
زمان مصرفی برای نقاشی	min/m <sup>2</sup>	۷	$T_p$
زمان عملیات جوشکاری به طول $L_f$ و ضخامت $a_f$	min/m	-	$T_{w,af}$
زمان عملیات جوشکاری به طول $L_w$ و ضخامت $a_w$	min/m	-	$T_{w,aw}$
زمان اضافی جوش	min	۰/۳	$T_{w,ex}$
سرعت پیشرفت حفاری	cm/min	-	$V_d$
حجم صفحه انتهایی	m <sup>3</sup>	-	$V_{ep}$

این پیوست معادلات توسعه یافته توسط پاولوویچ و همکاران (۲۰۰۴) برای به دست آوردن هزینه کل یک اتصال تیر-ستون را ارائه می دهد. محاسبه هزینه ها بر حسب یورو (€) و متغیرهای مورد استفاده در معادله (۲۴) به صورت زیر به دست آمده است:

• هزینه مواد برای مونتاژ پیچ (پیچ، مهره و دو واشر)

$$C_b = n_b k_{b,mt} \quad (1-آ)$$

$$k_{b,mt} = 3.076d_b^2 - 7.373d_b + 4.62 \quad (2-آ)$$

• هزینه مربوط به زمان برش صفحه انتهایی

$$C_{c,t} = k_c (f_c T_c L_c + T_{c,ex}) \quad (3-آ)$$

$$L_c = 2(b_{ep} + h_{ep}) \quad (4-آ)$$

$$T_c = -0.015t_{ep} + 0.42t_{ep} + 1.43 \quad (5-آ)$$

• هزینه مخلوط اکسیژن-پروپان مورد استفاده برای برش صفحه انتهایی

$$C_{c,opt} = L_c (k_{c,m,o} M_{c,o} + k_{c,m,p} M_{c,p}) \quad (6-آ)$$

$$M_{c,o} = 1.645t_{ep}^2 + 56.644t_{ep} - 6.73 \quad (7-آ)$$

$$M_{c,p} = 2.171t_{ep} + 7.87 \quad (8-آ)$$

• هزینه تشکیل سوراخ

$$C_h = k_h (n_h (t_p + t_{ex}) / V_d + T_{h,ex}) \quad (9-آ)$$

$$t_p = t_{ep} + t_{fc} \quad (10-آ)$$

$$V_d = 0.763d^2 - 5.720d + 20.96 \quad (11-آ)$$

• هزینه نقاشی صفحه انتهایی

$$C_p = 2(b_{ep} + h_{ep})(k_p T_p + k_{p,mt} M_p) \quad (12-آ)$$

• هزینه فولاد مصرفی ورق انتهایی

$$C_s = k_s V_{ep} \rho_s \quad (13-آ)$$

$$V_{ep} = b_{ep} h_{ep} t_{ep} \quad (14-آ)$$

• هزینه جوشکاری ورق انتهایی

$$C_{w,mf} = k_w (f_w (T_{w,af} L_f + T_{w,aw} L_w) + T_{w,ex}) \quad (15-آ)$$

$$L_f = 2b_{fb} + 2(b_{fb} - 2r_b - t_{wb}) \quad (16-آ)$$

$$L_w = 2(h_b - 2r_b - t_{fb}) \quad (17-آ)$$

$$T_{w,af} = 9.03a_f^2 + 4.68a_f - 0.82 \quad (18-آ)$$

$$T_{w,aw} = 9.03a_w^2 + 4.68a_w - 0.82 \quad (19-آ)$$

• هزینه مواد مصرفی (الکتروود، سیم و ...)

$$C_{w,mc} = k_{w,mt} (m_{w,mc,af} L_f + m_{w,mc,aw} L_w) \quad (20-آ)$$

$$m_{w,mc,af} = 0.66a_f^2 + 0.18a_f - 0.10 \quad (21-آ)$$

$$m_{w,mc,aw} = 0.66a_w^2 + 0.18a_w - 0.10 \quad (22-آ)$$

[۱۳] صادقی، ع.، سهرابی، م.ر.، و کاظمی، س.م. (۱۴۰۲)، "بررسی رفتار اتصالات خمشی فولادی به روش مؤلفه‌ای پیشرفته"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، شماره ۱۷، ص ۳۴-۴۵.

[14] Sadeghi, A., Sohrabi, M.R., and Kazemi, S.M. (2024), "Presenting an advanced component-based method to investigate flexural behavior and optimize the end-plate connection cost", *Steel and Composite Structures*, 52(1), pp.31-43.

[15] Kennedy, J., and Eberhart, R. (1995), "November. Particle swarm optimization", In *Proceedings of ICNN'95-International Conference on Neural Networks*, Vol. 4, pp. 1942-1948

[16] Rao, R.V., Savsani, V.J., and Vakharia, D.P. (2011), "Teaching-learning-based optimization: a novel method for constrained mechanical design optimization problems", *Computer-Aided Design*, 43(3), pp.303-315.

[17] Hashim, F.A., and Hussien, A.G. (2022), "Snake Optimizer: A novel meta-heuristic optimization algorithm", *Knowledge-Based Systems*, 242, p.108320.

[18] Fomento, D.E., (2011), *Instrucción de Acero Estructural*.

[19] Cen, E., (2005), 3: Design of steel structures. Comité Européen de Normalisation.

[20] Ali, N.B.H., Sellami, M., Cutting-Decelle, A.F., and Mangin, J.C. (2009), "Multi-stage production cost optimization of semi-rigid steel frames using genetic algorithms", *Engineering Structures*, 31(11), pp.2766-2778.

[21] Ashraf, M., Nethercot, D.A., and Ahmed, B. (2004), "Sway of semi-rigid steel frames: Part 1: Regular frames", *Engineering Structures*, 26(12), pp.1809-1819.

[22] Daniūnas, A., and Urbonas, K. (2008), "Analysis of the steel frames with the semi-rigid beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces", *Engineering Structures*, 30(11), pp.3114-3118.

[23] Chen, W.F. (2000), "Practical analysis for semi-rigid frame design", *World Scientific*.

[24] En, B. (2008), 1090-2: Execution of Steel Structures and Aluminium Structures—Part 2: 2. Technical Requirements for Steel Structures. British Standards Institution, London.

[25] Coelho, A.M.G., Bijlaard, F.S., and da Silva, L.S. (2004), "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", *Engineering Structures*, 26(9), pp.1185-1206.

[26] Coelho, A.M.G., and Bijlaard, F.S. (2007), "Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(9), pp.1228-1240.

[27] Pavlovčič, L., Krajnc, A., and Beg, D. (2004), "Cost function analysis in the structural optimization of steel frames", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 28, pp.286-295.

[1] Hortencio, R.D.S., and Falcón, G.A.S. (2018), "Optimal design of beam-column connections of plane steel frames using the component method", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 15(11), p.e68.

[2] Simoes, L.M.C. (1996), "Optimization of frames with semi-rigid connections", *Computers and Structures*, 60(4), pp.531-539.

[3] Faella, C., Piluso, V., and Rizzano, G. (1999), "Structural steel semirigid connections: Theory, Design, and Software (Vol. 21). CRC press.

[4] de Lima, L.R.O., Vellasco, P.D.S., da Silva, J.G.S., Borges, L.A.C., and da Silva, L.A.P.S. (2005), "POST-LIMIT STIFFNESS PREDICTION OF SEMI-RIGID JOINTS USING GENETIC ALGORITHMS", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2(4), pp.305-320.

[5] Hayalioglu, M.S., and Degertekin, S.O. (2005), "Minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases via genetic optimization", *Computers and Structures*, 83(21-22), pp.1849-1863.

[6] Cabrero, J.M., and Bayo, E. (2005), "Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections", *Engineering Structures*, 27(8), pp.1125-1137.

[7] Degertekin, S.O., and Hayalioglu, M.S. (2010), "Harmony search algorithm for minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 42(5), pp.755-768.

[8] Díaz, C., Victoria, M., Querin, O.M., and Martí, P. (2012), "Optimum design of semi-rigid connections using metamodels", *Journal of Constructional Steel Research*, 78, pp.97-106.

[9] Yassami, M., and Ashtari, P. (2015), "Using fuzzy genetic, Artificial Bee Colony (ABC) and simple genetic algorithm for the stiffness optimization of steel frames with semi-rigid connections", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19, pp.1366-1374.

[10] Faridmehr, I., Nikoo, M., Pucinotti, R., and Bedon, C. (2021), "Application of component-based mechanical models and artificial intelligence to bolted beam-to-column connections", *Applied Sciences*, 11(5), p.2297.

[11] Kueh, A.B.H. (2021), "Artificial neural network and regressed beam-column connection explicit mathematical moment-rotation expressions", *Journal of Building Engineering*, 43, p.103195.

[12] Askarian, H., Sohrabi, M.R., and Kazemi, S.M. (2021), "Investigating the behavior of a modular prefabricated steel moment connection with the through-plate panel zone system", *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, 80(4), pp.433-442.



# مطالعه عددی پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر غلطکی بیضوی به منظور استفاده در جداساز لرزه‌ای

حدیث وکیلی صادقی<sup>۱</sup>، نادر فنائی<sup>۲\*</sup>، مجید لطیفی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲- دانشیار گروه سازه، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳- مدیرعامل، شرکت فولاد ماشین، نکاء

\* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، [fanaie@kntu.ac.ir](mailto:fanaie@kntu.ac.ir)

## چکیده

میراگرهای تسلیمی به دلیل قابلیت بالای جذب انرژی و بهبود پایداری سازه، به عنوان یکی از روش‌های مؤثر در کاهش اثرات مخرب زلزله مورد توجه قرار گرفته‌اند. در این پژوهش، رفتار میراگر غلطکی بیضوی به عنوان نمونه‌ای بهینه از این نوع میراگرها بررسی شده است. میراگر غلطکی بیضوی، با اضافه شدن غلطک به میراگر بیضوی متداول که از نوع تسلیمی است، قابلیت تحمل مقدار قابل توجهی بار ثقلی و بار قائم زلزله را به این میراگر می‌افزاید و باعث کاهش بار مرده بر دیگر اجزای سیستم باربر ثقلی می‌شود. با استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس، تأثیر پارامترهای هندسی مانند طول، عرض، ضخامت، ارتفاع و تعداد غلطک‌ها بر عملکرد میراگر مورد تحلیل قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزایش عرض و ضخامت و کاهش ارتفاع موجب بهبود عملکرد میراگر در جذب انرژی و افزایش مقاومت جانبی می‌شود؛ در حالی که افزایش طول و تعداد غلطک‌ها اثری بر منحنی هیستریزس ندارد اما می‌تواند در پایداری عملکرد و سازگاری با بارهای ثقلی مؤثر باشد. علاوه بر این، میراگر غلطکی بیضوی توانایی ارائه چرخه‌های هیستریزس پایدار در زوایای مختلف بارگذاری را دارا می‌باشد. در پایان، طراحی بهینه‌ای برای استفاده از این میراگر در جداسازهای لرزه‌ای ارائه شد که انتظار می‌رود به طور مؤثر در کاهش انتقال انرژی زلزله به سازه و بهبود پایداری آن مؤثر باشد.

