



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 چهارم

تابستان 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

۲ .....انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵ .....مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن  
Shear strength of encased composite columns

مجید طاهری، سیامک ایپکچی

۲۰ .....بررسی پارامتریک رفتار چرخه ای اتصال تیر به ستون با میراگرهای فلز-الاستومر  
A Parametric study on the Cyclic Behavior of Beam-to-Column Connections with Metal-Elastomer Dampers

کمال غنی‌زاده، وحید اکرمی، شیرین اسماعیلی، ناصرالدین شاهبازی

۳۶ .....ارزیابی عملکرد میراگر اصطکاکی-لغزشی جدید و مقایسه رفتار آن با مهاربند همگرای متداول  
Evaluating the performance of a new friction-slip damper and comparing it with the conventional concentrically braces

محمد رضا کبیری، سید رسول میرقادری، سمیرا ابراهیمی

۵۲ .....مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با غلاف مسلح به الیاف پلیمری کربن  
Reduced Length Buckling-Restrained with Carbon Fiber Reinforced Polymer Encasing

سید علی رضوی طباطبایی

۷۰ .....بهینه سازی چندهدفه قاب های فولادی با استفاده از الگوریتم آموزش-یادگیری مرتب‌سازی نامغلوب (NSTLBO)  
Multiobjective Optimization of Steel Frames using Non-dominated Sorting Teaching-Learning-Based Optimization Algorithm

مهدی بابائی، حسام میرزاخانی، محمد رضا مقدمی

۸۵ .....ارزیابی روش تشخیص آسیب مبتنی بر پاسخ‌های حوزه زمان با پارامترهای مودال برای کابل‌ها در پل‌های تکه‌ای  
Evaluation of a Damage Detection Method Using Time-Domain Responses and Modal Parameters for Cables in Cable-Stayed Bridges

مهتاب محسنی مقدم، احسان دهقانی، مریم بیطرف

۹۹ .....شیوه نگارش

۱۰۰ .....فرم عضویت

## 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

## مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن

مجید طاهری<sup>۱</sup>، سیامک اپکچی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۳-۱۵۸۷۵، [epackachis@aut.ac.ir](mailto:epackachis@aut.ac.ir)

### چکیده

مد شکست برشی عناصر سازه‌ای مانند تیرها و ستون‌ها از مدهای شکست ترد محسوب می‌شود. بر این اساس، آیین‌نامه‌های طراحی روابط محافظه‌کارانه‌ای را برای تعیین مقاومت برشی ارائه کرده‌اند تا از عدم وقوع این شکست ناگهانی اطمینان حاصل شود. در این راستا، آیین‌نامه AISC 360 روابطی را برای تعیین مقاومت برشی اعضای مختلط محاط در بتن با در نظر گرفتن مقاومت برشی فولاد به تنهایی، مقاومت برشی بخش بتن مسلح و مقاومت مقطع فولادی در ترکیب با میلگردهای عرضی ارائه کرده است. آیین‌نامه AISC 360 به‌طور محافظه‌کارانه‌ای استفاده از مجموع مقاومت برشی مقطع فولادی و بتن مسلح را برای تعیین مقاومت برشی اعضای مختلط محاط در بتن به دلیل تحقیقات ناکافی نادیده گرفته است.

این مطالعه رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن را به‌صورت مطالعات آزمایشگاهی و عددی بررسی می‌کند. در این پژوهش، ستون‌های مختلط محاط در بتن با طول کوتاه که رفتار آن‌ها توسط برش کنترل می‌شود، با در نظر گرفتن چندین پارامتر مهم طراحی، از جمله مقاومت فشاری بتن، نسبت فولاد و شکل هسته فولادی، نسبت میلگردهای طولی، فاصله میلگردهای عرضی و نسبت عملکرد مختلط مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. مدهای شکست، الگوی گسترش ترک، پاسخ نیرو-تغییرشکل، مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن و اثرات متغیرهای کلیدی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن ارائه و مورد بحث قرار گرفته‌اند. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که حذف بخش فولادی یا سهم بتن مسلح منجر به نادیده گرفتن بخش قابل توجهی از مقاومت برشی اعضای مختلط محاط در بتن می‌شود. از بین پارامترهای کلیدی طراحی در نظر گرفته شده، نسبت میلگرد عرضی، مقاومت فشاری بتن و نسبت هسته فولادی تأثیرگذارترین متغیرهایی هستند که بر رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن تأثیر می‌گذارند.

### واژگان کلیدی

ستون‌های مختلط محاط در بتن، رفتار برشی، مقاومت برشی اسمی، مد شکست، مطالعات آزمایشگاهی و عددی، نرم‌افزار LS-DYNA

## Shear strength of encased composite columns

M. Taheri, S. Epackachi

### Abstract

Shear failure of structural elements such as beams and columns is considered as a brittle failure. Accordingly, the design standards provide conservative equations for determining shear strength to ensure to delay of this abrupt failure. In this regard, the AISC 360 Standard provides equations to determine the shear strength of encased composite members considering the steel contribution, the reinforced concrete contribution, and the strength of the steel section in combination with the transverse reinforcement. The AISC 360 conservatively ignores the combination of the shear strength of steel section and reinforced concrete to determine the shear strength of encased composite members due to insufficient research.

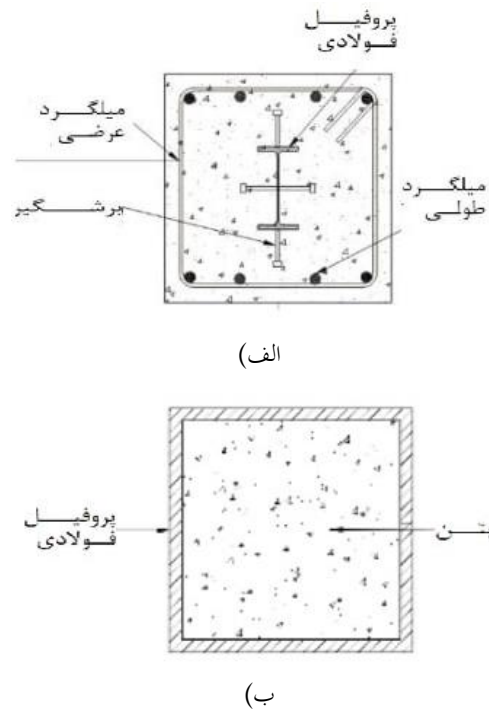
This study investigates the shear behavior of encased composite (EC) columns experimentally and numerically. Short EC columns in which their behavior is governed by shear are tested considering several design variables, including the concrete compressive strength, the steel ratio, the shape of the steel core, the ratio of longitudinal reinforcement, the transverse reinforcement spacing, and the level of the composite action. Failure mode, the crack pattern, the load-displacement response, the nominal shear strength of EC columns, the yield condition of steel core, and the effects of key variables on the shear strength of EC columns are presented and discussed. The results of this study show that the exclusion of steel section or reinforced concrete contribution leads to a significant underestimation of the shear strength of encased composite members. Out of the considered design variables, the transverse reinforcement ratio, concrete compressive strength, and steel core ratio are the most influential variables affecting the shear behavior of EC columns.

### Keywords

Encased Composite Columns, Shear Behavior, Failure Mechanism, Experimental and Numerical Analysis, LS-DYNA Nominal Shear Strength

۱- مقدمه

به طور کلی ستون‌های مختلط، به دو دسته ستون‌های محاط در بتن و ستون‌های مختلط پر شده با بتن تقسیم‌بندی می‌شوند. ستون‌های محاط در بتن از یک یا چند هسته فولادی، معمولاً مقاطع H تشکیل می‌شوند که بتن مسلح اطراف آن را پر می‌کند. در مقابل ستون‌های پر شده با بتن از مقاطع فولادی توخالی مانند لوله و یا قوطی تشکیل می‌شوند که درون آن‌ها با بتن پر می‌شود. شکل (۱) سطح مقطع ستون‌های محاط در بتن را در برابر ستون‌های مختلط پر شده با بتن نشان می‌دهد.



شکل ۱- انواع ستون مختلط الف) ستون مختلط محاط در بتن

ب) ستون مختلط پر شده با بتن

مزیت ستون‌های مختلط پر شده با بتن، محصورشدگی بیش‌تر هسته بتنی است که باعث می‌شود ستون‌های مختلط پر شده با بتن دارای ظرفیت فشاری و شکل‌پذیری بالاتری در مقایسه با ستون‌های بتن مسلح و یا ستون‌های مختلط محاط در بتن باشند. از سوی دیگر حضور بتن در اطراف هسته فولادی در ستون‌های مختلط محاط در بتن، باعث جلوگیری از کماتش موضعی اجزای هسته فولادی می‌شود و همچنین هسته فولادی را در برابر عوامل طبیعی مانند آتش‌سوزی و خوردگی محافظت می‌کند.

امروزه استفاده از ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن با توجه به بهره‌مندی اعضای مختلط از مزایای هم‌زمان فولاد و بتن، گسترش یافته است. بیش‌ترین استفاده از این اعضا در ساختمان‌های بلندمرتبه، پل‌ها و سایر ساختمان‌های صنعتی است. با توجه به گسترش روز افزون کاربرد این ستون‌ها در صنعت ساختمان‌سازی، مطالعات روی آن‌ها نیز افزایش چشم‌گیری یافته است.

بخش قابل توجهی از تحقیقات ستون‌های مختلط محاط در بتن، در مورد مقاومت خمشی و فشاری این ستون‌ها است. در این تحقیقات که تعدادی از آن‌ها در مراجع [۷-۱] آمده است، تمرکز اصلی بر روی اثر پارامترهای متفاوت بر مقاومت کماتشی این ستون‌ها، مقاومت خمشی آن‌ها در برابر بارهای جانبی و یا اثرات اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی بر رفتار ستون‌های مختلط محاط در بتن بوده است. گروه دیگری از پژوهشگران بر روی رفتارهای چرخه‌ای این ستون‌ها مطالعه کرده‌اند [۸-۱۴]. این دسته از پژوهشگران در پی شناخت رفتار لرزهای این ستون‌ها در زلزله‌های بزرگ هستند. دسته سوم از پژوهشگران، به بررسی رفتار این ستون‌ها در دماهای بالا پرداخته‌اند [۱۵-۱۸]. آن‌ها به دنبال بررسی اثرات حرارت‌های بالا بر رفتار ستون‌های مختلط محاط در بتن از یک طرف و میزان محافظت بتن از هسته فولادی در آتش‌سوزی‌های بزرگ هستند. گروه دیگری از پژوهشگران به بررسی اثرات مقاومت برش‌گیرها بر رفتار خمشی ستون‌های مختلط محاط در بتن پرداخته‌اند [۱۹-۲۲].

تحقیقات حاضر نشان می‌دهد اگرچه تعداد پژوهش‌ها در حوزه ستون‌های مختلط محاط در بتن زیاد است. اما، تعداد تحقیقات انجام‌شده روی مقاومت برشی این ستون‌ها بسیار کم است. در ادامه تعدادی از پژوهش‌های صورت‌گرفته ارائه شده است.

وینگ<sup>۱</sup> و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۰۱ با مقایسه نتایج آزمایشگاهی مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن با آیین‌نامه‌های ACI 360, AIJ-SRC و NEHRP [۲۴-۲۷] به این نتیجه رسیدند که آیین‌نامه AISC 360، مقاومت برشی این ستون‌ها را بسیار محافظه‌کارانه تخمین می‌زند. این پژوهشگران در ادامه روشی برای تخمین مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن با استفاده از مدهای شکست برشی ارائه کردند.

<sup>۱</sup> Weng

ناکامورا<sup>۱</sup> و همکاران طی مطالعات آزمایشگاهی و عددی به بررسی رفتار خمشی و برشی اعضای مختلط محاط در بتن با عملکرد مختلط ناقص پرداختند. نتایج این مطالعات نشان می‌دهد که مقاومت برشی اعضای مختلط محاط در بتن بسیار بیش‌تر از هسته فولادی به تنهایی است [۲۸]. ما<sup>۲</sup> و همکاران با انجام یک سری مطالعات آزمایشگاهی روی رفتار چرخه‌ای ستون‌های مختلط محاط در بتن به این نتیجه رسیدند که رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن در حالت کلی، رفتاری ترد بوده و با شکست ناگهانی همراه است [۲۹]. شوئی<sup>۳</sup> و همکاران نیز با انجام چندین مطالعه بر روی رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن به این نتیجه رسیدند که در این نوع ستون‌ها، در مرحله پس‌کمانشی، هسته فولادی و بتنی به‌طور هم‌زمان به مقاومت نهایی خود نمی‌رسند [۳۰-۳۲].

اگرچه معیار طراحی در آیین‌نامه‌های ساختمانی تشکیل و توسعه مفصل پلاستیک تحت ترکیب بارهای محوری و خمشی به‌عنوان پارامتر اصلی که بر رفتار ستون حاکم است، می‌باشد؛ اما در برخی حالت‌ها مانند چشمه اتصال ستون‌های مختلط و یا تیرهای با دهانه کوتاه که در آن‌ها برش حاکم می‌شود، برآورد صحیح از ظرفیت برشی این اعضا ضروری به نظر می‌رسد. از سوی دیگر، از آنجایی که برش در اعضا به‌عنوان رفتار نیرو-کنترل به‌شمار می‌رود، تخمین محافظه‌کارانه از ظرفیت برشی یک عضو ممکن است منجر به بزرگ‌تر شدن آن عضو شود. افزایش ابعاد نیرو-کنترل نیز بالطبع باعث افزایش ابعاد اعضای تغییرشکل-کنترل خواهد شد. افزایش ابعاد یک سازه در نهایت باعث افزایش وزن سازه‌ای و در نتیجه افزایش برش پایه می‌گردد که از نظر اقتصادی مقرون‌به‌صرفه نیست. بنابراین، نیاز به انجام آزمایش و مطالعات عددی گسترده به‌منظور اطمینان از عملکرد برشی این اعضا و همچنین پرهیز از اسراف مواد اولیه به‌دلیل تخمین‌های محافظه‌کارانه و در پی آن افزایش وزن لرزه‌ای سازه، ضروری به نظر می‌رسد.