## واژگان کلیدی

تحلیل اجزای محدود، منحنی هیستریزس، مطالعه پارامتریک، میراگر غلطکی بیضوی، جداساز لرزه‌ای

## Numerical Study of Key Parameters Affecting the Behavior of Elliptical Roller Dampers for Using in Seismic Isolators

H. Vakili Sadeghi, N. Fanaie

### Abstract

Yielding dampers are widely regarded as an effective method for reducing the destructive effects of earthquakes due to their high energy absorption capability and enhancement of structural stability. Elliptical roller damper integrates rollers into the conventional elliptical damper that is a yielding type, enabling it to sustain substantial gravity and vertical earthquake loads, and alleviates the dead load imposed on other components within the gravity load-bearing system. In this study, the performance of the elliptical roller damper, as an optimized example of such dampers, was investigated. Using numerical modeling in Abaqus software, the effects of geometric parameters such as length, width, thickness, height, and the number of rollers on the damper's performance were analyzed. The results showed that increasing the width and thickness and reducing the height significantly improved the energy absorption capacity and lateral strength of the damper, while increasing the length and number of rollers had no effect on the hysteresis curve but contributed to the stability of the damper under gravity loads. Furthermore, the elliptical roller damper demonstrated stable hysteresis loops in various loading angles, indicating its capacity to withstand different directions of loading. Finally, an optimized design for using this damper in seismic isolators was proposed, which is expected to effectively reduce the transfer of seismic energy to the structure and enhance its overall stability.

### Keywords

Finite Element Analysis, Hysteresis Curve, Parametric Study, Elliptical Roller Damper, Seismic Base Isolator

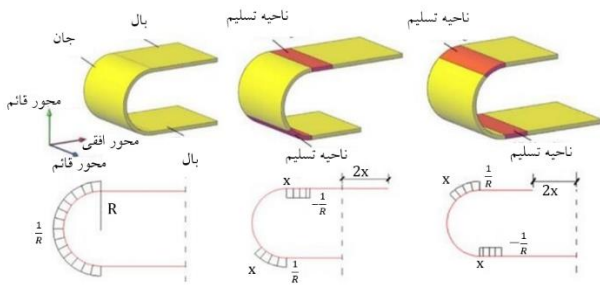
۱- مقدمه

ایدهٔ میراگرهای تسلیمی اولین بار توسط کلی<sup>۱</sup> و همکاران در سال (۱۹۷۲) مطرح شد [۱] و در تحقیق دیگری در سال (۱۹۷۴) تکمیل گردید [۲]. میراگرهای تسلیم‌شونده از میان انواع مختلف سیستم‌های کنترل غیرفعال وابسته به تغییر مکان، با ورود به ناحیهٔ پلاستیک باعث اتلاف انرژی خواهند شد. عدم نیاز به منبع انرژی خارجی، چرخه‌های هیستریزس پایدار، سهولت نصب، تعویض پس از زلزله، عدم حساسیت به تغییرات دمایی و قیمت ارزان آن از جمله مزایایی است که باعث توجه محققین به این نوع میراگرها شده است.

میراگر U شکل جزء اولین اشکال میراگر تسلیمی است که با خم کردن یک ورق فلزی به شکل U قابل ساخت است. شکل منحنی آن برای جلوگیری از تمرکز تنش پیشنهاد شده است. میراگرهای U شکل دارای طراحی راحت، ساخت ارزان، منعطف در استفاده، محکم و قابل تعویض هستند. با قرارگیری دو میراگر U شکل روبه‌روی هم و اتصال آن‌ها به یکدیگر، میراگر بیضوی حاصل می‌شود. برای ساخت بخش بیضوی، دو روش وجود دارد. روش اول شامل خم کردن یک صفحهٔ واحد و اتصال دو انتهای آن به یکدیگر با جوش شیاری نفوذ کامل است. روش دوم شامل اتصال دو بخش U شکل است که روبه‌روی هم قرار می‌گیرند و در انتهای خود با جوش شیاری نفوذ کامل به هم متصل می‌شوند. در هر دو روش، محل جوش در صفحات صاف (بالا یا پایین یا هر دو) می‌باشد.

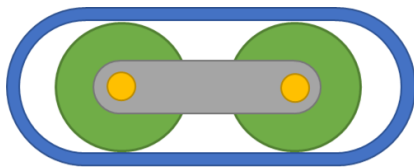
با اعمال نیرو به سیستم میراگر بیضوی، حرکات رفت و برگشتی تنها در بخش‌های منحنی رخ می‌دهد و قسمت‌های صاف بدون تغییر شکل باقی می‌مانند؛ در حالی که دو بخش منحنی به‌طور مداوم در حال حرکت و تغییر شکل هستند. این بخش‌های منحنی به‌عنوان اجزای اصلی میراگر برای اتلاف انرژی از طریق تغییر شکل‌های پلاستیک طراحی شده‌اند. صفحه‌های صاف بالایی و پایینی در هنگام تغییر شکل میراگر، به‌صورت متناوب و در دو جهت مخالف کشیده و فشرده می‌شوند. بخش‌های منحنی با حرکات غلطشی و خمشی، انرژی ورودی را مستهلک می‌کنند. با توجه به حرکت محوری در دو انتها، همان‌طور که در شکل (۱) دیده می‌شود، بخش تسلیم‌شوندهٔ المان‌های منحنی در امتداد صفحات صاف حرکت می‌کند و از تمرکز پلاستیسیته جلوگیری می‌نماید؛ این امر منجر به افزایش ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود. به دلیل این حرکات، تمرکز تنش تنها در یک نقطه باقی نمی‌ماند،

بلکه در طول بخش منحنی جابه‌جا می‌شود؛ بنابراین نقطهٔ تسلیم نیز به‌طور مداوم تغییر می‌کند [۳].



شکل ۱- نحوهٔ عملکرد میراگر U شکل در اثر بارگذاری

میراگر تسلیمی بیضوی غلطکی که توسط وکیلی صادقی و همکاران [۴] معرفی گردیده و در شکل (۲) نشان داده شده است، شامل افزودن چندین غلطک به میراگر تسلیمی بیضوی استاندارد می‌باشد. این غلطک‌ها به‌عنوان تحمل‌کننده‌های بار ثقلی و بار قائم زلزله عمل می‌کنند؛ به این معنا که آن‌ها با چرخش خود، نه تنها در استهلاک بارهای دینامیکی ناشی از زلزله مشارکت کرده، بلکه به تحمل وزن ثابت سازه نیز کمک می‌نمایند. این ویژگی، اجازه می‌دهد که میراگر بیضوی غلطکی، علاوه بر کاهش انتقال انرژی زلزله به سازه، در بهبود پایداری کلی سازه نیز مؤثر باشد.



شکل ۲- میراگر غلطکی بیضوی

این میراگر در سیستم‌های سازه‌های مختلفی از جمله قاب‌های خمشی، قابل استفاده است. به دلیل داشتن دامنهٔ حرکتی علاوه بر مشارکت هم‌زمان در سیستم باربر ثقلی و جانبی، یکی از کاربردهای آن را می‌توان در جداسازهای لرزه‌ای نام برد [۵]. پیش از این، پژوهش‌های متعددی بر کاربرد میراگرهای U شکل استاندارد در جداسازها یا افزودن غلطک به جداسازها انجام شده است که در ادامه به آن‌ها پرداخته می‌شود.

ابتدا سوزوکی<sup>۲</sup> و همکاران [۶] برای اثبات امکان به‌کاربردن این میراگرها در جداسازها به یک میراگر U شکل در زوایای مختلف، نیرو را با سرعت و در دماهای متفاوت اعمال کردند که مشخص شد سختی و مقاومت این میراگر به جهت اعمال نیرو بستگی ندارد و نمونه‌ها رفتار هیستریزس پایداری تحت سرعت‌ها

<sup>2</sup> Suzuki

<sup>1</sup> Kelly

و دماهای متفاوت از خود نشان دادند. ان<sup>۱</sup> و همکاران نیز رفتار خستگی میراگرهای U شکل را تحت بارگذاری دوطرفه به صورت شبه‌استاتیکی و دینامیکی مورد مطالعه قرار دادند و منحنی تعاملی<sup>۲</sup> را برای ارزیابی ظرفیت تغییرشکل الاستوپلاستیک نهایی آن‌ها پیشنهاد کردند [۷]. سپس اوه<sup>۳</sup> و همکاران یک نمونه دو طبقه با جداساز مجهز به میراگر را روی میز لرزه آزمایش کردند که این جداساز، کاهش نیاز لرزه‌ای را از طریق افزایش زمان تناوب سازه و متمرکز کردن تغییرشکل‌ها به طبقه همکف نشان داد [۸]. اوه و همکاران در ادامه مطالعات خود، میراگر U شکل را از فولاد با استحکام بالا ساختند و در نمونه دیگری در میراگر با فولاد معمولی سوراخ‌هایی به منظور توزیع یکنواخت تنش ایجاد کردند. سه قاب با پایه ثابت، با جداساز مجهز به میراگر با استحکام بالا و با جداساز مجهز به میراگر سوراخ‌دار بر میز لرزه آزمایش شدند. در آخر، جداساز مجهز به میراگر سوراخ‌دار به علت مقرون‌به‌صرفه بودن و عملکرد مناسب پیشنهاد شد [۹].

مانچالوار<sup>۴</sup> و باکر<sup>۵</sup> در سال (۲۰۲۰) به بررسی تحلیلی و مقایسه جداساز هسته سربی و جداساز مجهز به میراگر U شکل پرداختند. با اتصال آن‌ها به ساختمان پنج طبقه و اعمال چهار رکورد زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی انجام دادند و نتیجه گرفتند مقادیر پاسخ، به‌طور قابل توجهی کاهش یافته‌اند [۱۰]. در پژوهش دیگری در سال (۲۰۲۱) وامشیشیلا<sup>۶</sup> و مانچالوار، کاربرد جداساز لرزه‌ای همراه با میراگر U شکل در یک ساختمان پنج طبقه تحت بارهای لرزه‌ای و انفجار تحت تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی را بررسی نمودند [۱۱]. نتایج نشان داد که وجود جداساز و میراگر U شکل باعث کاهش برش پایه، شتاب طبقه آخر و تغییرشکل‌های سازه می‌شود. در همان سال در تحقیق دیگری که توسط نگوین<sup>۷</sup> و گیزانی<sup>۸</sup> انجام شد، این میراگرها به جداسازی با هسته لاستیک طبیعی افزوده شد [۱۲]. میراگر و هسته به‌طور جداگانه تحت آنالیز عددی و تحلیلی قرار گرفتند. سپس به مجموعه آن‌ها، بارگذاری چرخه‌ای اعمال شد. طبق نتایج، این سیستم‌ها ظرفیت بالایی در استهلاک انرژی دارند و رفتارهای هیستریزس پایداری در هر جهت نشان می‌دهند. علاوه بر این، عملکرد این دستگاه‌ها با تغییر هندسه، تعداد و سطح مقطع U به راحتی قابل تنظیم است که آن‌ها را به یک راه‌حل کارآمد برای نیازهای طراحی جداسازهای لرزه‌ای

در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا و متوسط تبدیل می‌کند. در سال (۲۰۲۳) نیز گایکواد<sup>۹</sup> و همکاران در پژوهشی با افزودن میراگر U شکل به جداساز با هسته سربی، این سیستم هیبریدی را در یک ساختمان پنج طبقه به کار بردند و تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر روی آن انجام دادند [۱۳]. نتایج نشان داد که استفاده از این سیستم می‌تواند باعث کاهش پاسخ‌های سازه‌ای به زلزله شود؛ از جمله کاهش میزان برش پایه و انحراف طبقات که در نتیجه آن، خسارت به سازه کاهش می‌یابد. در تحقیق دیگری در همان سال پاراقی<sup>۱۰</sup> و رستوگی<sup>۱۱</sup>، میراگر U شکل با مقطع دوزنقه از آلیاژ حافظه‌دار شکلی را به جداساز لرزه‌ای افزودند [۱۴]. ویژگی‌هایی مانند استحکام تسلیم، نیروی تسلیم، جابه‌جایی تسلیم، سختی اولیه، سختی پس از تسلیم، نسبت سختی و ظرفیت اتلاف انرژی برای میراگر پیشنهادی و سنتی با استفاده از تحلیل عددی اجزای محدود مقایسه شد. تغییرشکل پیشنهادی منجر به ایجاد یک میراگر U با شکل بهینه شد که قابلیت‌های اتلاف انرژی و تغییرشکل آن به‌طور قابل توجهی نسبت به میراگرهای U مستطیلی موجود در ادبیات فنی افزایش یافته است.

ایده استفاده از غلطک در جداسازها در سال (۱۹۹۳) توسط لین<sup>۱۲</sup> و همکاران ارائه شد [۱۵] و در سال (۱۹۹۵) با انجام آزمایش‌هایی تکمیل گردید [۱۶]. آزمایش‌های این سیستم بر روی یک سازه یک طبقه با وزن ۳۲۶ کیلوگرم که بر روی مجموعه‌ای از غلطک‌های آزاد نصب شده است، بر روی یک میز لرزه به ابعاد ۳ × ۳ انجام گرفت. رفتار دینامیکی سازه جداسازی شده مورد مطالعه قرار گرفت و برای صحت‌سنجی نتایج تحلیلی استفاده شد. در سیستم جداساز، ضریب اصطکاک غلطشی دینامیکی که در سرعت‌های زاویه‌ای مختلف اندازه‌گیری شد، دو زلزله، یکی با زمان تناوب کوتاه و دیگری با زمان تناوب بلند از تایوان، به‌عنوان سیگنال‌های ورودی مورد استفاده قرار گرفتند. شتاب‌های تجربه‌شده توسط روسازه در مقایسه با شرایط پایه ثابت، کاهش یافت. در آخر با افزودن فنر، تغییر مکان دائمی ایجادشده را اصلاح نمودند.

همچنین راهنمای جامعی به‌منظور کاربرد غلطک در جداساز پل‌ها توسط لی<sup>۱۳</sup> و همکاران در سال (۲۰۰۷) ارائه گردید [۱۷]. آن‌ها در مقاله‌ای دیگر در سال (۲۰۱۰) یک جداساز لرزه‌ای جدید

9 Gaikwad

10 Paraghi

11 Rastogi

12 Lin

13 Lee

1 Ene

2 Interaction Curve

3 Oh

4 Manchalwar

5 Bakre

6 Vamshisheela

7 Nguyen

8 Guizani



را ارائه دادند که با استفاده از غلطک‌های استوانه‌ای بر روی سطوح شیب‌دار هفتی شکل کار می‌کند [۱۸]. این جداساز دارای ویژگی‌های مطلوب شتاب طیفی ثابت، قابلیت مرکزگرایی و مکانیزم اصطکاک لغزشی داخلی است. آن‌ها در این مقاله رفتار لرزه‌ای تکیه‌گاه را از طریق مطالعات تحلیلی و تجربی بررسی نمودند.

**طیاران و حسینی** نیز استفاده از غلطک‌های بالشتی در جداسازهای لرزه‌ای ساختمان‌های کوتاه تا میان‌مرتبه را بررسی کردند [۱۹]. نتایج نشان داد که سیستم جداساز پیشنهادی می‌تواند شتاب مطلق ساختمان را به‌طور متوسط ۷۸٪ کاهش دهد و حداکثر جابه‌جایی ساختمان ۱/۷۷ برابر حرکت زمین باشد. **روات<sup>۱</sup>** و **همکاران** نیز به بررسی تحلیلی ساختمان چند طبقه بر روی غلطک‌های لوله‌ای که در دو جهت عمود بر هم قرار داشتند، پرداختند [۲۰]. آن‌ها نتیجه‌گیری کردند که سیستم جداساز غلطکی در کاهش اثرات مخرب حرکات زمین‌لرزه نزدیک به گسل، مؤثر است.

نگارندگان این مقاله ابتدا در مطالعه‌ای تجربی به بررسی میراگر ابداعی خود یعنی میراگر غلطکی بیضوی پرداختند. در این پژوهش، دو میراگر از این نوع ساخته، سپس به‌طور هم‌زمان تحت بارگذاری ثقلی و تغییر مکان جانبی چرخه‌ای قرار داده شدند. بار ثقلی در این آزمایش، به‌عنوان نماینده بار ثقلی ساختمان و بار قائم زلزله در نظر گرفته شد. در این مقاله نشان داده شد که تغییر نیروی ثقلی و ضریب اصطکاک، تأثیری بر رفتار میراگرهای غلطکی بیضوی ندارد و چرخش غلطک‌ها در راستای حرکت حرکت جانبی میراگر، به‌طور مؤثری اصطکاک را حذف می‌کند [۴]. این ویژگی، میراگرهای غلطکی بیضوی را به گزینه‌ای مناسب برای استفاده در جداسازهای لرزه‌ای تبدیل کرده است. با این حال، تاکنون کاربرد این میراگرها در سیستم‌های سازه‌ای، به‌ویژه در جداسازهای لرزه‌ای، مورد بررسی قرار نگرفته است.

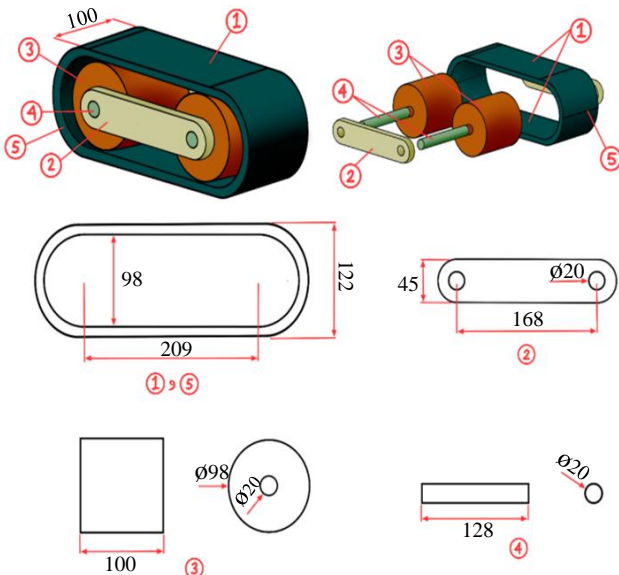
همان‌طور که گفته شد، مطالعات زیادی بر افزودن میراگر L شکل به جداساز یا جداسازهای غلطکی، جداگانه بررسی شده است، اما جای ترکیب این روش‌ها در ادبیات فنی خالی است. جداسازهای لرزه‌ای مجهز به این نوع میراگر فاقد هسته سربی هستند و در عین حال، هم‌زمان از مزایای مکانیزم غلطکی (مانند کاهش اصطکاک) و رفتار تسلیمی میراگرهای بیضوی (مانند جذب انرژی مؤثر) بهره می‌برند. این ترکیب می‌تواند عملکرد جداسازهای لرزه‌ای را بهبود بخشد و آن‌ها را از نظر زیست‌محیطی و اقتصادی نیز به گزینه‌ای بهینه‌تر تبدیل نماید. میراگر غلطکی بیضوی به‌گونه‌ای طراحی شده است که امکان تعویض آن پس از زلزله وجود داشته باشد. این میراگرها با استفاده

از اتصالات پیچ و مهره به سازه متصل شده‌اند، که این امر فرآیند جداسازی و تعویض آن‌ها را نسبتاً ساده می‌کند. با این حال، در هنگام تعویض، استفاده از جک‌های موضعی ضروری است. این جک‌ها برای پشتیبانی موقت بار سازه در طول فرآیند جداسازی و نصب مجدد میراگر به‌کار می‌روند. این روش باعث می‌شود که سازه اصلی در طول عملیات تعویض، پایدار و ایمن باقی بماند. به‌منظور بررسی دقیق‌تر این میراگرها و شناخت پارامترهای مؤثر بر عملکرد آن‌ها در جداسازهای لرزه‌ای، در این پژوهش ابتدا پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر بررسی شده و در نهایت، شکل بهینه میراگر برای استفاده در جداسازها پیشنهاد شده است.