آیین‌نامه AISC 360-16 سه روش برای محاسبه ظرفیت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن و ستون‌های مختلط پرشده با بتن پیشنهاد کرده است [۳۳]. مطابق این ضوابط، مقاومت برشی ستون‌ها مختلط محاط در بتن با استفاده از یکی از بندهای زیر محاسبه خواهد شد:

(الف) مقاومت برشی هسته فولادی به تنهایی

(ب) مقاومت برشی بتن مسلح

(پ) مقاومت برشی هسته فولادی به همراه مقاومت برشی میلگردها

اگرچه آیین‌نامه AISC 360-22، مجوز استفاده از ترکیب مقاومت برشی هسته فولادی و بتن مسلح را برای محاسبه مقاومت برشی ستون‌های مختلط پرشده با بتن داده است [۳۴]، با این حال، هنوز برای محاسبه مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن، استفاده از مقاومت برشی هسته فولادی و بتن مسلح به‌طور هم‌زمان مجاز نیست. در تفسیر انتهایی آیین‌نامه AISC 360 برای محاسبه ظرفیت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن، علت در نظر گرفتن ترکیب مقاومت برشی هسته فولادی و مقاومت برشی بتن مسلح در محاسبه مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن، کمبود پژوهش‌های مرتبط اعلام کرده است. بنابراین این پژوهش به دنبال پرکردن خلأ ایجادشده در این بخش است.

در این پژوهش، مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن با استفاده از یک سری مطالعات آزمایشگاهی و عددی عناصر محدود مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در این راستا ابتدا، سه ستون برای ایجاد بستر مناسب برای کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی عناصر محدود مورد آزمایش قرار می‌گیرد. پس از انجام آزمایش و صحت‌سنجی مدل عددی، تعداد ۳۰ مدل عددی با در نظر گرفتن پارامترهای کلیدی شامل ابعاد مقطع ستون، نسبت سطح مقطع هسته فولادی به بتنی، شکل مقطع هسته فولادی، درصد میلگرد طولی و عرضی ستون، فاصله میلگردهای عرضی، درصد عملکرد مختلط عضو و میزان پوشش ستون مختلط و ... مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که می‌توان از مجموع ظرفیت برشی بتن مسلح محاط و هسته فولادی به‌عنوان ظرفیت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن استفاده کرد و ظرفیت برشی ستون‌های مختلط محاط ارائه‌شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 بسیار محافظه‌کارانه است.

## ۲- مطالعه آزمایشگاهی

برای مطالعه مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن، چهار ستون مختلط محاط در بتن با توجه به ضوابط آیین‌نامه AISC 360-22 طراحی و مورد آزمایش قرار گرفت. در این مطالعات با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاه، ستون‌ها به‌صورت افقی قرار گرفتند و نیروی برشی به میانه آن‌ها وارد شد. جدول (۱) مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی و شکل (۲) جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. با توجه به جزئیات می‌توان دید که به‌منظور تأمین عملکرد مختلط بین بتن محاط و هسته فولادی از ناودانی به‌عنوان برش‌گیر استفاده شده

<sup>1</sup> Nakamura

<sup>2</sup> Ma

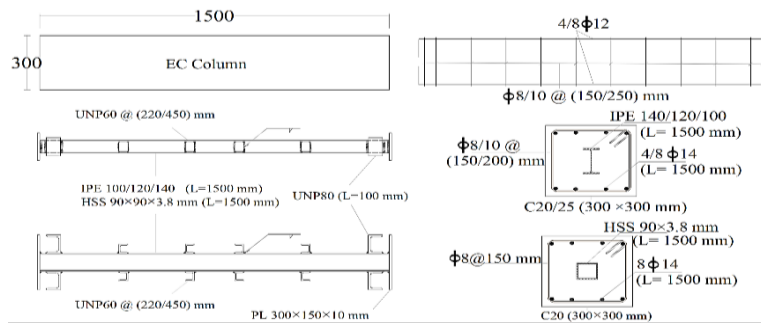
<sup>3</sup> Xue



است. در شکل (۳) مراحل آماده‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. شایان ذکر است که در این پژوهش تمام مراحل طراحی و آماده‌سازی شامل تهیه مصالح نمونه‌ها، جوشکاری، میلگردگذاری، قالب‌بندی، بتن‌ریزی، عمل‌آوری و

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

ردیف	نام نمونه‌ها	ابعاد مقطع (mm)	تنش فشاری بتن (MPa)	هسته فولادی	میلگرد طولی	میلگرد عرضی	عملکرد مختلط
۱	C20I10L8S35F	300 x 300	۲۱	پروفیل IPE100	۱/۱۴ 8φ14	۱/۳۷ ۸φ14	کامل
۲	C20I10L8S25F	300 x 300	۲۰/۵	پروفیل IPE100	۱/۱۴ 8φ14	۱/۳۷ ۸φ14	کامل
۳	C20I10L8S15F	300 x 300	۲۱/۲	پروفیل IPE100	۱/۱۴ 8φ14	۱/۳۷ ۸φ14	کامل
۴	C20I10L8S35P	300 x 300	۲۰/۹	پروفیل IPE100	۱/۱۴ 8φ14	۱/۳۷ ۸φ14	۵۰ درصد



شکل ۲- جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی



(ب) میلگردگذاری



(الف) هسته فولادی



(ت) قالب‌بندی



(پ) نصب کرنش سنج



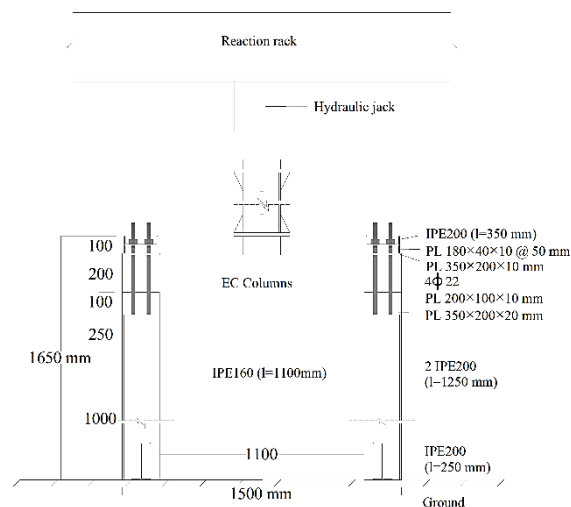
(ت) بتن‌ریزی

شکل ۳- مراحل آماده‌سازی نمونه‌ها

## ۲-۱- مصالح مصرفی

گیرداری مناسب از پیچ استفاده شده است. در این بخش، پس از جای‌گذاری ستون، یک پروفیل روی آن قرار گرفته و توسط پیچ‌ها کاملاً محکم می‌شود. برای اطمینان از عدم پیچش این بخش و تأمین شرایط گیرداری، پیچ‌ها قبل از شروع هر آزمایش به‌طور کامل سفت و پیش‌تندگی در آن تأمین می‌شود.

شکل (۴) تصویر شماتیک ستاپ آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در این آزمایش بار حداکثر تا ۶۰۰ kN توسط جک قائم به میانه ستون وارد می‌شود. همان‌طور که در شکل نشان داده شده است، تکیه‌گاه ستون‌ها از دوپل IPE200 ساخته شده است. شایان‌ذکر است این تکیه‌گاه‌ها طوری طراحی شده‌اند که در طول آزمایش دچار کمانش و لغزش افقی نشوند.



شکل ۴- تصویر شماتیک ستاپ آزمایشگاهی

همان‌طور که در شکل (۴) عنوان شده است، طول ستون‌ها در این آزمایش با توجه به ابعاد سطح مقطع به ۱/۵ متر محدود شده است. استفاده از گیرداری در پای ستون و همچنین طول و جزئیات کلی ستون‌های مختلط، به‌منظور فراهم‌آوردن شرایط ایجاد مکانیسم‌های شکست برشی در ستون است. با انجام این جزئیات در ستون‌ها از ایجاد مکانیسم‌های خمشی جلوگیری شده و در تمامی نمونه‌ها مد شکست برشی حاکم شده است. برای اطمینان از عدم ایجاد مکانیسم خمشی، نیروی لازم برای رساندن مقطع به ظرفیت خمشی و ظرفیت برشی در ادامه مقایسه شده است. مطابق ضوابط AISC 360 و به کمک روش توزیع تنش پلاستیک می‌توان ظرفیت خمشی مقطع را محاسبه کرد. با تعبیه تعداد کافی برش‌گیر در مقطع و با توجه به تعداد میلگردهای طولی و ابعاد هسته فولادی، ارتفاع بلوک فشاری برای این ستون‌ها تقریباً  $a_p = 48.44 \text{ mm}$  می‌شود. با محاسبه طول بازوی بخش‌های

برای هسته فولادی نمونه‌ها در این آزمایش از پروفیل‌های با مقطع I شکل مطابق آیین‌نامه BS-EN 10365 استفاده شده است [۳۵]. تمامی پروفیل‌های استفاده‌شده در هسته فولادی از مصالح ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰ MPa و مقاومت نهایی ۳۷۰ MPa ساخته شده است.

حداقل سه عدد از میلگردهای طولی و عرضی و دو نمونه از جان و بال پروفیل‌های هسته فولادی برای تعیین نمودارهای تنش-کرنش مورد آزمایش قرار گرفته است. این نمودارها برای تعیین مشخصات مصالح میلگردها از جمله مقاومت مشخصه تسلیم و نهایی و کرنش‌های تسلیم و نهایی استفاده خواهد شد. جدول (۲) مشخصات مصالح فولادی را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که اعداد ارائه‌شده در این جدول، میانگین اعداد به‌دست‌آمده برای مصالح مورد استفاده در این آزمایش است.

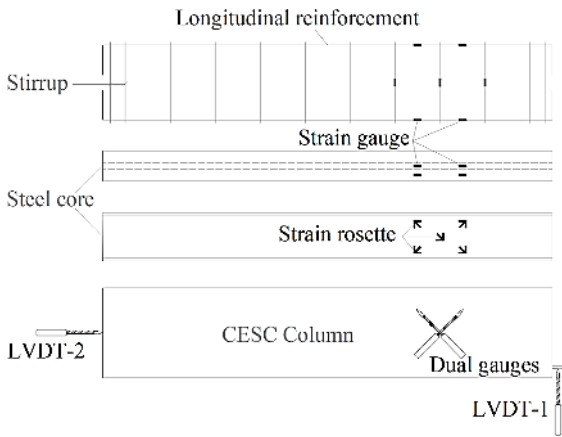
بتن آماده با مقاومت فشاری ۲۰ MPa برای آزمایش ستون‌ها استفاده شده است. طرح اختلاط این بتن شامل آب آشامیدنی، ماسه شسته، شن خردشده و سیمان پرتلند معمولی تیپ (I) با استفاده از ضوابط ACI 211.1 می‌باشد [۳۶]. سه نمونه مکعبی با ابعاد ۱۵۰ mm برای هر ستون در هنگام بتن‌ریزی تهیه شده است. این نمونه‌های مکعبی دقیقاً قبل از آزمایش مقاومت برشی ستون‌ها، برای تعیین مقاومت فشاری بتن آزمایش شده‌اند. لازم به ذکر است که حداقل سن نمونه‌های بتنی در هنگام آزمایش ۲۸ روز بوده است.

جدول ۲- مشخصات مصالح نمونه‌ها

تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش تسلیم (με)	تنش تسلیم (MPa)
۲۵۰	۳۶۸	۱۵۰۶	هسته فولادی
۴۰۲	۵۹۸	۱۹۷۹	میلگرد طولی
۳۷۸	۵۷۴	۱۸۷۸	میلگرد عرضی

## ۲-۲- ستاپ آزمایشگاهی و نحوه بارگذاری

هنگام بارگذاری قسمت بالای پروفیل‌های تکیه‌گاهی به‌وسیله یک IPE160 به هم متصل شده است. پایین پروفیل‌های تکیه‌گاهی نیز به کف صلب آزمایشگاه متصل شده است. در پایین پروفیل‌های تکیه‌گاهی به‌منظور افزایش ظرفیت تکیه‌گاه در برابر واژگونی جانبی، پروفیل IPE200 در دو سمت آن جوش شده است. این پروفیل‌ها از زیر به کف صلب آزمایشگاه وصل شده‌اند. قسمت بالای تکیه‌گاه در محل قرارگیری دو سر ستون جهت تأمین



شکل ۵- ابزارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی

در نمونه‌های آزمایشگاهی در این مطالعه، ابعاد مقطع ستون‌های مختلط برابر 300 X 300 mm در نظر گرفته شده است. هسته فولادی در این نمونه‌ها از مقطع IPE بوده و در اطراف آن تعداد هشت عدد میلگرد طولی قرار گرفته است.

جزئیات دقیق نمونه‌های آزمایشگاهی به همراه نمونه‌های عددی در شکل (۴) و جدول (۳) آمده است. این جزئیات شامل ابعاد ستون‌ها، مقاومت فشاری بتن، مقاطع مورد استفاده به‌عنوان هسته فولادی، درصد میلگردهای عرضی و طولی و نسبت عملکرد مختلط ستون‌ها است.

بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی شامل دو مرحله نیرو-کنترل و تغییرشکل-کنترل است. مرحله نیرو-کنترل به‌منظور اطمینان از عملکرد ستون در ناحیه ارتجاعی و حذف خطاهای سیستمی انجام شده است. برای هر نمونه ابتدا نمونه‌ها تحت بارگذاری نیرو-کنترل با گام‌های ۵kN قرار داده شدند. پس از رسیدن نیرو به ۸۰ درصد نیروی تسلیم ستون‌های مختلط محاط در بتن، حاصل از مطالعات عددی، بارگذاری به تغییرشکل-کنترل به‌منظور دستیابی به تغییرشکل‌های پس‌کمانشی تبدیل شده است. در قسمت‌های بعد نتایج مطالعات آزمایشگاهی در کنار مطالعات عددی ارائه شده است.

شایان ذکر است که در این مطالعه از روش انرژی معادل الاستیک-پلاستیک برای تعیین مقاومت تسلیم برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن استفاده شده است [۳۸]. مقاومت برشی نهایی ستون‌های مختلط محاط در بتن نیز برابر ۸۰ درصد مقاومت حداکثر برشی آن‌ها در ناحیه پس‌کمانشی در نظر گرفته شده است.

مختلف ستون، مجموع لنگر خمشی پلاستیک  $M_n = 92.42 \text{ kN} - m$  تعیین می‌گردد. با توجه به گیرداری دو سمت ستون، مقدار لنگر ستون از رابطه  $M_n = \frac{P_f L}{8}$  حاصل می‌شود. بنابراین مقدار نیروی لازم برای ایجاد خمش پلاستیک در ستون،  $(P_f)$  با احتساب فاصله آزاد ستون بین دو تکیه‌گاه  $(L = 1100 \text{ mm})$ ، برابر با ۶۷۲kN خواهد شد. این درحالی است که حداکثر نیروی برشی با در نظر گرفتن مجموع مقاومت برشی بخش بتن مسلح و هسته فولادی برای نمونه شماره ۳ با بیش‌ترین درصد میلگرد عرضی در حدود  $P_b = 672 \text{ kN}$  به‌دست آمده است. بنابراین، با توجه به تفاوت زیاد نیروی وارده در دو حالت، انتظار می‌رود که در ستون‌ها رفتار برشی حاکم شود.

برای کنترل دقیق فرآیند آزمایش و برداشت دقیق داده‌ها نیاز به به‌کارگیری تعدادی کافی از متدهای اندازه‌گیری دقیق و کارآمد است. در این پژوهش وسایل اندازه‌گیری متعددی مورد استفاده قرار گرفته است. علاوه بر این وسایل از دوربین و روش پردازش عکس نیز برای تعیین نتایج دقیق تغییرشکل‌ها استفاده شده است. در مدل‌های آزمایشگاهی از دو نمونه کرنش‌سنج محوری و سه‌محوره استفاده شد. شکل (۵) کرنش‌سنج‌های استفاده‌شده در اجزای مختلف ستون را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشخص است، از کرنش‌سنج‌های محوری برای اندازه‌گیری کرنش‌های محوری در میلگردهای طولی و عرضی و بال‌های هسته فولادی ستون‌ها استفاده شده است. از طرف دیگر، کرنش‌سنج‌های سه‌محوره در جان هسته فولادی ستون‌ها برای اندازه‌گیری کرنش‌های برشی جان به‌کار برده شده است. علاوه بر کرنش‌سنج‌ها، وسایل اندازه‌گیری تغییرمکان (LVDT)<sup>۱</sup> نیز در نقاط مختلف ستون‌ها برای اندازه‌گیری تغییرمکان‌های مورد انتظار برنامه‌ریزی شده است. شکل (۵) همچنین LVDT‌های مورد استفاده در این پژوهش را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، از LVDT-1 برای اطمینان از عدم تغییرمکان عمودی و از LVDT-2 برای اطمینان از عدم تغییرمکان افقی تکیه‌گاه ستون‌ها استفاده شده است. در قسمت میانی ستون نیز به‌منظور برآورد میزان تغییرشکل برشی جان ستون از دو LVDT به‌صورت قطری استفاده شده است. جهت برآورد تغییرشکل‌های برشی به این روش از مطالعه پردیس و همکاران بهره گرفته شده است [۳۷].

<sup>1</sup> Linear Variable Differential Transformer

### ۳- مطالعات عددی

از نرم‌افزار LS-DYNA برای انجام مطالعات عددی استفاده شده است [۳۹]. این مطالعات به منظور بهبود پایگاه داده مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن برای مقایسه با پیش‌بینی‌های AISC 360 انجام شده است. برای این مطالعات ۱۰ ستون طراحی و مدل‌سازی شد. در نهایت نیز نتایج مقاومت برشی آن‌ها با نتایج روابط مقاومت برشی AISC 360 ستون‌های مختلط محاط در بتن مقایسه شده است. چهار مدل اول در این مطالعات عددی دقیقاً مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شدند. از این چهار مدل به منظور صحت‌سنجی و کالیبره کردن پارامترهای مدل عددی استفاده شده است. پارامترهای در نظر گرفته شده در این مطالعات

شامل مقطع ستون، مقاومت فشاری بتن، نسبت هسته فولادی، نسبت‌های میلگردهای طولی و عرضی و درصد عملکرد مختلط ستون‌ها می‌باشد.

#### ۳-۱- فرضیات مدل‌سازی

در تمامی مدل‌های عددی، طول، بار جانبی و شرایط تکیه‌گاهی مشابه نمونه‌های آزمایشی در نظر گرفته شده است. هسته فولادی، بخش بتنی و صفحه بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در نرم‌افزار توسط عناصر جامد هشت گرهی مدل‌سازی شده‌اند. مدل‌سازی میلگردهای طولی و عرضی ستون نیز توسط عناصر تیری صورت پذیرفته است.

جدول ۳- مشخصات نمونه‌های عددی

ردیف	نام نمونه‌ها	ابعاد مقطع (mm)	تنش فشاری بتن (MPa)	هسته فولادی		میلگرد طولی	میلگرد عرضی	عملکرد مختلط
				پروفیل	درصد			
۱	C20H12L8S35F	300 x 300	۲۰	IPE120	۱/۴۷	8φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ کامل
۲	C20H14L8S35F	300 x 300	۲۰	IPE140	۱/۸۲	8φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ کامل
۳	C20H12L4S35F	300 x 300	۲۰	IPE120	۱/۴۷	4φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ کامل
۴	C20H12L8S35P	300 x 300	۲۰	IPE120	۱/۴۷	8φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ ۵۰ درصد
۵	C25H12L8S35F	300 x 300	۲۵	IPE120	۱/۴۷	8φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ کامل
۶	C20H9L8S35F	300 x 300	۲۰	HSS90x3.8	۱/۴۶	8φ14	φ8@150	۰/۲۲۴ کامل

جهت مدل‌سازی هسته فولادی، میلگردهای طولی و عرضی از Mat-Plastic-Kinematic (MAT003) استفاده شد. این مدل مواد برای مدل‌سازی سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک مناسب است.

صفحه بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها به‌عنوان یک مدل صلب در نرم‌افزار با استفاده از Mat 020-Rigid مدل‌سازی شده‌اند. برای تعریف اندرکنش بخش بتنی با سایر بخش‌ها، مانند هسته فولادی، تکیه‌گاه‌ها و صفحه بارگذاری، تماس سطحی با سطح تماس خودکار اعمال شده است. این روش بارهای اعمالی را بین گره اصلی و فرعی منتقل می‌کند. اعمال LAGRANGE-IN-SOLID به‌خوبی گره‌های میلگردهای فولادی را به عناصر بتنی، حتی با اندازه مش متفاوت متصل می‌کند.

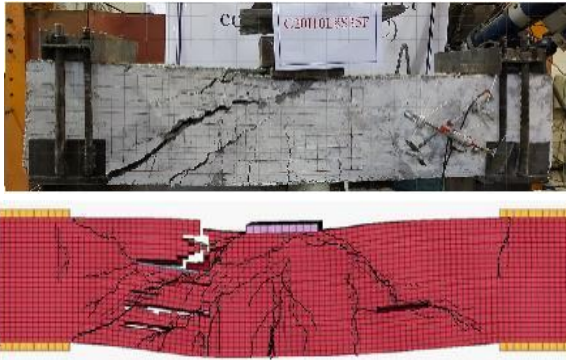
مدل Winfrith-Concrete-Model (MAT\_084, 085)، که توسط برودهاوس<sup>۱</sup> و نیلسون<sup>۲</sup> توسعه یافته است [۴۰ و ۴۱]، برای مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار استفاده گردید. از بین مدل‌های بتن موجود در LS-DYNA، مدل Winfrith-Concrete-Model قابل‌اعتمادترین مدل مواد برای شبیه‌سازی ترک‌خوردگی بتن است. زیرا این مدل می‌تواند انرژی ناشی از بازشدن ترک را در طول بار جانبی اعمال‌شده به بتن، شبیه‌سازی کند. نکات پیشنهادشده توسط ایکیچی و همکاران برای استفاده درست از مدل‌سازی بتن با Winfrith-Concrete-Model [۴۲-۴۴] در این مطالعه استفاده شده است.

برای حذف المان‌های بتنی در تحلیل به‌دلیل شکست، از Mat-ADD-EROSION در نرم‌افزار استفاده شده است. شایان‌ذکر است که در این مطالعه، از کرنش اصلی فشاری و کششی بتن به‌عنوان معیار شکست برای حذف عناصر بتنی استفاده شده است.

<sup>1</sup> Broadhouse

<sup>2</sup> Neilson





شکل ۷- مقایسه گسترش ترک در مدل عددی و آزمایشگاهی

به طور کلی، پاسخ ستون مختلط محاط در بتن و ترک خوردگی آن در هنگام افزایش بار جانبی را می‌توان در سه مرحله توضیح داد: (۱) مرحله اول مربوط به پاسخ الاستیک ستون‌های مختلط محاط در بتن است که در آن هیچ ترکی در وجه ستون مشاهده نمی‌شود؛ (۲) ترک‌های عمودی (خمشی) در عمق میانی ستون در محل اعمال بار ظاهر می‌شود و هم‌زمان ترک‌های مورب (برشی) بین نقطه بار و تکیه‌گاه‌های انتهایی ستون ایجاد می‌گردد و (۳) زمانی که بار به ۵۰ درصد مقاومت تسلیم برشی ستون‌ها می‌رسد، ستون وارد پاسخ غیرخطی خود شده و ترک‌های مورب سریع‌تر از ترک‌های عمودی رشد می‌کنند که به این معنی است که پاسخ ستون‌ها توسط برش کنترل می‌شود. شکست نهایی ستون‌های مختلط محاط در بتن در نهایت به دلیل ترکیبی از خردشدگی بتن، تسلیم هسته فولادی و میلگردهای عرضی اتفاق می‌افتد.

#### ۲-۴- نمودارهای نیرو-تغییر شکل

شکل (۹) نمودارهای نیرو-تغییر شکل ستون‌های مختلط محاط در بتن را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، مقدار تغییر شکل نهایی ستون ( $\Delta_{II}$ )، تغییر شکل ستون در مقاومت نهایی به تغییر شکل ستون در مقاومت تسلیم ( $\mu = \Delta_{II} / \Delta_y$ ) و تغییر شکل ستون در مقاومت تسلیم ( $\Delta_y$ ) می‌باشد. مطابق نتایج نمودارها، نمونه C20I10L8S15F بیش‌ترین مقاومت برشی تسلیم و حداکثر مقاومت برشی را دارد. کم‌ترین مقاومت برشی نیز مربوط به نمونه C20I10L8S35P است. مقاومت برشی حداکثر نمونه C20I10L8S15F و C20I10L8S35P به ترتیب ۵۸۹ و ۴۵۴ کیلونیوتن است. با این حساب، بیش‌ترین اختلاف مقاومت‌های حداکثر برشی برابر با ۲۹/۷ درصد است. به‌عنوان یک نتیجه، از بین متغیرهای اصلی طراحی، میلگردهای عرضی به‌طور قابل‌توجهی روی مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن تأثیر می‌گذارد.

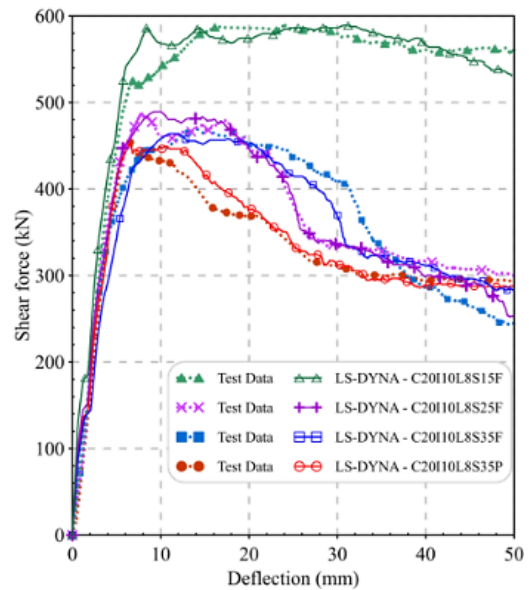
۲-۳- مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی با مدل اجزای محدود همان‌طور که در بخش‌های قبل عنوان شد، از چهار نمونه اول در جدول (۳) برای اعتبارسنجی مدل عددی استفاده شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی شامل منحنی‌های نیرو-تغییر شکل، مکانیسم شکست و نحوه توسعه ترک در نمونه‌ها برای اعتبارسنجی مدل‌سازی ستون در نرم‌افزار LS-DYNA به‌کار رفته است. شکل (۶) منحنی‌های نیرو-جابجایی ستون‌ها در تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی را مقایسه می‌کند. این مقایسه، دقت کافی مدل عددی را برای شبیه‌سازی رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن نشان می‌دهد. از سوی دیگر شکل (۷) نیز تطابق خوبی را بین الگوی ترک پیش‌بینی‌شده نمونه C20I10L8S35F توسط نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

#### ۴- نتایج تحلیل‌ها و بحث و بررسی

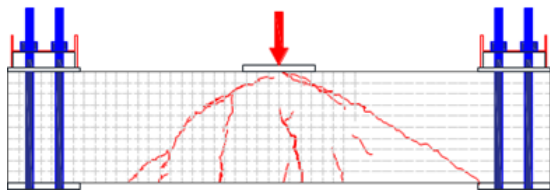
در این بخش نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. نتایج این قسمت در چهار بخش شامل مدهای شکست و گسترش ترک، نمودارهای نیرو-تغییر مکان، مطالعات پارامتریک و مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن در AISC 360 آورده شده است.