## ۲- صحت‌سنجی مدل عددی

هندسه میراگر مطابق شکل (۳) با توجه به آزمایش انجام‌شده توسط همین تیم تحقیقاتی، در نرم‌افزار آباکوس ساخته و مش‌بندی شد [۲۱]. طول قسمت صاف ۲۰۹ میلی‌متر، عرض میراگر ۱۰۰ میلی‌متر، ضخامت قسمت بیضوی ۱۲ میلی‌متر و ارتفاع داخلی میراگر ۹۸ میلی‌متر بود.

المان‌ها از نوع ۸ گره‌ای و انتگرال‌گیری کاهش‌یافته انتخاب شدند. آنالیز حساسیت اندازه مش بر اساس اندازه مش قسمت بیضوی و مقاومت جانبی میراگر مطابق شکل (۴) انجام گرفت. نتایج نشان داد که با کاهش اندازه مش قسمت بیضوی به ۲/۵ میلی‌متر، تعداد لایه‌های المان به ۵ افزایش یافت، اما تغییر قابل‌توجهی در نتایج مشاهده نشد. بر این اساس، اندازه مش قسمت بیضوی، غلطک‌ها و پین‌ها ۵ میلی‌متر، صفحه رابط و صفحه بارگذاری ۱۰ میلی‌متر انتخاب شد.

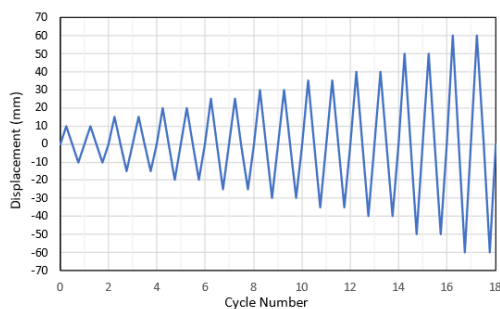


شکل ۳- هندسه میراگر غلطکی بیضوی

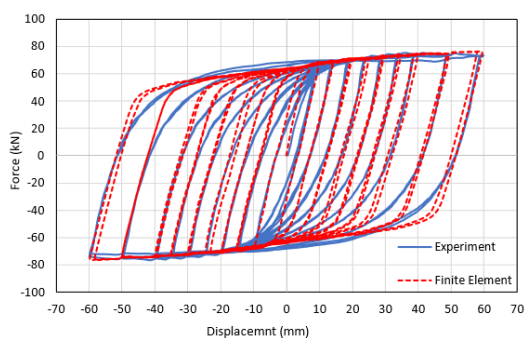
<sup>1</sup> Rawat

صفحه رابط بین میله‌ها که در آزمایش پرچ شده بود، چسبیده شد. سپس بین دوه‌دو صفحات باقی‌مانده تماس سطح به سطح برقرار شد و ضریب اصطکاک بین اعضای فولادی به دلیل کم بودن اصطکاک در اثر چرخش غلطک‌ها ۰/۲ فرض گردید و اعضا در جهت برون صفحه مقید شدند تا شرایط مشاهده شده در آزمایش را به درستی شبیه‌سازی نمایند. انتهای صفحه زیرین نیز در شش جهت مقید گردید.

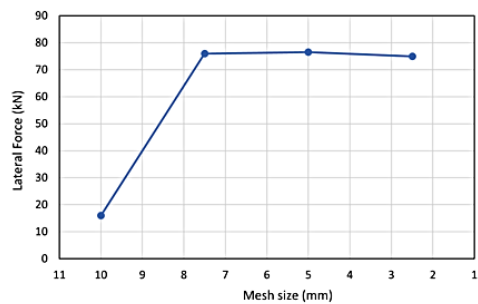
برای بارگذاری در قدم اول نیروی ثقلی ۱۸ تنی به صورت یک نیروی متمرکز فشاری بر صفحه بارگذاری فوقانی اعمال شد. در قدم بعد نیروی جانبی به صورت تغییرمکان-کنترل به تعداد ۱۸ چرخه از تغییرمکان ۱۰ میلی‌متر تا حداکثر ۶۰ میلی‌متر مطابق شکل (۷) به صفحه فوقانی اعمال شد. تغییرمکان بر اساس FEMA 461 در هر چرخه، حداکثر ۴۰ درصد مقدار قبلی افزایش یافت و هر مقدار به تعداد دو چرخه تکرار شد [۲۲]. منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل و مقایسه آن با هیستریزس آزمایش در شکل (۸) قابل مشاهده است. همچنین کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل، حاصل از تحلیل در شکل (۹) ارائه شده است.



شکل ۷- پروتکل بارگذاری

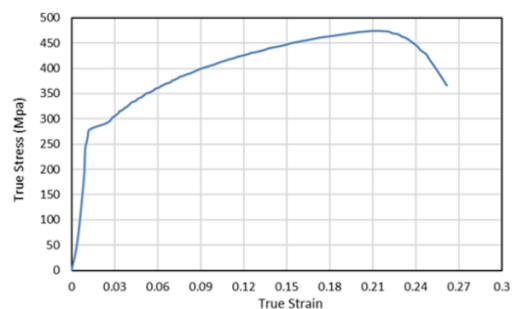


شکل ۸- مقایسه منحنی هیستریزس آباکوس و آزمایش

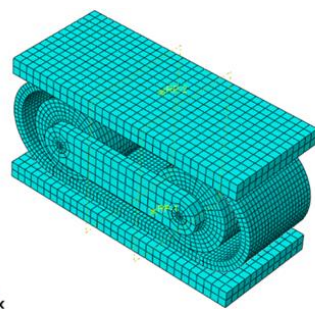


شکل ۴- تحلیل حساسیت اندازه مش

برای دستیابی به نمایش دقیق‌تری از رفتار فولاد ST37 در تحلیل اجزای محدود، منحنی تنش-کرنش واقعی محاسبه شده و در شکل (۵) نشان داده شده است. این منحنی از منحنی مهندسی تنش-کرنش به دست آمده از آزمون کشش با اعمال تبدیل‌های استاندارد برای محاسبه تنش واقعی و کرنش واقعی به دست آمده است. سخت‌شوندگی با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش، از نوع سینماتیک انتخاب شد. در سخت‌شوندگی سینماتیک، اندازه صفحه تسلیم ثابت می‌ماند اما مرکز آن جابه‌جا می‌شود. همچنین صفحات بارگذاری صلب تعریف شدند. مدل ساخته شده در آباکوس در شکل (۶) نشان داده شده است.



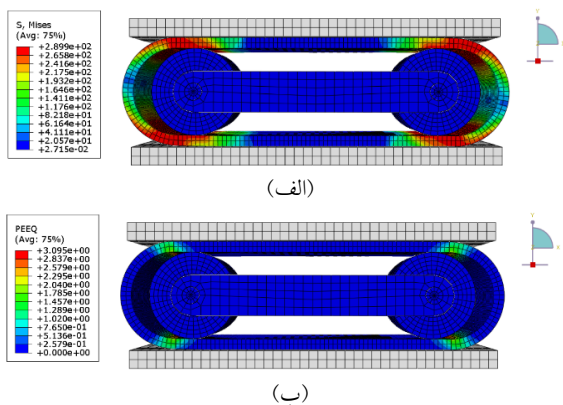
شکل ۵- منحنی تنش-کرنش واقعی فولاد



شکل ۶- مدل اجزای محدود میراگر در نرم‌افزار آباکوس

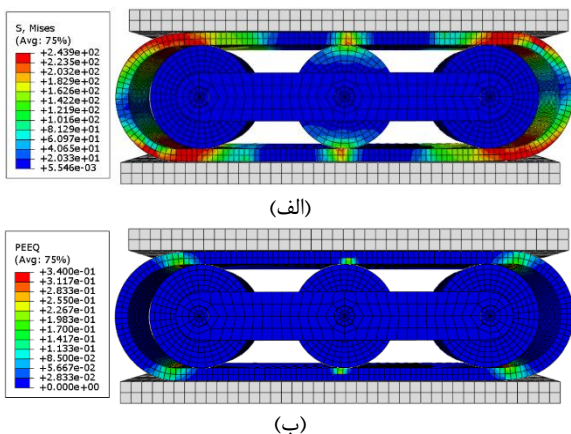
در مرحله بعد، قسمت‌های جوش شده در آزمایش در مدل عددی به همدیگر چسبیده شدند. همچنین میله داخل سیلندر به

<sup>1</sup> Tie



شکل ۱۰- کانتورهای میراگر با طول ۱۵۰٪ مقدار اولیه در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

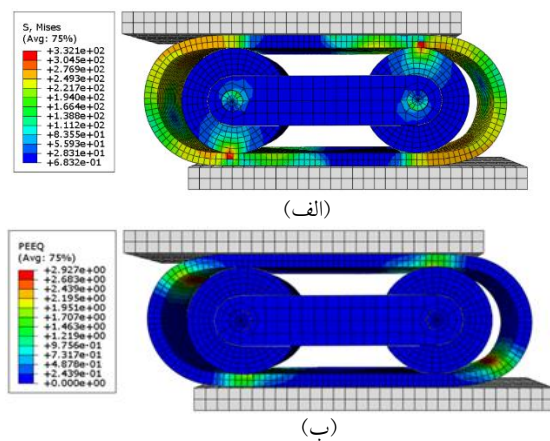
سپس در حالتی که طول قسمت صاف ۳۱۳ میلی متر است، یک غلطک دیگر به میراگر افزوده شد تا تأثیر تعداد غلطک‌ها بر رفتار میراگر به منظور کاربرد در جاساز سنجیده شود. این عمل، تأثیری بر منحنی هیستریزس نداشت. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل میراگر سه‌غلطک در شکل (۱۱) قابل مشاهده است.



شکل ۱۱- کانتورهای میراگر با سه غلطک در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۲-۳- تغییر عرض

عرض میراگر به مقدار ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد مقدار اولیه (۹۰ تا ۵۰ میلی متر) کاهش یافت و مقدار مقاومت جانبی به ترتیب به اندازه ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد مقدار اولیه به‌ازای هر مقدار کاهش یافت. سپس عرض میراگر به مقدار ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد مقدار اولیه (۱۱۰ تا ۱۵۰ میلی متر) افزایش یافت و مقدار مقاومت جانبی به ترتیب به اندازه ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد مقدار اولیه به‌ازای هر مقدار افزایش یافت. شکل‌های (۱۲) و (۱۳) منحنی هیستریزس میراگر را در عرض‌های متفاوت نشان می‌دهند که تعدادی از منحنی‌های میانی به دلیل وضوح بهتر شکل حذف گردیده‌اند. تغییرات مقاومت جانبی با تغییر عرض، به دلیل



شکل ۹- کانتورها پس از تحلیل در تغییر مکان حداکثر: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۳- مطالعه پارامتریک

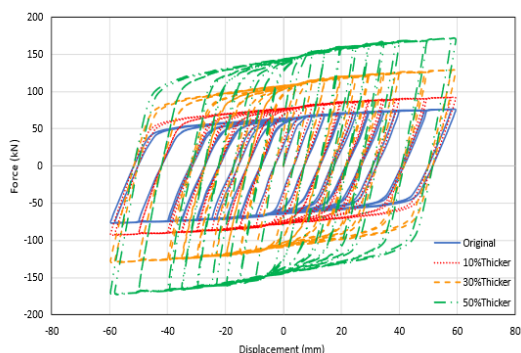
از مهم‌ترین پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر در جاساز لرزه‌ای، پارامترهای هندسی است [۲۳]. بنابراین مرحله اول، انجام تحلیل پارامتری است، به این معنا که متغیرهای هندسی تأثیرگذار احتمالی بر جذب انرژی میراگر در مدل عددی تغییر می‌کنند و نتایج به‌دست‌آمده با حالت اولیه مقایسه می‌شوند. در انتهای تحلیل پارامتری، مؤثرترین متغیرها بر روی جذب انرژی میراگر غلطکی بیضوی به ترتیب مشخص می‌شوند. این متغیرها شامل طول قسمت صاف، عرض، ضخامت و ارتفاع است.

### ۳-۱- تغییر طول

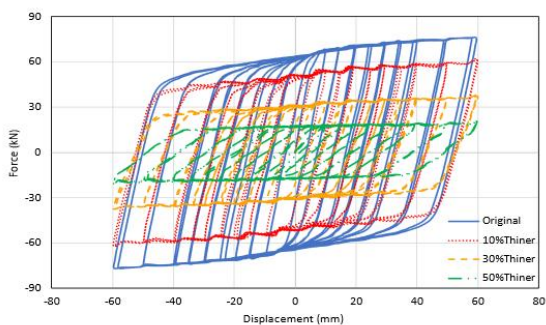
تأثیر تغییر طول قسمت صاف بر مقاومت جانبی میراگر به صورت عددی بررسی گردید. در مدل‌های جداگانه طول قسمت صاف از ۷۰ درصد مقدار اولیه یعنی ۱۴۶ میلی متر، هر بار ۱۰ درصد تا ۱۵۰ درصد مقدار اولیه یعنی ۳۱۳ میلی متر افزایش یافت و اثری بر منحنی هیستریزس نداشت. بی‌اثر بودن تغییر طول قسمت صاف بر منحنی به دلیل عدم تسلیم این قسمت و عدم مشارکت آن در استهلاک انرژی است. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل میراگر با افزایش طول ۵۰ درصدی در شکل (۱۰) قابل مشاهده است.

### ۳-۳- تغییر ضخامت

ضخامت قسمت بیضوی از ۵۰ درصد مقدار اولیه یعنی ۶ میلی‌متر تا ۱۵۰ درصد مقدار اولیه یعنی ۱۸ میلی‌متر تغییر یافت و مقدار تغییر ضخامت متناسب با مجذور درصد تغییر مقاومت میراگر بود. یعنی با تغییر ۵۰، ۶۰، ۷۰، ۸۰، ۹۰، ۱۱۰، ۱۲۰، ۱۳۰، ۱۴۰ و ۱۵۰ درصدی ضخامت، مقاومت به ترتیب به مقادیر ۲۵، ۳۶، ۴۹، ۶۴، ۸۱، ۱۲۱، ۱۴۴، ۱۶۹، ۱۹۶ و ۲۲۵ درصد مقدار اولیه رسید. شکل‌های (۱۵) و (۱۶) منحنی هیستریزیس میراگر در ضخامت‌های متفاوت را نشان می‌دهند که تعدادی از منحنی‌های میانی به دلیل وضوح بهتر شکل حذف گردیده‌اند. تغییرات مقاومت جانبی با تغییر ضخامت، به دلیل تغییرات ایجاد شده در اساس مقطع پلاستیک رخ داده‌اند، زیرا مقاومت جانبی با مجذور اساس مقطع پلاستیک نسبت مستقیم دارد. همچنین کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل میراگر با افزایش ضخامت ۵۰ درصدی در شکل (۱۷) قابل مشاهده است.

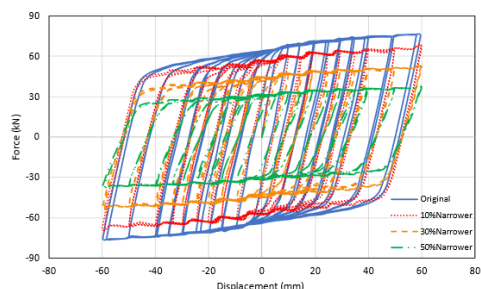


شکل ۱۵- اثر افزایش ضخامت قسمت بیضوی بر منحنی هیستریزیس

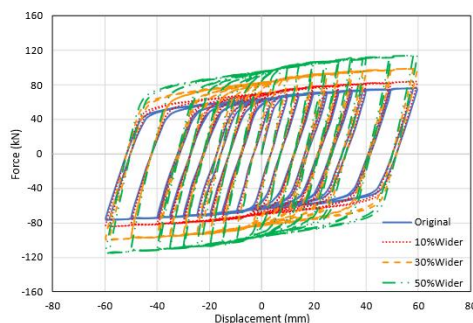


شکل ۱۶- اثر کاهش ضخامت قسمت بیضوی بر منحنی هیستریزیس

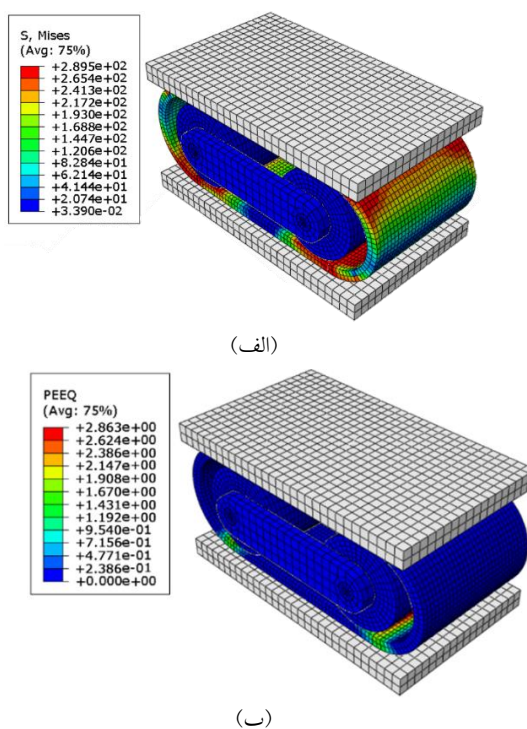
تغییرات ایجاد شده در اساس مقطع پلاستیک رخ داده‌اند، زیرا مقاومت جانبی با اساس مقطع پلاستیک نسبت مستقیم دارد. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل میراگر با افزایش عرض ۵۰ درصدی در شکل (۱۴) قابل مشاهده است.



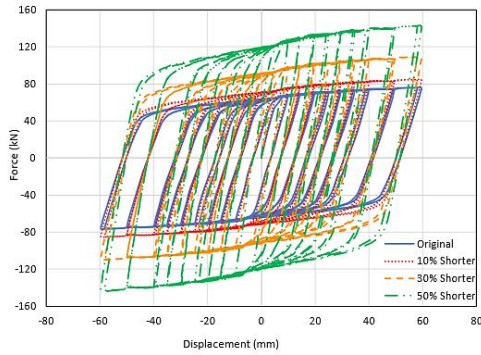
شکل ۱۲- اثر کاهش عرض میراگر بر منحنی هیستریزیس



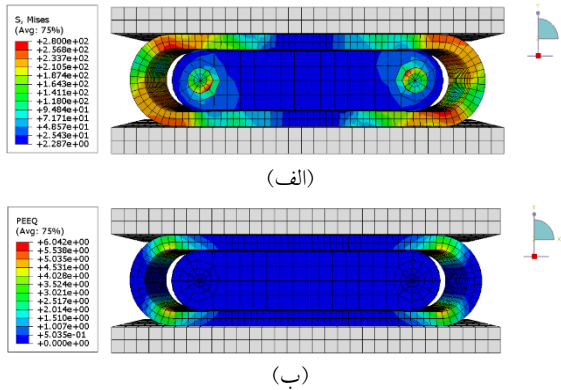
شکل ۱۳- اثر افزایش عرض میراگر بر منحنی هیستریزیس



شکل ۱۴- کانتورهای میراگر با عرض ۱۵۰٪ مقدار اولیه در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل



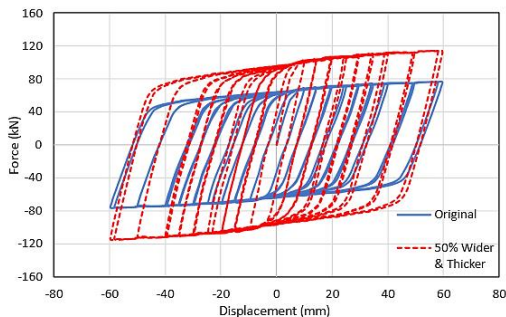
شکل ۱۹- اثر کاهش ارتفاع میراگر بر منحنی هیستریزس



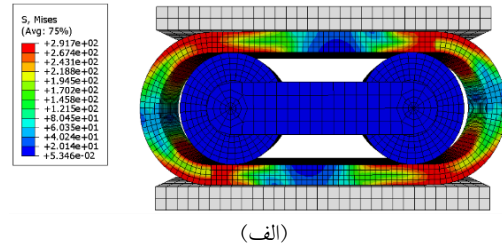
شکل ۲۰- کانتورهای میراگر با کاهش ۵۰٪ مقدار اولیه در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۳-۵- تغییر عرض و ضخامت

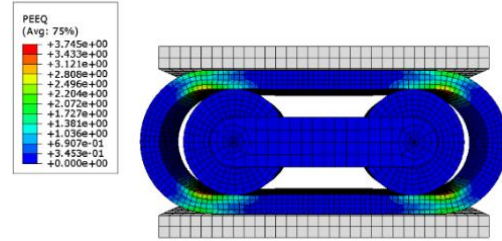
برای بهبود هر چه بهتر رفتار میراگر، پارامترهای بهبوددهنده، هم‌زمان اعمال می‌شوند. ابتدا، مدلی با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۸ میلی‌متر ساخته شد که هر یک افزایش ۵۰ درصدی نسبت به مدل اولیه دارند. مشاهده شد که مقاومت میراگر مطابق شکل (۲۱) فقط به اندازه ۵۰ درصد افزایش یافت. این مقدار کم‌تر از مقدار پیش‌بینی شده بر اساس تغییرات عرض و ضخامت به‌طور مستقل است. همچنین کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل، حاصل از تحلیل در شکل (۲۲) قابل مشاهده است.