#### ۴-۱- مدهای شکست

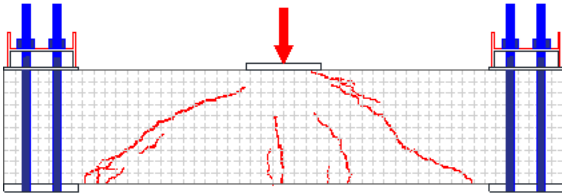
شکل (۸) گسترش ترک ستون‌های مختلط محاط در بتن را در لحظه مقاومت برشی نهایی نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها به‌دلیل دهانه کوتاه ستون‌ها، نسبت میلگردهای طولی و شرایط تکیه‌گاهی در این مطالعه، تعداد ترک‌های مورب بیش‌تر از ترک‌های خمشی است. البته می‌توان گفت در نمونه C20I10L8S15F و C20I10L4S35F ترک‌های عمودی و مورب تقریباً یکسان هستند.



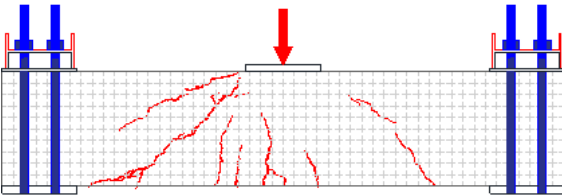
شکل ۶- مقایسه نمودار نیرو-جابجایی مدل عددی و آزمایشگاهی



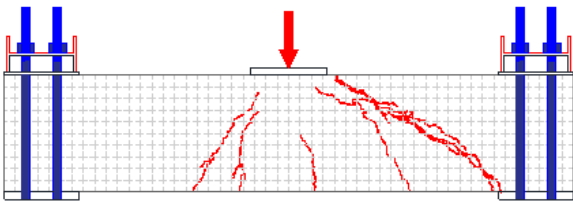
g) C20I12L4S35F



h) C20I12L8S35P



i) C25I12L8S35F



j) C20H9L8S35F

ادامه شکل ۸- گسترش ترک در ستون‌های مختلط محاط در بتن

در نمونه C20I14L8S35F نسبت به C20I12L8S35F ۳۷ درصد افزایش شکل‌پذیری و ۱۰ درصد افزایش مقاومت برشی مشاهده شده است. بنابراین، افزایش نسبت هسته فولادی باعث بهبود مقاومت برشی و ضریب شکل‌پذیری ستون‌های مختلط محاط در بتن می‌شود. علت این افزایش بزرگ‌تر بودن سطح مقطع جان هسته فولادی در نمونه C20I14L8S35F نسبت به C20I12L8S35F است. به‌طور مشابه، شکل مقطع هسته فولادی نیز به‌طور قابل‌توجهی بر مقاومت برشی ستون‌ها تأثیر می‌گذارد. با مقایسه دو نمونه C20I12L8S35F و C20H9L8S35F با سطح مقطع یکسان، ظرفیت برشی C20H9L8S35F به‌دلیل سطح مقطع بزرگ‌تر جان‌ها بیش‌تر است؛ از طرفی، ضریب شکل‌پذیری در نمونه C20H9L8S35F به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کم‌تر از C20H9L8S35F است. از آنجایی که پروفیل HSS توخالی است، کماتش جان‌های هسته فولادی احتمالاً باعث شکل‌پذیری کم‌تر در نمونه C20H9L8S35F شده



a) C20I10L8S35F



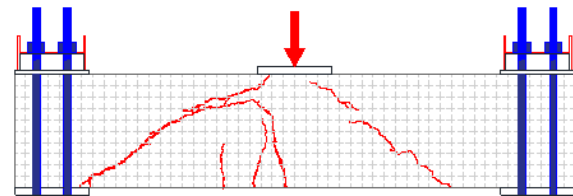
b) C20I10L8S25F



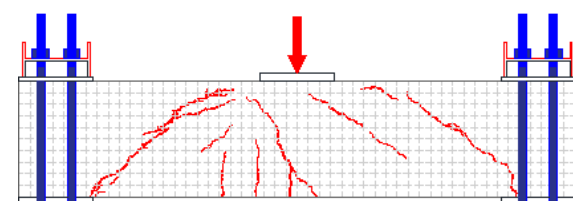
c) C20I10L8S15F



d) C20I10L8S35P

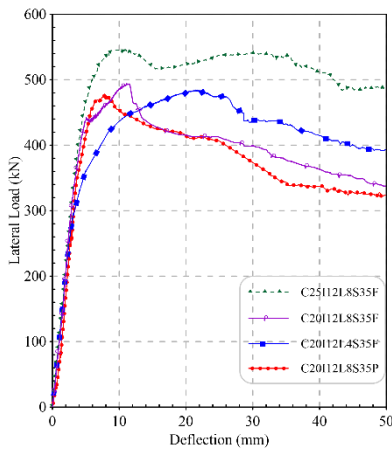


e) C20I12L8S35F

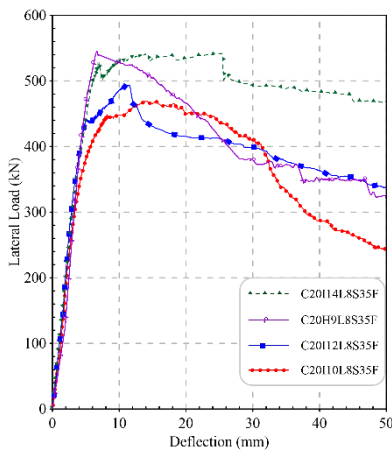


f) C20I14L8S35F

شکل ۸- گسترش ترک در ستون‌های مختلط محاط در بتن



ب) مدل‌ها با هسته فولادی مشترک



ب) اثر هسته فولادی

ادامه شکل ۹- نمودار نیرو-تغییر مکان ستون‌های مختلف محاط در بتن

#### ۲-۳-۴ مقاومت فشاری بتن

ستون‌های C20I12L8S35F و C25I12L8S35F با انواع مختلف بتن (C20 و C25) طراحی شده‌اند تا تأثیر مقاومت فشاری بتن بر رفتار برشی ستون‌های مختلف محاط در بتن را بررسی کنند. شکل (۹-ب) نشان می‌دهد که اثر مقاومت فشاری بتن بر مقاومت برشی ستون مختلف محاط در بتن قابل توجه است. با افزایش مقاومت فشاری بتن از ۲۰MPa به ۲۵MPa، ظرفیت تسلیم و مقاومت برشی حداکثر ستون مختلف محاط در بتن به ترتیب ۱۵٪ و ۱۱٪ افزایش می‌یابد. جابه‌جایی نهایی و شکل‌پذیری ستون‌های مختلف محاط در بتن نیز به ترتیب ۴۱٪ و ۲۲٪ افزایش یافته است.

#### ۳-۳-۴ شکل هسته فولادی

تفاوت نمونه‌های C20H9L8S35F و C20I12L8S35F در شکل هسته فولادی آن‌ها است. هسته فولادی C20H9L8S35F و C20I12L8S35F از پروفیل‌های HSS و I شکل ساخته شده است که مطابق با استاندارد اروپایی BS-EN 10365 سطح مقطع

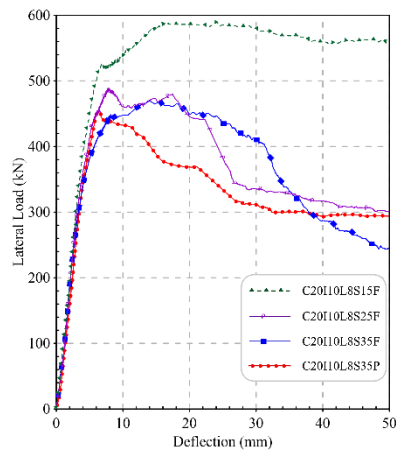
است. مشخص است که ضریب شکل‌پذیری ستون‌های مختلف محاط در بتن با کاهش فاصله آرماتورهای عرضی و افزایش نسبت هسته فولادی افزایش می‌یابد؛ و برعکس، با کاهش عملکرد کامپوزیت و افزایش فاصله آرماتورهای عرضی، کاهش می‌یابد. با این حال، در نمونه C20H9L8S35F، به‌عنوان یک استثنا، ضریب شکل‌پذیری با افزایش نسبت هسته فولادی با وجود افزایش مقاومت برشی کاهش یافته است.

#### ۳-۴ مطالعات پارامتریک

در این مطالعه، اثرات متغیرهای مختلف طراحی بر مقاومت برشی ستون مختلف محاط در بتن بررسی شده است. پارامترهای کلیدی طراحی در نظر گرفته شده در این مطالعه شامل مقاومت فشاری بتن، نسبت هسته فولادی (تعریف شده به‌عنوان نسبت سطح هسته فولادی به سطح ناخالص ستون)، شکل هسته فولادی، نسبت میلگرد طولی، فاصله میلگردهای عرضی و درصد عملکرد مختلف می‌باشد. تأثیر این پارامترهای کلیدی بر نحوه گسترش ترک، مدهای شکست، شکل‌پذیری و پاسخ‌های نیرو-تغییر مکان در ادامه مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

#### ۱-۳-۴ نسبت هسته فولادی

منحنی نیرو-تغییر مکان ستون‌های C20I14L8S35F، C20I12L8S35F و C20I10L8S35F با نسبت‌های مختلف هسته فولادی به ترتیب ۱/۸۲، ۱/۴۷ و ۱/۱۴ درصد در شکل (۹-پ) آمده است. بر اساس نتایج آزمایش، نسبت هسته فولادی به‌طور قابل توجهی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلف محاط در بتن تأثیر می‌گذارد. به‌طور مشابه، ضریب شکل‌پذیری نمونه‌های C20I14L8S35F و C20I12L8S35F به ترتیب ۶۳ و ۱۹ درصد بیش‌تر از C20I10L8S35F است.



الف) مدل‌ها با هسته فولادی مشترک

شکل ۹- نمودار نیرو-تغییر مکان ستون‌های مختلف محاط در بتن

یکسانی دارند [۳۵]. همان‌طور که شکل (۹-پ) نشان می‌دهد، ۱۰٪ تفاوت بین حداکثر مقاومت برشی C20112L8S35F و C20H9L8S35F وجود دارد، که به این معنی است شکل هسته فولادی تأثیر قابل‌توجهی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن دارد. در مقابل، تغییر شکل نهایی و ضریب شکل‌پذیری C20H9L8S35F به ترتیب ۲۶٪ و ۳۴٪ کاهش یافت. این کاهش به‌طور بالقوه می‌تواند مربوط به کماتش جان‌های هسته فولادی باشد.

#### ۴-۳-۴ نسبت آرماتورهای طولی

نسبت میلگردهای نمونه‌های C20112L8S35F و C20112L4S35F متفاوت است. تعداد آرماتورهای طولی در C20112L8S35F و C20112L4S35F به ترتیب هشت و چهار است. همان‌طور که در شکل (۹-ب) مشاهده می‌شود، تفاوت بین مقاومت برشی C20112L8S35F و C20112L4S35F حدود ۲٪ است که نشان می‌دهد تأثیر نسبت میلگردهای طولی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن ناچیز است. اثر اولیه کاهش درصد نسبت میلگرد طولی، تغییر شکست برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن به خمشی-برشی است (شکل (۸)).

مطابق با این شکل، در مقاومت حداکثر، ترک‌های عمودی C20112L4S35F در عمق میانی نسبت به C20112L8S35F گسترده‌تر هستند. از طرفی، ظرفیت تسلیم C20112L8S35F پنج درصد بیش‌تر از C20112L4S35F است. بنابراین، کاهش نسبت آرماتور طولی باعث کاهش ظرفیت تسلیم و نیروی حداکثر شده است. در مقابل، کاهش نسبت میلگرد طولی منجر به افزایش ۱۶٪ و ۲۶٪ تغییر مکان تسلیم و شکل‌پذیری شده است.

#### ۴-۳-۵ نسبت میلگردهای عرضی

برای بررسی اثر نسبت میلگردهای عرضی، سه نمونه C20110L8S35F، C20110L8S25F و C20110L8S15F با نسبت‌های میلگرد عرضی ۰/۲۲۹، ۰/۲۶۱ و ۰/۳۴۹ در نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل (۹-الف) مشاهده می‌شود، افزایش ۱۷٪ و ۵۶٪ در نسبت میلگردهای عرضی در ستون مختلط محاط در بتن منجر به افزایش ۴٪ و ۲۵٪ حداکثر مقاومت برشی شده است. در نتیجه، افزایش نسبت میلگردهای عرضی به‌طور قابل‌توجهی مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن را بهبود می‌بخشد.