شکل ۲۱- اثر افزایش ۵۰ درصدی عرض و ضخامت بر منحنی هیستریزس



(الف)

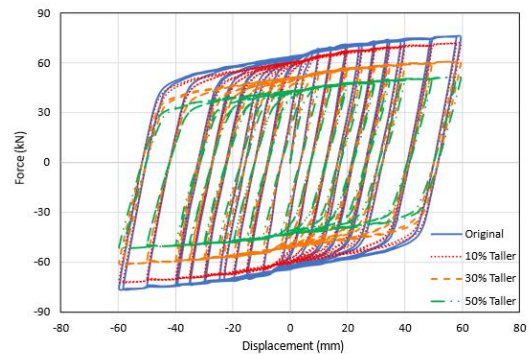


(ب)

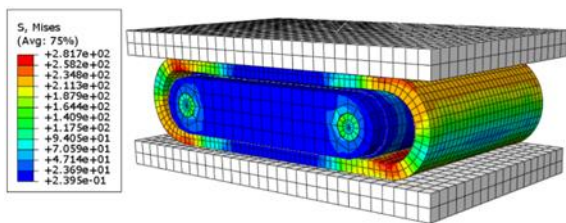
شکل ۱۷- کانتورهای میراگر با ضخامت ۱۵۰٪ مقدار اولیه در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۳-۶- تغییر ارتفاع

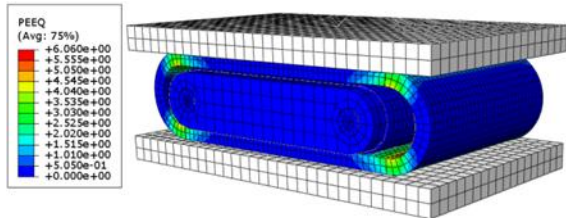
ارتفاع میراگر از ۵۰ درصد مقدار اولیه تا ۱۵۰ درصد مقدار اولیه تغییر یافت. با افزایش ارتفاع، نیروی جانبی کاهش و با کاهش آن نیروی جانبی افزایش پیدا کرد. درصد افزایش یا کاهش نیرو نیز همان‌طور که در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) مشاهده می‌شود با عکس تغییرات ارتفاع رابطه مستقیم دارد. یعنی هر چه ارتفاع کاهش می‌یابد، نیروی جانبی بیش‌تر می‌شود. با تغییر ارتفاع به میزان ۵۰، ۶۰، ۷۰، ۸۰، ۹۰، ۱۱۰، ۱۲۰، ۱۳۰، ۱۴۰ و ۱۵۰ درصد، تغییرات مقاومت جانبی به ترتیب ۶۷، ۷۳، ۷۸، ۸۴، ۹۲، ۹۲، ۱۱۲، ۱۲۶، ۱۴۳، ۱۶۶ و ۲۰۰ درصد مقدار اولیه تغییر یافت. همچنین کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل میراگر با کاهش ارتفاع ۵۰ درصدی در شکل (۲۰) قابل مشاهده است.



شکل ۱۸- اثر افزایش ارتفاع میراگر بر منحنی هیستریزس



(الف)

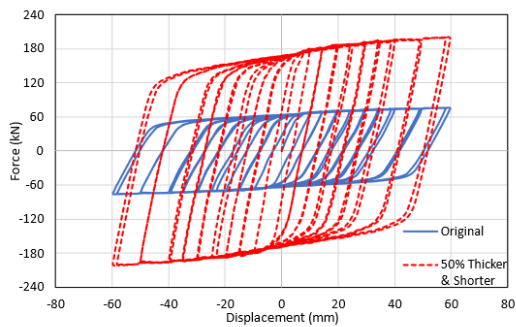


(ب)

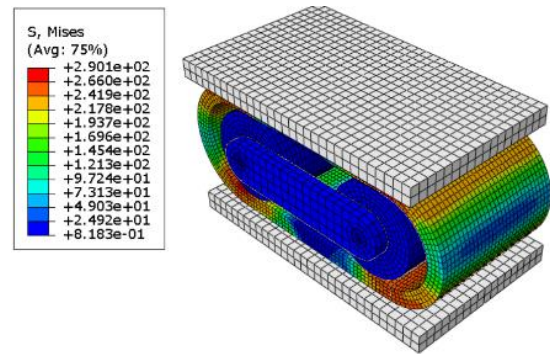
شکل ۲۴- کانتورهای میراگر با افزایش ۵۰ درصدی عرض و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa کرنش پلاستیک معادل (ب)

### ۷-۳- تغییر ضخامت و ارتفاع

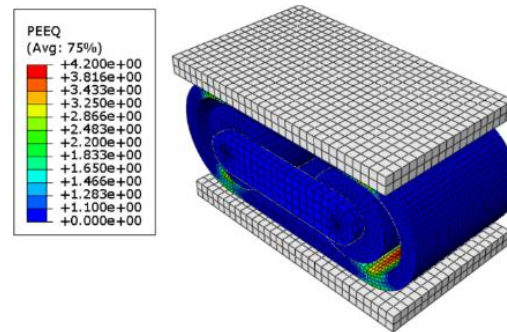
در مرحله بعد، کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع و افزایش ۵۰ درصدی ضخامت به طور همزمان اعمال شد که نتیجه آن افزایش ۱۷۵ درصدی مقاومت جانبی میراگر مطابق شکل (۲۵) بود. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل، حاصل از تحلیل در شکل (۲۶) قابل مشاهده است که نشان می دهد به میراگر، تنش و کرنش بسیار زیادی تحمیل شده است.



شکل ۲۵- اثر افزایش ۵۰ درصدی ضخامت و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع بر منحنی هیستریزس



(الف)

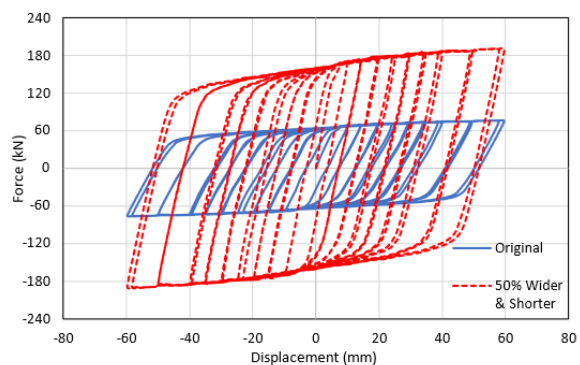


(ب)

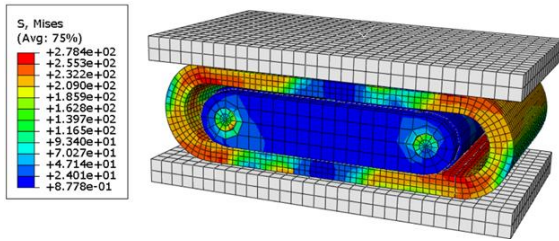
شکل ۲۲- کانتورهای میراگر با افزایش ۵۰ درصدی عرض و ضخامت در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa کرنش پلاستیک معادل (ب)

### ۶-۳- تغییر عرض و ارتفاع

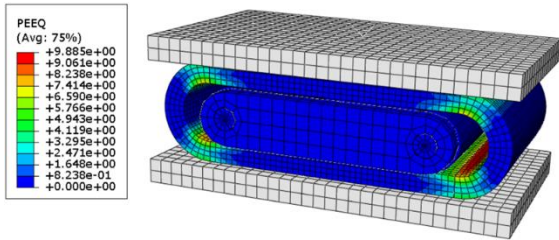
در مدلی دیگر، کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع و افزایش ۵۰ درصدی عرض به طور همزمان اعمال شد که نتیجه آن افزایش ۱۵۰ درصدی مقاومت جانبی میراگر مطابق شکل (۲۳) بود. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل، حاصل از تحلیل در شکل (۲۴) قابل مشاهده است که نشان می دهد کرنش زیادی به میراگر تحمیل شده است.



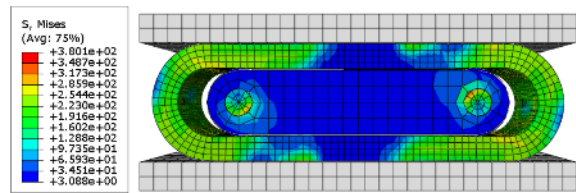
شکل ۲۳- اثر افزایش ۵۰ درصدی عرض و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع بر منحنی هیستریزس



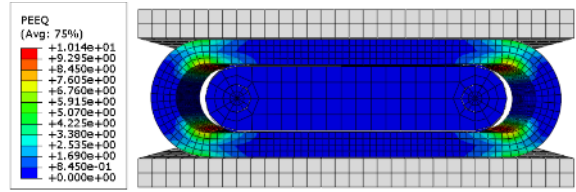
(الف)



(ب)



(الف)

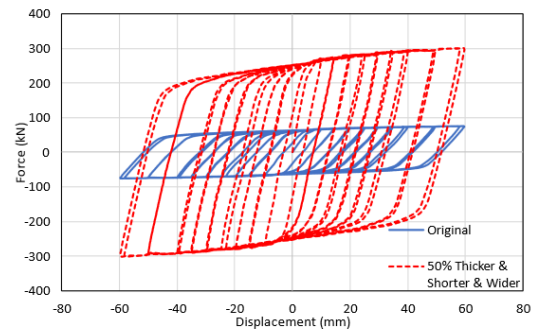


(ب)

شکل ۲۶- کانتورهای میراگر با افزایش ۵۰ درصدی ضخامت و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۳-۸- تغییر عرض، ضخامت و ارتفاع

در آخر، کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع و افزایش ۵۰ درصدی عرض و ضخامت به‌طور هم‌زمان اعمال شد که نتیجه آن افزایش ۲۷۵ درصدی مقاومت جانبی میراگر مطابق شکل (۲۷) بود. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل، حاصل از تحلیل در شکل (۲۸) قابل مشاهده است که نشان می‌دهد به میراگر، تنش و کرنش بسیار زیادی تحمیل شده است.

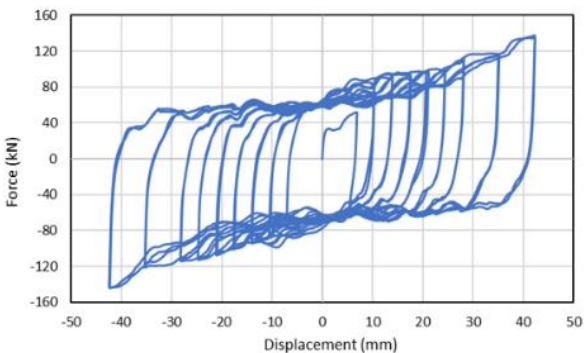


شکل ۲۷- اثر افزایش ۵۰ درصدی عرض و ضخامت و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع بر منحنی هیستریزس

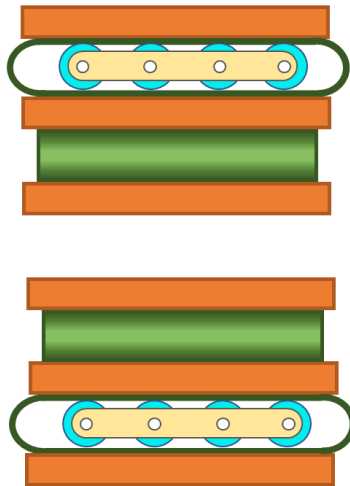
شکل ۲۸- کانتورهای میراگر با افزایش ۵۰ درصدی عرض و ضخامت و کاهش ۵۰ درصدی ارتفاع در انتهای تحلیل: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۴- اعمال تغییر مکان مورب

از آنجایی که جداسازهای لرزه‌ای تحت تغییر مکان در همه زوایا قرار می‌گیرند [۲۴]، می‌بایست میراگر غلطکی بیضوی نیز تحت بارگذاری مورب قرار گیرد تا توانایی آن در تحمل بارگذاری مورب سنجیده شود. به این منظور، میراگر اولیه تحت همان بارگذاری آزمایش اما با زاویه ۴۵ درجه قرار گرفت. منحنی هیستریزس میراگر در جهت حرکت غلطک‌ها و جهت عمود بر آن رسم گردید. همان‌طور که در شکل‌های (۲۹) و (۳۰) دیده می‌شود، این نمودارها دارای چرخه‌های پایدار بدون افت نیرو هستند. بر اثر این نوع بارگذاری، مقاومت جانبی میراگر افزایش یافته است اما منحنی هیستریزس در راستای جهت حرکت غلطک‌ها به دلیل ایجاد اصطکاک با آن‌ها، ناهموار شده است. شکل (۳۱) قابل مشاهده است که نشان می‌دهد به میراگر، تنش بسیار زیادی تحمیل شده است. قسمت بیضوی در این نوع بارگذاری، دچار تغییر شکل‌های برشی و خمشی به‌طور هم‌زمان می‌شود.



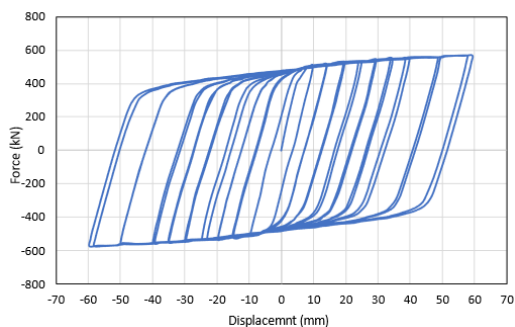
شکل ۲۹- منحنی هیستریزس میراگر در جهت حرکت غلطک‌ها



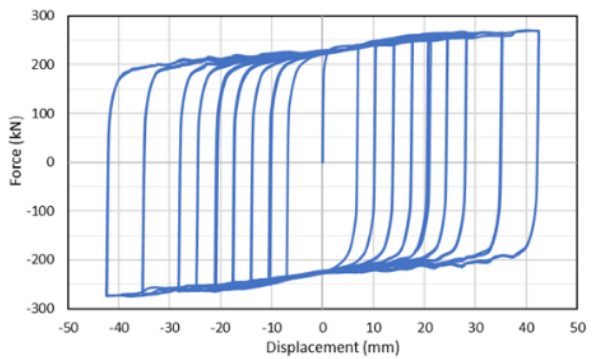
شکل ۳۲- نماهای جانبی جداساز پیشنهادی

### ۲-۵- مدل سازی عددی

به منظور بررسی عددی جداساز پیشنهادی، ابتدا دو میراگر با ضخامت ۱۸ میلی‌متر، عرض ۱۵۰ میلی‌متر، طول داخلی ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۹ میلی‌متر که عرض و ضخامت، افزایش ۵۰ درصدی و طول و ارتفاع، کاهش ۵۰ درصدی نسبت به آزمایش دارند، بر روی هم و در یک راستا قرار گرفتند. نیروی ثقلی ۱۸ تنی و تغییر مکان جانبی مطابق شکل (۷) در جهت حرکت غلطک‌ها به صفحه بالایی اعمال شد. منحنی هیستریزس در شکل (۳۳) نشان داده شده است. کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل حاصل از تحلیل در شکل (۳۴) قابل مشاهده است که نشان می‌دهد به میراگر، کرنش زیادی تحمیل شده است.

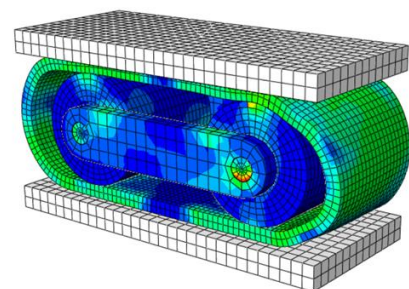
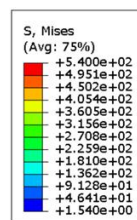


شکل ۳۳- منحنی هیستریزس دو میراگر بر روی هم

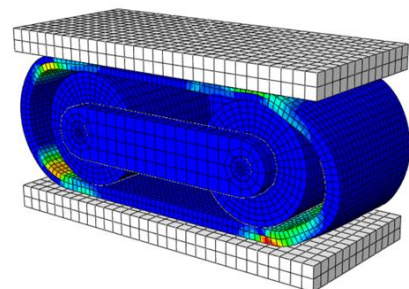
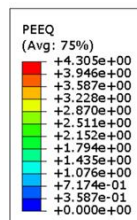


شکل ۳۰- منحنی هیستریزس میراگر در جهت عمود بر حرکت

غلطک‌ها



(الف)



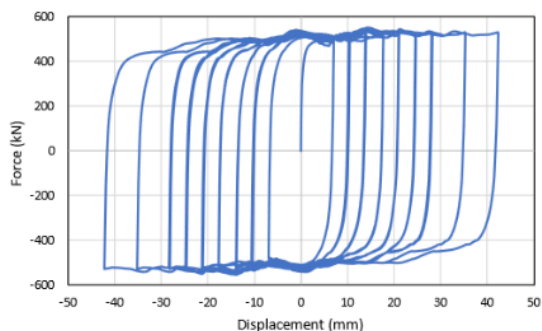
(ب)

شکل ۳۱- کانتورهای میراگر در انتهای تحلیل با اعمال تغییر مکان ۴۵ درجه: (الف) تنش فون میسز بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

### ۵- جداساز لرزه‌ای

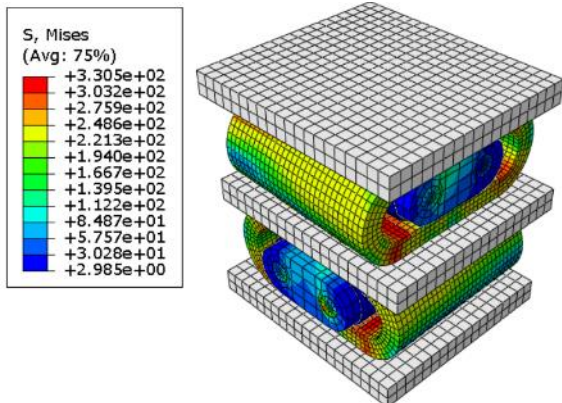
#### ۱-۵- طرح پیشنهادی

برای ساخت جداساز لرزه‌ای با استفاده از میراگر غلطکی بیضوی، میراگرها در دو ردیف با جهت غلطک‌های عمود بر هم قرار می‌گیرند. با توجه به بخش ۳-۱ می‌توان تعداد غلطک‌ها و طول میراگر را افزایش داد. پیش‌بینی می‌شود، از آنجایی که طبق بخش ۴، میراگر توانایی تحمل تغییر مکان‌های مورب را نیز دارد، این جداساز ساخته شده با میراگر، در برابر بار زلزله به خوبی عمل کند. شکل (۳۲) آرایش جداساز پیشنهادی را نشان می‌دهد. برای میرایی بهتر میراگر با توجه به بخش‌های ۳-۳ تا ۳-۸ می‌توان ضخامت قسمت منحنی را افزایش و ارتفاع میراگرها را کاهش داد.