مقایسه C20110L8S15F و C20110L8S25F نشان می‌دهد که با رشد ۳۳ درصدی نسبت‌های میلگرد عرضی، مقاومت برشی

ستون‌های مختلط محاط در بتن ۲۱ درصد افزایش یافته است. در عین حال، با افزایش ۱۷ درصدی نسبت میلگردهای عرضی C20110L8S25F در برابر C20110L8S35F، حداکثر مقاومت برشی فقط چهار درصد بهبود یافته است. در نتیجه، اگرچه نسبت میلگرد عرضی در C20110L8S25F افزایش یافته است، افزایش ظرفیت برشی ستون کم است زیرا در این نمونه، فاصله میلگردهای عرضی نیز هم‌زمان افزایش یافته است. به‌طور مشابه، با افزایش نسبت آرماتور عرضی در C20110L8S15F و کاهش فاصله میلگردهای عرضی، برخلاف C20110L8S25F، مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن بسیار بهبود یافته است. به‌عنوان نمونه، ظرفیت تسلیم و ضریب شکل‌پذیری C20110L8S15F به ترتیب ۱۰۱٪ و ۷۶٪ افزایش یافت، زیرا در این نمونه‌ها نسبت میلگرد عرضی افزایش و فاصله آن‌ها کاهش یافته است. برخلاف C20110L8S15F، افت ۲۳ درصدی ضریب شکل‌پذیری C20110L8S25F نسبت به C20110L8S35F، به‌دلیل افزایش فاصله میلگردهای عرضی این نمونه است. به‌طور خلاصه، نسبت میلگردهای عرضی مشروط بر آن که در محدوده ضوابط آیین‌نامه‌ای باشد، به‌طور قابل‌توجهی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن اثر می‌گذارد.

#### ۴-۳-۶ نسبت عملکرد مختلط

دو نمونه C20110L8S35F و C20110L8S35P، به ترتیب با عملکرد مختلط ناقص (۵۰ درصد) و عملکرد مختلط کامل، برای بررسی تأثیر این پارامتر بر رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن تهیه شدند. همه متغیرهای طراحی به‌جز عملکرد مختلط برای این دو نمونه یکسان هستند. عملکرد مختلط ناقص در این مطالعه به‌عنوان یک سطح عملکرد مختلط تعریف می‌شود که در آن اتصال‌دهنده‌ها تنها نیمی از مقاومت برشی مورد نیاز برای یک عملکرد مختلط کامل بین بتن و هسته فولادی را انتقال می‌دهند. نتایج این مطالعه نشان داد که اثر عملکرد مختلط بر پاسخ ارتجاعی ناچیز است. با این حال، استفاده از عملکرد مختلط ناقص منجر به شکست ناگهانی و زود هنگام نمونه با افزایش بار به دلیل جدا شدن هسته بتن و فولاد می‌شود.

در پایان این بخش به‌طور خلاصه می‌توان گفت که فواصل میلگردهای عرضی، نسبت هسته فولادی، شکل هسته فولادی و مقاومت فشاری بتن به‌طور قابل‌توجهی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن تأثیرگذار است. با این حال، نسبت عملکرد مختلط و نسبت میلگردهای طولی تأثیر ناچیزی بر مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن دارند. بر اساس



نتایج، میلگردهای عرضی بیشترین و میلگردهای طولی کمترین سهم را در مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن داشتند.

#### ۴-۴- مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن

بر اساس ضوابط AISC 360، مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن ( $\phi_V V_n$ )، طبق یکی از روابط زیر قابل محاسبه است:

الف) با در نظر گرفتن مقاومت برشی فولاد به تنهایی و مطابق الزامات بخش G.

$$V_n = V_{sc} = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad , \quad \phi_V = 0.9 \quad (1)$$

ب) در نظر گرفتن مقاومت برشی بخش بتن مسلح و ضوابط آیین‌نامهٔ ACI 318-19.

$$V_n = V_c + V_{sr} \quad , \quad \phi_V = 0.75$$

$$V_c = \left[ 2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d \quad , \quad V_{sr} = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2)$$

ج) در نظر گرفتن مجموع مقاومت برشی هسته فولادی مطابق ضوابط بخش G و مقاومت برشی میلگردهای برشی اطراف هسته بر اساس ضوابط آیین‌نامهٔ ACI 318-19.

$$V_n = V_{sc} + V_{sr} \quad , \quad \phi_V = 0.75 \quad (3)$$

در روابط فوق، ( $V_n$ ) مقاومت برشی اسمی ستون مختلط محاط در بتن، ( $V_{sc}$ ) مقاومت برشی اسمی هسته فولادی، ( $V_c$ ) مقاومت برشی اسمی بتن، ( $V_{sr}$ ) مقاومت برشی اسمی میلگردهای عرضی، ( $F_y$ ) تنش تسلیم مشخصه فولاد، ( $A_w$ ) سطح مقطع جان هسته فولادی، ( $C_{v1}$ ) ضریب مقاومت برشی جان، ( $\lambda$ ) ضریب تصحیح برای بتن سبک، ( $f'_c$ ) مقاومت فشاری مشخصه بتن، ( $N_u$ ) نیروی محوری ضریب‌دار عمود بر مقطع عضو، ( $A_g$ ) سطح مقطع کل ستون، ( $b_w$ ) عرض مقطع ستون، ( $d$ ) فاصله دورترین تار فشاری ستون از مرکز میلگردهای کششی، ( $A_v$ ) مساحت میلگردهای برشی در فاصله  $s$ ، ( $f_{yt}$ ) تنش تسلیم مشخصه میلگردهای عرضی، ( $s$ ) فاصله میلگردهای عرضی و ( $\phi_V$ ) ضریب کاهش مقاومت برشی هستند.

جدول (۴) نتایج آزمایش و تحلیل‌های عددی ستون‌های مختلط محاط در بتن را نشان می‌دهد. علاوه بر نتایج تحلیل، مقاومت برشی پیش‌بینی‌شده برای ستون‌های مختلط محاط در بتن توسط AISC 360 با در نظر گرفتن هر سه معادلهٔ AISC 360 ارائه شده است. مقاومت برشی بتن مسلح به اضافه مقاومت برشی هسته فولادی نیز به جدول (۴) اضافه شده است. مقاومت برشی محاسبه شده

بر اساس روابط AISC 360 به دلیل شرایط آزمایش و بارگذاری در این جدول دو برابر شده است. به منظور سهولت در مقایسه، داده‌های آزمایشگاهی یا عددی به صورت نرمال شده در جدول استفاده شده است ( $V_{AISC}/V_{test/numerical}$ ).

بر اساس نتایج، بخش‌های AISC 360 I14.1، a، b و c مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن را به طور میانگین، به ترتیب

۳۲٪، ۵۱٪ و ۵۷٪ مقاومت برشی حاصل از آزمایش و یا تحلیل‌های عددی پیش‌بینی می‌کند. انحراف معیار در این مطالعه برای هر کدام از این روابط به ترتیب ۵/۸، ۵/۲ و ۶/۴ است. از سوی دیگر ظرفیت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن با در نظر گرفتن مجموع مقاومت برشی هسته فولادی و بتن مسلح چیزی در حدود ۸۳٪ مقاومت برشی حاصل از آزمایش و یا تحلیل‌های عددی است. در این حالت نیز انحراف معیار به طور متوسط ۵/۸ به دست آمده است. بر اساس نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها در این مطالعه، معادلات AISC 360 به طور قابل توجهی مقاومت برشی اسمی ستون‌های مختلط محاط در بتن را محافظه‌کارانه ارزیابی می‌کند. از سوی دیگر، در نظر گرفتن مجموع مقاومت برشی هسته فولادی و بخش بتن مسلح منجر به تخمین دقیق‌تری از مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن می‌شود.

جدول ۴- مقایسه مقاومت برشی حاصل از آزمایش یا مطالعه عددی با مقاومت اسمی بر اساس روابط آیین‌نامه AISC 360

ردیف	نام نمونه‌ها	آزمایشگاهی / نتایج آزمایش عددی / عددی	AISC 360 I4.1a	AISC 360 I4.1b	AISC 360 I4.1c	مجموع فولادی و بتنی	AISC 360 I4.1a	AISC 360 I4.1b	AISC 360 I4.1c	مجموع فولادی و بتنی
		(kN)	(%)	(%)	(%)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(kN)
۱	C20I10L8S35F	آزمایشگاهی	۴۶۹	۱۲۴	۲۵۶	۳۸۰	۵۴/۵	۵۴/۰	۵۴/۰	۸۰/۹
۲	C20I10L8S25F	آزمایشگاهی	۴۸۷	۱۲۴	۲۸۵	۴۰۹	۵۸/۶	۵۸/۱	۵۸/۱	۸۴/۰
۳	C20I10L8S15F	آزمایشگاهی	۵۸۹	۱۲۴	۳۳۸	۴۶۲	۵۷/۴	۵۷/۰	۵۷/۰	۷۸/۵
۴	C20I10L8S35P	آزمایشگاهی	۴۵۴	۱۲۴	۲۵۶	۳۸۰	۵۶/۴	۵۵/۹	۵۵/۹	۸۳/۷
۵	C20I12L8S35F	عددی	۴۹۴	۱۶۰	۲۵۶	۴۱۶	۵۱/۸	۵۸/۶	۵۸/۶	۸۴/۲
۶	C20I14L8S35F	عددی	۵۴۲	۱۹۹	۲۵۶	۴۵۵	۴۷/۲	۶۰/۶	۶۰/۶	۸۳/۹
۷	C20I12L4S35F	عددی	۴۸۴	۱۶۰	۲۵۶	۴۱۶	۵۲/۹	۵۹/۸	۵۹/۸	۸۵/۸
۸	C20I12L8S35P	عددی	۴۷۷	۱۶۰	۲۵۶	۴۱۶	۵۳/۷	۶۰/۷	۶۰/۷	۸۷/۲
۹	C25I12L8S35F	عددی	۵۴۷	۱۶۰	۲۶۷	۴۲۷	۴۸/۹	۵۲/۹	۵۲/۹	۷۸/۱
۱۰	C20H9L8S35F	عددی	۵۴۵	۱۸۴	۲۵۶	۴۴۰	۳۳/۷	۴۶/۹	۵۷/۵	۸۰/۷
		میانگین					۳۱/۸	۵۱/۳	۵۶/۹	۸۳/۰
		انحراف معیار					۵/۸	۵/۲	۶/۴	۵/۸

#### ۵- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن به صورت مطالعه آزمایشگاهی و عددی مورد بحث و بررسی قرار گرفت. ۱۰ ستون مختلط محاط در بتن بر اساس آیین‌نامه AISC 360-22 طراحی و برای بررسی اثرات متغیرهای طراحی مختلف از جمله مقاومت فشاری بتن، نسبت هسته فولادی، شکل هسته فولادی، نسبت میلگرد طولی، فاصله میلگردهای عرضی و نسبت عملکرد مختلط مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج مهم این مطالعه عبارت است از:

۱. روابط پیشنهادی AISC 360 به طور قابل توجهی مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن را محافظه کارانه ارزیابی می‌کند.

۲. بر اساس نتایج آزمایش و تحلیل عددی، مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن را می‌توان با در نظر گرفتن مجموع مقاومت برشی هسته فولادی و بخش بتن مسلح محاسبه کرد.

۳. مقاومت ستون مختلط محاط در بتن در برابر نیروی برشی اعمال شده عمدتاً توسط جان هسته فولادی، میلگردهای

عرضی و بخش بتنی ستون‌های مختلط محاط در بتن تأمین می‌شود.

۴. میلگرد عرضی، مقاومت فشاری بتن، نسبت هسته فولادی و شکل هسته به طور قابل توجهی به مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن کمک می‌کند. برعکس، سهم میلگردهای طولی در مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن ناچیز است.

۵. سطح عملکرد مختلط نیز بر مقاومت برشی ستون‌های مرکب تأثیر می‌گذارد. هرچه عملکرد مرکب کم‌تر باشد، ظرفیت برشی ستون مختلط محاط در بتن کم‌تر است.

۶. کاهش فاصله میلگردهای عرضی و افزایش نسبت هسته فولادی به طور قابل توجهی شکل‌پذیری ستون‌های مختلط محاط در بتن را بهبود می‌بخشد. شکل‌پذیری ستون‌های مختلط محاط در بتن همچنین با افزایش نسبت میلگردهای طولی کاهش یافت.

#### ۶- قدردانی

بدین وسیله از حمایت مالی آقای برزگر سراجی و شرکت آژینه‌سازان کاسپین برای انجام این مطالعه کمال تشکر و قدردانی می‌شود.



- [13] Chen, C.C., and Hoang, T.T. (2016), "Role of concrete confinement of wide-flange structural steel shape in steel reinforced concrete columns under cyclic loading", *Engineering Structures*, 110: pp. 79-87.
- [14] Hajjar, J.F., (2002), "Composite steel and concrete structural systems for seismic engineering", *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8): pp. 703-723.
- [15] Selden, K.L., (2014), "Structural behavior and design of composite beams subjected to fire", Ph.D. Dissertation, Purdue University, School of Civil Engineering.
- [16] Fischer, E.C. and Varma, A.H. (2017), "Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design", *Journal of Constructional Steel Research*, 128: pp. 119-135.
- [17] Selden, K.L., Fischer, E.C., and Varma, A.H. (2016), "Experimental investigation of composite beams with shear connections subjected to fire loading", *Journal of Structural Engineering*, 142(2): p. 04015118.
- [18] Selden, K.L., and Varma, A.H. (2016), "Flexural capacity of composite beams subjected to fire: fiber-based models and benchmarking", *Fire Technology*, 52: pp. 995-1014.
- [19] Tremblay, R., Massicotte, B., Filion, I., and Maranda, R. (1998), "Experimental study on the behaviour of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads", pp. 195-204.
- [20] Vincent, R., and Tremblay, R. (2001), "An innovative partially composite column system for high-rise buildings. in Proceedings", North American Steel Construction Conference., Fort Lauderdale, Florida.
- [21] Tremblay, R., Tirca, L., Bouchereau, R., Toupin, J.D., and Massicotte, B. (2018), "Flexural demand on partially-encased composite columns in multi-storey concentrically braced steel frames", In *STESSA 2003-Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, pp. 479-485. Routledge.
- [22] Begum, M., Driver, R.G., and Elwi, A.E. (2007), "Finite-element modeling of partially encased composite columns using the dynamic explicit method", *Journal of Structural Engineering*, 133(3): pp. 326-334.
- [23] Weng, C., Yen, S., and Chen, C.C. (2001), "Shear strength of concrete-encased composite structural members", *Journal of Structural Engineering*, 127(10): pp. 1190-1197.
- [24] Architectural Institute of Japan (AIJ), Standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures. 1987, Architectural Institute of Japan: Tokyo.
- [25] ACI 318-99, (1999), Buildings code requirements for structural concrete. American Concrete Institute (ACI): Detroit.
- [1] Dundar, C., Tokgoz, S., Tanrikulu, A.K. and Baran, T. (2008), "Behaviour of reinforced and concrete-encased composite columns subjected to biaxial bending and axial load", *Building and Environment*, 43(6), pp. 1109-1120.
- [2] Xiao, C., Deng, F., Chen, T., and Zhao, Z. (2017), "Experimental study on concrete-encased composite columns with separate steel sections", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 23(4), pp. 483-491.
- [3] Kim, C.S., Park, H.G., Lee, H.J., Choi, I.R., and Chung, K.S. (2017), "Eccentric axial load test for high-strength composite columns of various sectional configurations", *Journal of Structural Engineering*, 143(8), p. 04017075.
- [4] Zhao, X., Wen, F., Chen, Y., Hu, J., Yang, X., Dai, L., and Cao, S. (2018), "Experimental study on the static performance of steel reinforced concrete columns with high encased steel ratios", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(15), p.e1536.
- [5] Rong, C., and Shi, Q. (2020), "Behaviour of angle steel frame confined concrete columns under axial compression", *Construction and Building Materials*, 241: p. 118034.
- [6] Lai, B., Liew, J.R., Le Hoang, A., and Xiong, M. (2019), "A unified approach to evaluate axial force-moment interaction curves of concrete encased steel composite columns", *Engineering Structures*, 201: p. 109841.
- [7] Lai, B., Liew, J.R., Venkateshwaran, A., Li, S., and Xiong, M. (2020), "Assessment of high-strength concrete encased steel composite columns subject to axial compression", *Journal of Constructional Steel Research*, 164: p. 105765.
- [8] EL-Attar, M.M., El-Karmoty, H.Z., and EL-Moneim, A.A. (2016), "The behavior of ultra-high-strength reinforced concrete columns under axial and cyclic lateral loads", *HBRC Journal*, 12(3): pp. 284-295.
- [9] Chen, C., Wang, C., and Sun, H. (2014), "Experimental study on seismic behavior of full encased steel-concrete composite columns", *Journal of Structural Engineering*, 140(6): p. 04014024.
- [10] Campian, C., Nagy, Z., and Pop, M. (2015), "Behavior of fully encased steel-concrete composite columns subjected to monotonic and cyclic loading", *Procedia Engineering*, 117: pp. 439-451.
- [11] Zeng, L., Xiao, Y., Chen, Y., Jin, S., Xie, W., and Li, X. (2017), "Seismic damage evaluation of concrete-encased steel frame-reinforced concrete core tube buildings based on dynamic characteristics", *Applied Sciences*, 7(4), p. 314.
- [12] Hwang, H.J., Eom, T.S., Park, H.G., and Lee, S.H. (2016), "Axial load and cyclic lateral load tests for composite columns with steel angles", *Journal of Structural Engineering*, 142(5), p. 04016001.



- [40] Broadhouse, B., and Neilson, A. (1987), "Modelling reinforced concrete structures in DYNA3D", UKAEA Atomic Energy Establishment.
- [41] Broadhouse, B. (1995), "The Winfrith concrete model in LS-DYNA3D", Report: SPD/D (95), 363: p. 794.
- [42] Epackachi, S., Whittaker, A.S., Varma, A.H., and Kurt, E.G. (2015), "Finite element modeling of steel-plate concrete composite wall piers", *Engineering Structures*, 100, pp. 369-384.
- [43] Epackachi, S., (2014), "Experimental, numerical, and analytical studies on the seismic response of steel-plate concrete (SC) composite shear walls", State University of New York at Buffalo.
- [44] Epackachi, S., and Whittaker, A.S. (2018), "A validated numerical model for predicting the in-plane seismic response of lightly reinforced, low-aspect ratio reinforced concrete shear walls", *Engineering Structures*, 168: p. 589-611.
- [26] American Institute of Steel Construction (AISC 360), (1993), Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. American institute of steel construction: Chicago.
- [27] Building Seismic Safety Council (BSSC): NEHRP, (1997), recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council: Washington, D.C.
- [28] Nakamura, S.i., and Narita, N. (2003), "Bending and shear strengths of partially encased composite I-girders", *Journal of Constructional Steel Research*, 59(12): pp. 1435-1453.
- [29] Ma, H., Xue, J., Liu, Y., and Zhang, X. (2015), "Cyclic loading tests and shear strength of steel reinforced recycled concrete short columns", *Engineering Structures*, 92, pp. 55-68.
- [30] Xue, Y., Shang, C., Yang, Y., and Yu, Y. (2022), "Macro-modeling on cyclic behavior of concrete-encased steel short columns under shear failure", *Journal of Building Engineering*, 51, p. 104297.
- [31] Xue, Y., Shang, C., Yang, Y., and Yu, Y. (2022), "Prediction of lateral load-displacement curve of concrete-encased steel short columns under shear failure", *Engineering Structures*, 262, p. 114375.
- [32] Xue, Y., Shang, C., Yang, Y., and Yu, Y. (2022), "Shear strength prediction for concrete encased steel short columns: calibration based on current design codes", *Journal of Building Engineering*, 45, p. 103626.
- [33] ANSI/AISC 360-16, (2016), Specification for Structural Steel Buildings. American institute of steel construction: Chicago.
- [34] ANSI/AISC 360-22, (2022), Specification for Structural Steel Buildings. American institute of steel construction: Chicago.
- [35] BS EN 10365: (2017), Hot Rolled Steel Channels, I and H Sections-Dimensions and Masses. British Standards Institution (BSI): London, UK.
- [36] ACI 318-19, (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute: Farmington Hills.
- [37] Pardis, N., Ebrahimi, R., and Kim, H.S. (2017), "Equivalent strain at large shear deformation: Theoretical, numerical and finite element analysis", *Journal of Applied Research and Technology*, 15(5), pp. 442-448.
- [38] ASTM E2126 (2007), Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [39] CA: (2015), Livermore Software Technology Corporation (LSTC), LS-DYNA. Livermore: California.





http://journaliss.ir

## بررسی پارامتریک رفتار چرخه‌ای اتصال تیر به ستون با میراگرهای فلز-الاستومر

کمال غنی‌زاده<sup>۱</sup>، وحید اکرمی<sup>۲\*</sup>، شیرین اسماعیلی<sup>۲</sup>، ناصرالدین شاهبازی<sup>۳</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

\*ardabil، صندوق پستی ۵۶۱۱۹-۱۱۳۶۷، v.akrami@uma.ac.ir

### چکیده

یکی از گزینه‌های مطرح برای افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی سازه‌ها، استفاده از میراگرهای فلز-الاستومر در اتصالات خمشی می‌باشد. در مقاله حاضر، میراگر جدیدی از نوع فلز-الاستومر معرفی شده و به روش عددی به مطالعه رفتار لرزه‌ای آن تحت بار چرخه‌ای پرداخته شده است. میراگر بررسی شده در این تحقیق شامل یک لایه الاستومر برای کنترل ارتعاشات در سطح پایین و تعدادی پیچ تسلیمی برای اتلاف انرژی در زمین‌لرزه‌های قوی می‌باشد. در پیکربندی جدید، علاوه بر تعبیه میراگر در پایین تیر که در مطالعات قبلی بررسی شده است، افزودن میراگر در بالای تیر نیز مدنظر قرار گرفته و تأثیر پارامترهای مختلف میراگر نظیر تعداد، قطر و ارتفاع پیچ‌های تسلیمی و همچنین ضخامت لایه الاستومر بر رفتار اتصال دارای میراگر بررسی و با رفتار اتصال فاقد میراگر مقایسه شده است. مدل‌سازی نمونه‌های عددی در نرم‌افزار آباکوس انجام و با استفاده از نتایج تحقیقات قبلی، صحت‌سنجی شده است. بر اساس نتایج، سختی و مقاومت نمونه‌های دارای میراگر با تعداد پیچ تسلیمی کم در مقایسه با اتصال فاقد میراگر، بسیار پایین بوده و غیرقابل قبول می‌باشد (سختی در حدود ۲۵٪ و مقاومت در حدود ۴۰٪). این درحالی است که با افزایش تعداد و قطر پیچ‌های تسلیمی، سختی و مقاومت اتصال دارای میراگر بهبود یافته و به مقدار متناظر اتصال فاقد میراگر می‌رسد. در عین حال، بیشینه کرنش‌های پلاستیک در اجزای اتصال تا بیش از ۵۰٪ کاهش یافته و رفتار اتصال بهبود می‌یابد. گفتنی است سطح کرنش‌های پلاستیک در پیچ‌های تسلیمی نمونه‌های دارای دو میراگر کم‌تر از نمونه دارای یک میراگر است.

### واژگان کلیدی

اتصال تیر به ستون، میراگر فلز-الاستومر، عضو تسلیم‌شونده، مدل‌سازی عناصر محدود، رفتار چرخه‌ای

## A Parametric study on the Cyclic Behavior of Beam-to-Column Connections with Metal-Elastomer Dampers

K. Ghanizadeh, V. Akrami, Sh. Esmaili, N. Shahbazi

### Abstract

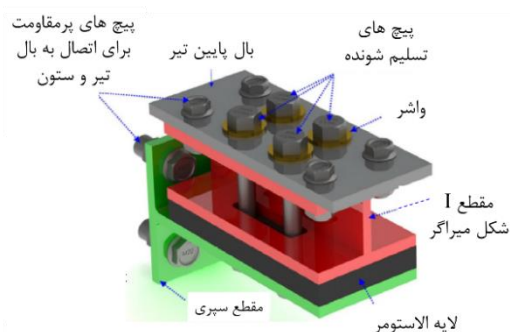
One of the methods to increase the ductility and energy dissipation of structures is the use of metal-elastomer dampers in the moment connections. In this paper, a new metal-elastomer damper is introduced and its seismic behavior under cyclic load is evaluate numerically. The damper studied in this research includes an elastomer layer to control slight vibrations and a number of yielding bolts to dissipate energy in strong earthquakes. In the new configuration, placing two dampers at the top and bottom of the beam is considered as an alternative to the formerly studied connections with one damper at the bottom of the beam. The effect of different parameters such as the number, diameter and height of the yielding bolts as well as the thickness of the elastomer layer has been studied and compared to the connection without damper. Numerical models are created in Abaqus software and validated using results from previous studies. Based on the results, the stiffness and strength of the connections with dampers having few yielding bolts is very small compared to the rigid connection (stiffness about 25% and strength about 40%). As the number and diameter of the bolts increase, stiffness and strength of the connection increase reaching the corresponding values for the original connection. However, the maximum plastic strain in connection decreases by more than 50% which is a sign of improved behaviour. It is worthy to note that plastic stains in bolts of connections with two dampers are less than that of connections with one damper.

### Keywords

Beam-Column Connection, Metal-Elastomer Damper, Yielding Member, Finite Element Modeling, Cyclic Behavior



زمین‌لرزه‌های پیشین و اثرات مخرب آن‌ها بر روی سازه‌ها، مهندسين را به سمت استفاده از اجزای سازه‌ای نوین در صنعت ساخت‌وساز سوق داده است. استفاده از سازه‌های با شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در مقابله با اثرات زمین‌لرزه‌های قوی بسیار مهم است. یکی از ابزارهایی که به تازگی برای افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی سازه پیشنهاد شده است، میراگرهای فلز-الاستومر می‌باشد که می‌تواند در محل‌های مختلف یک سازه از جمله اتصالات تیر به ستون مورد استفاده قرار گیرد. الاستومرها دسته بسیار بزرگی از مواد هستند که در گروه پلیمرها قرار می‌گیرند. ویژگی بسیار بارز این مواد قابلیت ارتجاعی آن‌ها است. منحنی تنش-کرنش الاستومرها در حالت رفت و برگشت نیرو دارای اختلاف اندکی می‌باشد که این به معنای اتلاف انرژی این مصالح طی چرخه‌های بارگذاری است. در این تحقیق از میراگر پیشنهادی بنی‌شیخ‌الاسلامی و همکاران استفاده شده است [۱]. مطابق شکل (۱)، این میراگر شامل ترکیبی از مواد الاستومر و پیچ‌های تسلیمی برای اتلاف انرژی لرزه‌ای می‌باشد.



شکل ۱- میراگر پیشنهادی بنی‌شیخ‌الاسلامی و همکاران [۱]

در زلزله‌های کوچک، پیچ‌های تسلیمی و لایه‌ی الاستومر هم‌زمان وظیفه‌ی تأمین سختی را به عهده دارند؛ این درحالی است که تأمین میرایی در زلزله‌های با شدت کم، تنها بر عهده‌ی لایه‌ی

الاستومر می‌باشد. در زمین‌لرزه‌های بزرگ، میرایی سیستم توسط رفتار هیسترتیک پیچ‌های تسلیمی تأمین می‌شود. به طور کلی، میراگرهای مرکب فلز-الاستومر مبتنی بر یکی از رفتارهای محوری، برشی و یا دورانی هستند. بسته به نوع رفتار میراگر، می‌توان از آن‌ها در مهاربند، در وسط تیر و یا در محل اتصال تیر به ستون استفاده نمود. اولین نوع از میراگرهای فلز-الاستومر، میراگرهای نصب‌شونده در مهاربند هستند. میراگرهای با عملکرد محوری عمدتاً با هدف میراسازی ارتعاشات در طول مهاربند سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند. نمونه‌هایی از این میراگرها توسط شو<sup>۱</sup> [۲]، شو و همکاران [۳] و جی<sup>۲</sup> و همکاران [۴] به صورت عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. درحالی‌که در میراگرهای برشی از جابه‌جایی نسبی بین دو طبقه برای ایجاد تغییرشکل‌های برشی در مواد الاستومر استفاده می‌شود. ژو<sup>۳</sup> و همکاران [۵]، چن<sup>۴</sup> و همکاران [۶]، اسکندری‌نصب و همکاران [۷] و مهرابی و همکاران [۸] نمونه‌هایی از این نوع میراگرها را مورد مطالعه قرار داده‌اند.

نوع بعدی از میراگرهای الاستومری، میراگرهای نصب‌شونده در وسط تیر می‌باشند. این نوع میراگرها عمدتاً مبتنی بر عملکرد برشی بوده و برای اتلاف انرژی در محل اتصال دو بخش سازه به هم به کار می‌روند (به‌عنوان مثال در تیرهای پیوند). نمونه‌هایی از این میراگرها را در تحقیقات مونتگومری<sup>۵</sup> و کریستوپولوس<sup>۶</sup> [۹]، وانگ<sup>۷</sup> و همکاران [۱۰] و جیانگ<sup>۸</sup> و همکاران [۱۱] می‌توان مشاهده نمود. آخرین نوع از میراگرهای الاستومری، میراگرهای نصب‌شونده در اتصال خمشی تیر به ستون هستند. این میراگرها معمولاً مبتنی بر یکی از عملکردهای دورانی و یا برشی می‌باشند. دو نمونه از میراگرهای مبتنی بر عملکرد دورانی در مطالعات شو<sup>۹</sup> و همکاران [۱۲] و همچنین ژانگ<sup>۱۰</sup> و همکاران [۱۳] معرفی و مورد بررسی قرار گرفته است. میراگرهای مرکب فلز-الاستومر که دارای عملکرد برشی می‌باشند، معمولاً در محل اتصال تیر به ستون و در پایین یا بالای تیر نصب می‌شوند تا از نیروی کششی و فشاری بال‌های تیر برای ایجاد تغییرشکل برشی در الاستومرها

<sup>1</sup> Xu

<sup>2</sup> Ge

<sup>3</sup> Zhou

<sup>4</sup> Chen

<sup>5</sup> Montgomery

<sup>6</sup> Christopoulos

<sup>7</sup> Wang

<sup>8</sup> Jiang

<sup>9</sup> Shu

<sup>10</sup> Zhang

نتایج این نمونه‌ها برای بررسی تأثیر تعداد میراگر مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

- مدل‌های ۲ تا ۴ در گروه نخست و نمونه‌های ۱۶ تا ۱۸ در گروه دوم به ترتیب دارای ۲، ۳ و ۴ پیچ تسلیمی در هر ردیف هستند، که مقایسه نتایج آن‌ها نشان‌دهنده تأثیر تعداد پیچ‌ها بر رفتار اتصال می‌باشد.
- بررسی تأثیر قطر پیچ‌های تسلیمی از طریق مقایسه نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌های ۴، ۷ و ۸ در گروه نخست و ۱۸، ۲۱ و ۲۲ در گروه دوم انجام می‌شود. در این نمونه‌ها قطر ناحیه تسلیمی پیچ به ترتیب ۱۲/۵، ۱۵/۵ و ۱۸/۵ میلی‌متر است.
- همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، ارتفاع مقطع اشکل مورد استفاده در ساخت میراگر برای نمونه مرجع برابر با ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این ارتفاع کنترل‌کننده ارتفاع پیچ‌های تسلیمی میراگر و ظرفیت خمشی آن‌ها خواهد بود. برای بررسی تأثیر ارتفاع یادشده، نتایج تحلیل‌ها بر روی نمونه‌های ۸ تا ۱۱ در گروه نخست و ۲۲ تا ۲۵ در گروه دوم با هم مقایسه خواهد شد. ارتفاع مقطع اشکل در این نمونه‌ها به ترتیب ۱۰۰، ۸۰، ۶۰ و ۴۰ میلی‌متر است.
- در ادامه، بررسی تأثیر ضخامت لایه الاستومری از طریق مقایسه نتایج نمونه‌های ۴ تا ۶ در گروه نخست و ۱۸ تا ۲۰ در گروه دوم صورت خواهد گرفت، که در آن‌ها ضخامت الاستومر به ترتیب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ میلی‌متر است.

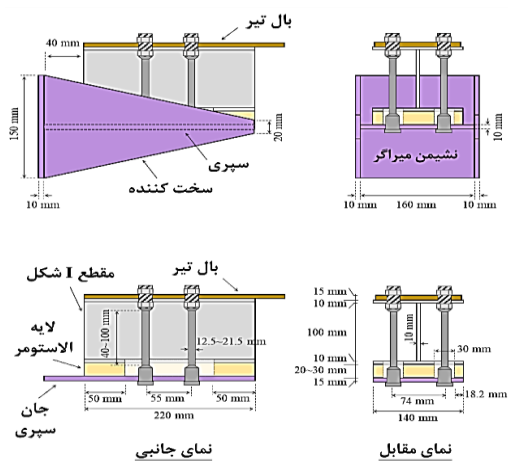
استفاده نمایند. نمونه‌ای از این میراگرها که در شکل (۱) نیز مشاهده می‌شود، توسط بنی‌شیخ‌الاسلامی و همکاران پیشنهاد شده است [۱]. رفتار این نوع میراگرها در چندین مطالعه به صورت عددی و آزمایشگاهی بررسی شده است [۱۴-۱۶]. هرچند مطالعات انجام‌شده، حاکی از امکان استفاده از میراگر مذکور برای بهبود رفتار اتصالات خمشی تیر به ستون می‌باشد، اما انجام مطالعات تکمیلی برای شناخت بهتر رفتار و بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار این میراگرها ضروری است. در همین راستا، مقاله حاضر به بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات خمشی دارای میراگر فلز-الاستومر با استفاده از تحلیل عناصر محدود می‌پردازد. بدین منظور، علاوه بر اتصال دارای میراگر تکی در زیر تیر که در مطالعات قبلی بررسی شده است، افزودن میراگر در بالا و پایین تیر به صورت هم‌زمان نیز مدنظر قرار گرفته است. در ادامه تأثیر پارامترهای مختلف میراگر نظیر تعداد، قطر و ارتفاع پیچ‌های تسلیمی و همچنین ضخامت لایه الاستومر بر رفتار اتصال دارای میراگر تکی و دوبل بررسی و با رفتار اتصال فاقد میراگر مقایسه شده است. از مزایای میراگر مورد بررسی می‌توان به رفتار دوسطی آن تحت سطوح مختلف ارتعاش، سهولت نصب و امکان جایگزینی آن به منظور بهسازی پس از بروز زلزله‌های شدید اشاره نمود. جزئیات مدل‌سازی، صحت‌سنجی و نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها در بخش‌های بعد ارائه شده است.

## ۲- جزئیات مدل‌سازی عناصر محدود

### ۱-۲- هندسه میراگر مورد بررسی

چنانچه گفته شد، مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق برگرفته از میراگرهای پیشنهادی بنی‌شیخ‌الاسلامی و همکاران می‌باشد [۱]. پیکربندی کلی میراگر مذکور و ابعاد اجزای مختلف آن در شکل (۲) نمایش داده شده است. این میراگر که در تحقیقات سلطان‌آبادی و همکاران [۱۴] در زیر بال پایین تیر قرار گرفته است، از یک صفحه نشیمن T شکل، یک لایه الاستومر، یک قطعه اشکل و تعدادی پیچ تسلیمی تشکیل می‌شود. مشخصات ابعادی مدل‌های مورد بررسی در تحقیق حاضر در جدول (۱) خلاصه شده است. مطابق این جدول، نمونه‌های مورد بررسی را به دسته‌های زیر می‌توان تفکیک نمود:

- نمونه شماره ۱ اتصال خمشی فاقد میراگر بوده، نمونه‌های ۲ الی ۱۵، دارای یک میراگر در پایین تیر و نمونه‌های ۱۶ الی ۲۹، دارای دو میراگر در بالا و پایین تیر هستند. مقایسه



شکل ۲- مشخصات هندسی میراگر مورد بررسی (واحد mm)

جدول ۱- مشخصات ابعادی مدل های مورد بررسی (واحد mm)

شماره نمونه	تعداد میراگر	پیکربندی میراگر	تعداد پیچ در ردیف	قطر پیچ	ارتفاع میراگر	ضخامت الاستومر
#۱	-	-	-	-	-	-
#۲	۱	۱	۲	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۳	۱	۱	۳	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۴	۱	۱	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۵	۱	۱	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۲۵
#۶	۱	۱	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۳۰
#۷	۱	۱	۴	۱۵/۵	۱۰۰	۲۰
#۸	۱	۱	۴	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۹	۱	۱	۴	۱۸/۵	۸۰	۲۰
#۱۰	۱	۱	۴	۱۸/۵	۶۰	۲۰
#۱۱	۱	۱	۴	۱۸/۵	۴۰	۲۰
#۱۲	۲	۱	۶	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۳	۲	۱	۶	۲۱/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۴	۲	۱	۸	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۵	۲	۱	۸	۲۱/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۶	۲	۲	۲	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۷	۲	۲	۳	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۸	۲	۲	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۲۰
#۱۹	۲	۲	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۲۵
#۲۰	۲	۲	۴	۱۲/۵	۱۰۰	۳۰
#۲۱	۲	۲	۴	۱۵/۵	۱۰۰	۲۰
#۲۲	۲	۲	۴	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۲۳	۲	۲	۴	۱۸/۵	۸۰	۲۰
#۲۴	۲	۲	۴	۱۸/۵	۶۰	۲۰
#۲۵	۲	۲	۴	۱۸/۵	۴۰	۲۰
#۲۶	۲	۲	۶	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۲۷	۲	۲	۶	۲۱/۵	۱۰۰	۲۰
#۲۸	۲	۲	۸	۱۸/۵	۱۰۰	۲۰
#۲۹	۲	۲	۸	۲۱/۵	۱۰۰	۲۰

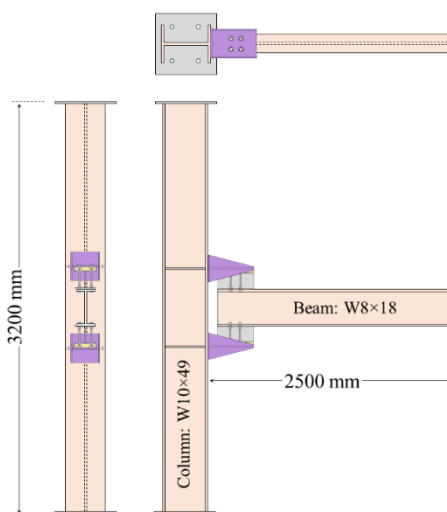
آن طول ورق میراگر ۳۷۰ میلی متر است. سایر مشخصات این پیکربندی، مطابق شکل (۲) و جدول (۱) می باشد.

مطابق شکل (۲)، طول ورق نشیمن مورد استفاده در ساخت میراگر برای نمونه مرجع برابر با ۲۲۰ میلی متر می باشد. در این حالت با توجه به فاصله مورد نیاز بین پیچ های تسلیمی، امکان تعبیه حداکثر چهار پیچ تسلیمی در طول میراگر فراهم است. برای بررسی رفتار میراگر با تعداد پیچ های تسلیمی بیشتر (شش و هشت پیچ)، از میراگر با پیکربندی ۲ استفاده شده است، که در



## ۲-۲- هندسه اتصال مورد بررسی

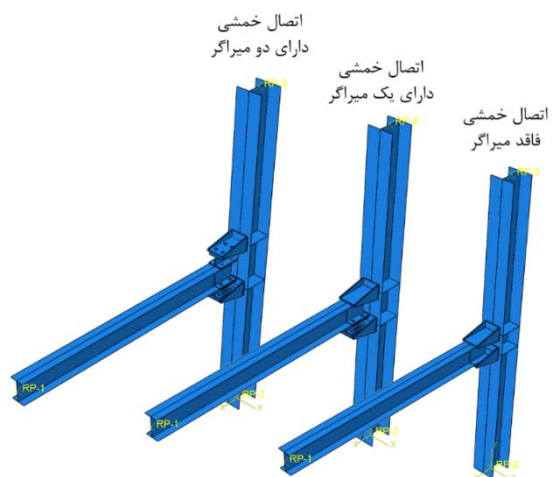
مطابق شکل (۳)، اتصال مورد بررسی در این تحقیق دارای هندسه T شکل شامل نصف طول تیر در یک دهانه و نصف ارتفاع ستون‌ها در طبقات بالا و پایین است. با توجه به این که تحت بارهای لرزه‌ای لنگر در وسط دهانه و نیمه ارتفاع طبقات برابر با صفر می‌باشد، از این پیکربندی استفاده شده است. طول تیر برابر با ۲۵۰۰ میلی‌متر (شامل میراگر و تیر متصل به آن) و ارتفاع ستون‌ها در بالا و پایین برابر با ۱۶۰۰ میلی‌متر انتخاب شده است. برای مقطع تیر از پروفیل W8×18 و برای مقطع ستون از پروفیل W10×49 استفاده شده است. این انتخاب به نحوی صورت گرفته است که عرض بال تیر تقریباً هم‌عرض نشیمن‌گاه آن روی میراگر (قطعه I شکل) باشد و در ضمن معیار تیر ضعیف-ستون قوی برای اتصال رعایت گردد. برای چشمه اتصال از یک ورق تقویت ۱۲ میلی‌متری استفاده شده است. ضخامت ورق‌های پیوستگی، هم‌ضخامت ورق بال تیر بوده و ضخامت سایر ورق‌های مورد استفاده در اتصال برابر با ۱۰ میلی‌متر لحاظ شده است. نمونه‌ای از اتصال فاقد میراگر به همراه اتصال‌های دارای یک و دو میراگر که در فضای نرم‌افزار مدل‌سازی شده‌اند در شکل (۴) نمایش داده شده است.



شکل ۳- شماتیک پیکربندی اتصال دارای دو میراگر

مطابق شکل (۴) و توضیحات قبلی، اتصال در سه حالت شامل، اتصال خمشی فاقد میراگر، اتصال خمشی دارای یک میراگر در زیر تیر و اتصال خمشی دارای دو میراگر در زیر و روی تیر مورد بررسی قرار خواهد گرفت. نتایج حاصل از تحلیل اتصال

خمشی فاقد میراگر به‌عنوان مدل مرجع و نتایج حاصل از دو نمونه دیگر برای مقایسه مورد استفاده قرار خواهند گرفت.



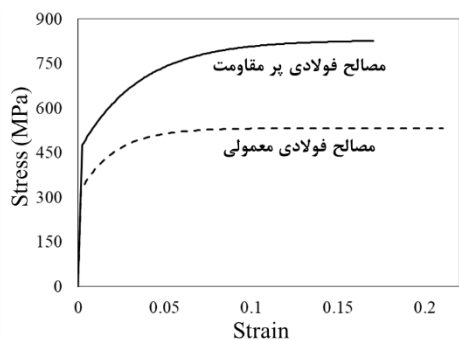
شکل ۴- پیکربندی اتصالات مورد بررسی در تحقیق حاضر

## ۲-۳- مشخصات مصالح

در تحلیل‌های این تحقیق هر دو نوع رفتار غیرخطی مصالح و هندسی در نظر گرفته شده است. برای معرفی مشخصات مکانیکی فولاد و میراگر ویسکوالاستیک از داده‌های ارائه شده توسط **سلطان‌آبادی و همکاران** استفاده شده است [۱۴]. بر همین اساس مشخصات مکانیکی دو نوع فولاد در جدول (۲) ارائه شده و نمودار تنش- کرنش واقعی مورد استفاده در نرم‌افزار برای آن‌ها در شکل (۵) ترسیم شده است. فولاد نوع اول برای استفاده در مقاطع تیر و ستون و همچنین ورق‌های اتصال است، درحالی‌که فولاد نوع دوم برای استفاده در پیچ‌های تسلیم‌شونده می‌باشد.

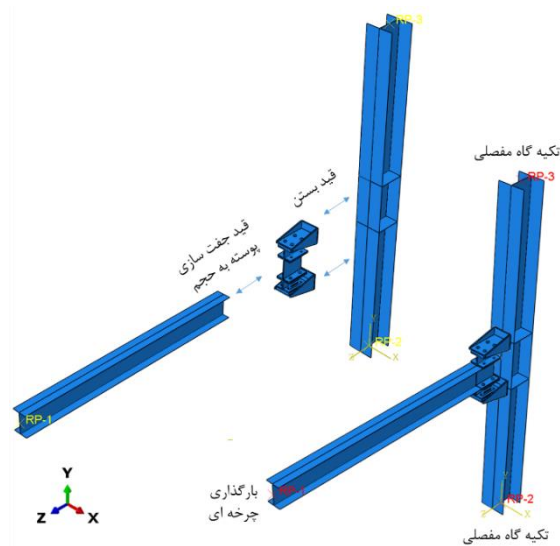
جدول ۲- مشخصات مکانیکی فولاد مصرفی [۱۴]

ردیف	مقاومت فولاد	مدول یانگ (GPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی کرنش نهایی (%)
۱	معمولی	۲۰۰	۳۲۵	۴۴۰
۲	پر مقاومت	۲۰۰	۴۷۵	۷۰۸



شکل ۵- نمودار تنش-کرنش واقعی مصالح فولادی مورد استفاده

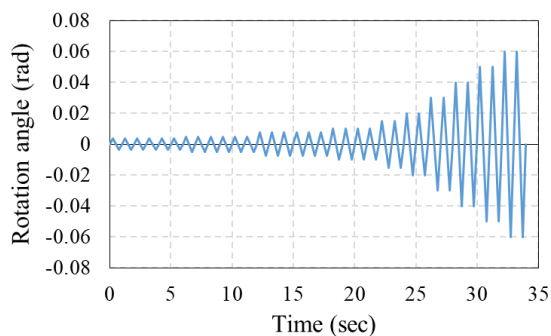
ورق‌های بال و نشیمن از طریق قید بستن<sup>۶</sup> تأمین شده است. اتصال سایر اجزای میراگر نظیر مواد الاستومر به ورق فولادی نیز از طریق قید بستن انجام شده است. همچنین، اتصال میراگر به ستون از طریق قید بستن و اتصال میراگر به تیر از طریق قید جفت‌سازی پوسته به حجم<sup>۷</sup> انجام شده است.



شکل ۷- قیدها و شرایط تکیه‌گاهی در مدل‌سازی اتصال

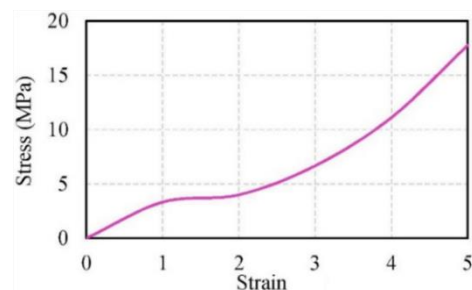
## ۲-۵- بارگذاری نمونه‌ها

مطابق شکل (۷)، بارگذاری نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق به صورت اعمال جابه‌جایی در نقطه انتهای تیر بوده است. تاریخچه بارگذاری اعمال شده به نمونه‌های عناصر محدود مطابق الگوی بارگذاری آیین‌نامه AISC 341-16 می‌باشد [۱۷]. تاریخچه بارگذاری مذکور در شکل (۸) ترسیم شده است.



شکل ۸- تاریخچه بارگذاری اعمال شده به نمونه‌ها مطابق الگوی بارگذاری AISC 341-16 [۱۷]

برای شبیه‌سازی بخش پلاستیک رفتار مصالح فولادی، سخت‌شوندگی کرنشی از نوع ترکیبی<sup>۱</sup> استفاده شده است. مطابق روش مورد استفاده توسط سلطان‌آبادی و همکاران [۱۴]، شبیه‌سازی مصالح الاستومر توسط مدل هایپرلاستیک<sup>۲</sup> از نوع مارلو<sup>۳</sup> صورت گرفته است. برای این کار از نتایج آزمایش تک‌محوره بر روی لایه الاستومری مطابق شکل (۶) استفاده شده است. هرچند رفتار مواد الاستومر عموماً وابسته به دما می‌باشد، اما با توجه به دمای عملکردی این مصالح در سازه و این که اثرات حرارتی در الاستومرها تا دمای ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد ناچیز است، می‌توان از آن صرف‌نظر نمود [۱۵]. همچنین، مطابق تحقیقات سلطان‌آبادی و بهنام‌فر [۱۶] تغییر در سرعت بارگذاری، تأثیر ناچیزی بر رفتار چرخه‌ای میراگرهای مورد بررسی دارد که با استناد به آن می‌توان رفتار نمونه‌ها را در قالب تحلیل استاتیکی و مستقل از سرعت بارگذاری بررسی نمود.



شکل ۶- نتایج آزمایش تک‌محوره بر روی مواد الاستومر [۱۴]

## ۲-۴- قیدها و شرایط تکیه‌گاهی

برای مقیدسازی نمونه‌های مورد مطالعه، ابتدا یک نقطه مرجع<sup>۴</sup> در بالا و پایین ستون ایجاد شده و سپس درجات آزادی گره‌های موجود بر روی وجوه بالا و پایین ستون با استفاده از قید جفت‌سازی<sup>۵</sup> به نقطه مزبور بسته شده‌اند. در ادامه، از تغییرمکان نقاط مرجع در ابتدا و انتهای ستون مطابق شکل (۷) در جهات سه‌گانه جلوگیری به عمل آمده، لذا درجات آزادی دورانی آزاد گذاشته شده است (تکیه‌گاه مفصلی). لازم به ذکر است که انتهای تیر در جهت خارج از صفحه مقید شده است.

با توجه به واشرهای قفلی مورد استفاده در ابتدا و انتهای پیچ‌های تسلیمی [۱۶]، و مطابق مدل‌سازی مورد استفاده توسط بنی‌شیخ‌الاسلامی و همکاران [۱] اتصال پیچ‌های تسلیمی به

<sup>۶</sup> Tie Constraint

<sup>۷</sup> Shell to Solid Coupling

<sup>۱</sup> Combined Isotropic-Kinematic Hardening

<sup>۲</sup> Hyperelastic

<sup>۳</sup> Marlow

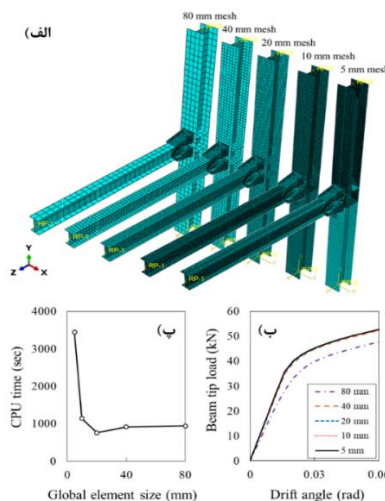
<sup>۴</sup> Reference Point

<sup>۵</sup> Coupling

۲-۶- مش بندی نمونه‌ها

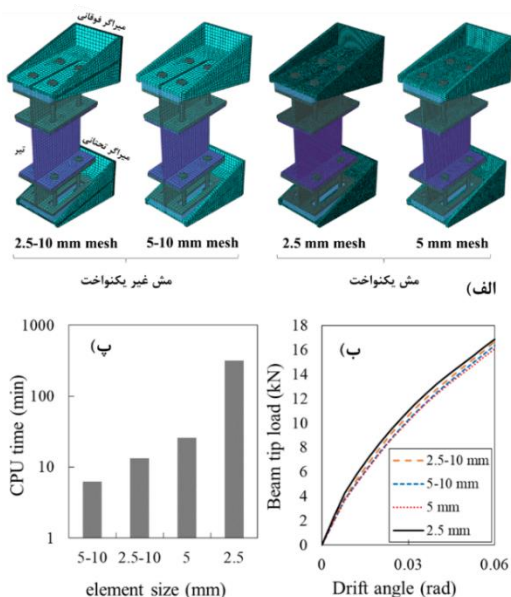
برای مدل‌سازی تیر و ستون اتصال مورد بررسی از عناصر دوبعدی S4R با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته<sup>۱</sup> استفاده شده است. در مدل‌سازی لایه الاستومری و بخش فولادی میراگر به ترتیب عناصر سه‌بعدی C3D8H و C3D8R به کار رفته‌اند. عنصر C3D8R از انتگرال‌گیری کاهش‌یافته و عنصر C3D8H از فرمول‌بندی هیبریدی<sup>۲</sup> استفاده می‌نماید. جهت تعیین اندازه مناسب برای عناصر نمونه‌ها از تحلیل حساسیت مش استفاده شده است. بدین منظور ابتدا تحلیل حساسیت مش عمومی اتصال انجام شده است. در این مرحله، اتصال فاقد میراگر بوده و اندازه مش در ناحیه اتصال ثابت و برابر با ۵ میلی‌متر است. شکل (۹)، مش‌بندی نمونه‌ها، تغییرات نمودار نیرو-جابجایی و تغییرات زمان مورد نیاز برای تحلیل را نمایش می‌دهد. چنانچه ملاحظه می‌شود با کاهش اندازه مش از ۲۰ به ۵ میلی‌متر زمان تحلیل به شدت افزایش می‌یابد درحالی‌که افزایش دقت چندان مشهود نیست. به همین دلیل، اندازه مش کلی نمونه‌ها در نواحی تیر و ستون برابر با ۲۰ میلی‌متر انتخاب شده است.

در ادامه، نمونه‌ای دارای دو میراگر در بالا و پایین اتصال در نظر گرفته شده و تأثیر اندازه مش در محدوده میراگر بر رفتار اتصال بررسی شده است. بر اساس بررسی‌های اولیه، استفاده از مش با اندازه یکنواخت در ناحیه میراگر زمان تحلیل را تا حد زیادی بالا می‌برد. دو نمونه نخست در شکل (۱۰)، نشان‌دهنده مدل با مش یکنواخت ۵ و ۲/۵ میلی‌متر در ناحیه میراگر می‌باشد. برای یافتن راهکاری جهت کاهش زمان تحلیل، از مش‌بندی غیریکنواخت نمونه‌ها در ناحیه دارای میراگر استفاده شده است.



شکل ۹- تعیین اندازه مش عمومی؛ الف) نمونه مش‌بندی،

ب) تغییرات نمودار نیرو-جابجایی، پ) تغییرات زمان تحلیل



شکل ۱۰- تعیین اندازه مش در ناحیه میراگر؛ الف) نمونه مش‌بندی،

ب) تغییرات نمودار نیرو-جابجایی، پ) تغییرات زمان تحلیل

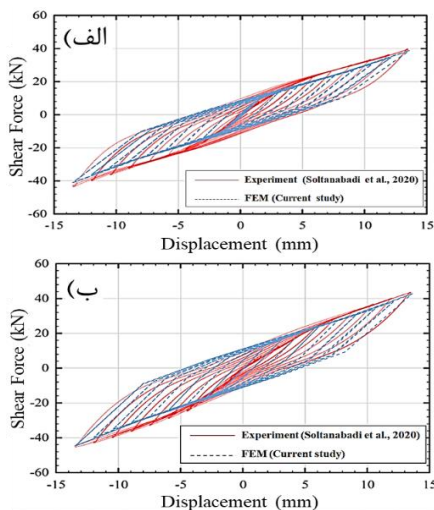
برای این کار، اندازه مش در جهت طولی و عرضی ۱۰ میلی‌متر و در راستای ضخامت یک‌بار ۵ میلی و بار دیگر ۲