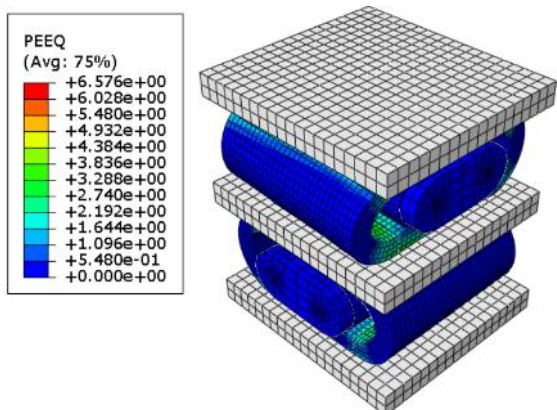


شکل ۳۶- منحنی هیستریزیس جداساز در جهت حرکت غلطک‌های

میراگر پایین



(الف)



(ب)

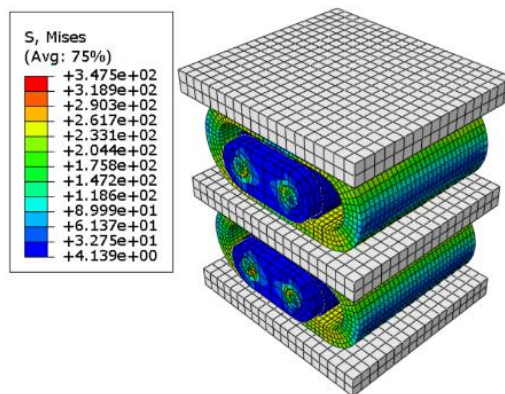
شکل ۳۷- کانتورهای جداساز لرزه‌ای در انتهای تحلیل: (الف) تنش

فون میسر بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

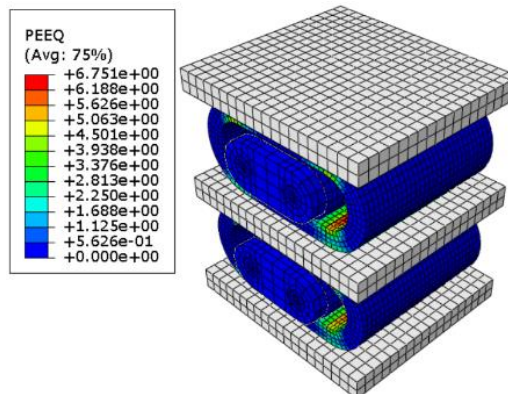
## ۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر غلطکی بیضوی به‌منظور استفادهٔ بهینه در جداسازهای لرزه‌ای به‌صورت عددی بررسی شد. نتایج نشان داد:

- ۱- تغییرات در پارامترهای هندسی میراگر مانند طول، عرض، ضخامت و ارتفاع تأثیر قابل‌توجهی بر مقاومت جانبی و توانایی جذب انرژی آن دارد. به‌طور خاص، افزایش ضخامت و عرض و



(الف)

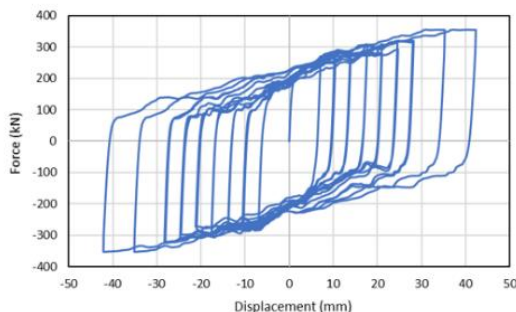


(ب)

شکل ۳۸- کانتورهای دو میراگر بر روی هم در انتهای تحلیل: (الف) تنش

فون میسر بر حسب MPa (ب) کرنش پلاستیک معادل

سپس میراگر بالایی با ۹۰ درجه چرخش در جهت عمود بر حرکت غلطک‌های میراگر پایین قرار گرفت. تغییر مکان جانبی مطابق شکل (۷) در جهت ۴۵ درجه به صفحهٔ بالایی اعمال شد. منحنی‌های هیستریزیس در شکل‌های (۳۵) و (۳۶) نشان می‌دهد مقاومت جانبی میراگر به‌دلیل دخیل شدن تغییر شکل‌های برشی قسمت بیضوی افزایش یافته است. کرنش پلاستیک معادل حاصل از تحلیل در شکل (۳۷) قابل مشاهده است که نشان‌دهندهٔ تحمیل کرنش زیادی به میراگر است.



شکل ۳۹- منحنی هیستریزیس جداساز در جهت حرکت غلطک‌های

میراگر بالا

کاهش ارتفاع موجب افزایش مقاومت جانبی میراگر شد؛ درحالی که افزایش طول، تأثیر قابل توجهی بر عملکرد هیستریزیس نداشت.

۲- تغییرات مقاومت جانبی با تغییرات عرض نسبت مستقیم، با مجذور تغییرات ضخامت نسبت مستقیم و با تغییرات ارتفاع نسبت عکس دارد اما این روابط در ترکیب تغییرات این پارامترها برقرار نیست.

۳- افزایش تعداد غلطک‌ها، اثری بر منحنی هیستریزیس ندارد اما می‌تواند در بهبود تحمل بارهای ثقلی و افزایش پایداری عملکرد میراگر، نقش مؤثری ایفا نماید.

۴- نتایج مدل‌های عددی نشان داد که میراگر غلطکی بیضوی توانایی تحمل تغییرمکان‌های مورب و تغییرشکل‌های برشی را دارد و در تمامی زوایا چرخه‌های هیستریزیس پایدار و بدون افت نیرو ارائه می‌دهد.

۵- طراحی بهینه میراگر شامل افزایش ضخامت قسمت منحنی، کاهش ارتفاع و افزایش عرض، منجر به عملکرد بهتر در جذب انرژی و کاهش انتقال انرژی زلزله به سازه می‌شود. اما باعث افزایش تنش و کرنش در میراگر می‌شود که شکست احتمالی این نواحی می‌تواند در تحقیقات آتی مورد بررسی قرار گیرد.

۶- نتایج پژوهش نشان داد که میراگر غلطکی بیضوی به دلیل ویژگی‌های پایداری، ظرفیت جذب انرژی بالا و سازگاری با بارهای ثقلی، گزینه‌ای مناسب برای استفاده در جداسازهای لرزه‌ای است.

۷- با توجه به توانایی تحمل بارگذاری مورب و طراحی پیشنهادی، پیش‌بینی می‌شود که جداساز مجهز به این میراگرها عملکرد مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای داشته باشد.

#### ۷- پیشنهادها

از جمله موضوعاتی که در این مقاله به آن پرداخته نشده و پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های آینده مورد توجه قرار گیرد، مدل‌سازی خرابی و بررسی پارامترهای مؤثر بر سختی میراگر است. علاوه بر این، مطالعه کاربرد این میراگر در سایر سیستم‌های سازه‌ای، از جمله قاب‌های خمشی، می‌تواند به عنوان یکی از محورهای تحقیقات آتی مطرح شود.

- [13] Gaikwad, S., Satarkar, P.R., and Manchalwar, A. (2023), "Seismic Analysis of Five-Storied Building Using U-Shaped Hybrid Isolator and Lead Rubber Bearing Isolator", In International Conference on Interdisciplinary Approaches in Civil Engineering for Sustainable Development, pp.477-485
- [14] Parghi, A., and Rastogi, A. (2023), "U-Shaped Hysteresis SMA Damper for Seismic Isolation: A Numerical Study", In International Conference on Advances in Civil Infrastructure and Construction Materials, pp.253-262.
- [15] Lin, T.W., and Hone, C.C. (1993), "Base isolation by free rolling rods under basement", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(3), pp.261-273.
- [16] Lin, T.W., Chern, C.C., and Hone, C.C. (1995), "Experimental study of base isolation by free rolling rods", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(12), pp.1645-1650.
- [17] Lee, G.C., Ou, Y.C., Liang, Z., Niu, T., and Song, J. (2007), "Principles and performance of roller seismic isolation bearings for highway bridges", *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*.
- [18] Lee, G.C., Ou, Y.C., Niu, T., Song, J., and Liang, Z. (2010), "Characterization of a roller seismic isolation bearing with supplemental energy dissipation for highway bridges", *Journal of Structural Engineering*, 136(5), pp.502-510.
- [19] Tayaran, A., and Hosseini, M. (2015), "Pillow-Shape Base Isolation System and Its Seismic Behavior", *Journal of Structural Engineering and Geo-Techniques*, 5(2), pp.25-34.
- [20] Rawat, A., Ummer, N., and Matsagar, V. (2018), "Performance of bi-directional elliptical rolling rods for base isolation of buildings under near-fault earthquakes", *Advances in Structural Engineering*, 21(5), pp.675-693.
- [21] SIMULIA, (2014), *Abaqus User's Manual*. Rhode Island, USA: Version 6.14, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- [22] FEMA 461, No. June (2007), "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components"
- [23] Deng, K., Pan, P., Su, Y., and Xue, Y. (2015), "Shape optimization of U-shaped damper for improving its bi-directional performance under cyclic loading", *Engineering Structures*, 93, pp.27-35.
- [24] Yamada, S., Kishiki, S., and Jiao, Y. (2023), "Effect of Bi-directional Ground Motion on the Response of Base-Isolated Structures with U-Shaped Steel Damper", In International Workshop on Energy-Based Seismic Engineering, pp.205-215.
- [1] Kelly, J.M., Skinner, R.I., and Heine, A.J. (1972), "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 5(3), pp.63-88.
- [2] Skinner, R.I., Kelly, J.M., and Heine, A.J. (1974), "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3(3), pp.287-296.
- [3] Qu, B., Dai, C., Qiu, J., Hou, H., and Qiu, C. (2019), "Testing of seismic dampers with replaceable U-shaped steel plates", *Engineering Structures*, 179, pp.625-639.
- [4] Sadeghi, H.V., Fanaie, N., and Latifi, M. (2025), "Experimental and numerical study of an elliptical roller damper under cyclic loading", In *Structures*, Vol. 71, p.108074.
- [5] Yu, T., Zhang, C., Huang, Z., Huang, W., Wang, S., Zhong, G., and Ou, D. (2023), "Experimental and numerical studies of a novel three-dimensional isolation device incorporating disc springs with U-shaped dampers", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 174, p.108164.
- [6] Suzuki, K., Watanabe, A., and Saeki, E. (2005), "Development of U-shaped steel damper for seismic isolation system", *Nippon Steel Technical Report*, 92, pp.56-61.
- [7] Ene, D., Kishiki, S., Yamada, S., Jiao, Y., Konishi, Y., Terashima, M., and Kawamura, N. (2016), "Experimental study on the bidirectional inelastic deformation capacity of U-shaped steel dampers for seismic isolated buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(2), pp.173-192.
- [8] Oh, S.H., Song, S.H., Lee, S.H., and Kim, H.J. (2012), "Seismic response of base isolating systems with U-shaped hysteretic dampers", *International Journal of Steel Structures*, 12, pp.285-298.
- [9] Oh, S.H., Song, S.H., Lee, S.H., and Kim, H.J. (2013), "Experimental study of seismic performance of base-isolated frames with U-shaped hysteretic energy-dissipating devices", *Engineering Structures*, 56, pp.2014-2027.
- [10] Manchalwar, A., and Bakre, S.V. (2020), "Seismic performance of structure with isolated foundation using u-shape steel damper as an isolator", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 57(2), pp.170-177.
- [11] Vamshisheela, S., and Manchalwar, A. (2021), "Isolating system using U Shaped steel damper", In *E3S Web of Conferences*, Vol. 309, p. 01136.
- [12] Dai Nguyen, X., and Guizani, L. (2021), "Analytical and numerical investigation of natural rubber bearings incorporating U-shaped dampers behaviour for seismic isolation", *Engineering Structures*, 243, p.112647.

## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
<b>عنوان مقاله</b>	<b>Bold تیترا</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴\*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	تایید
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.	تایید
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید .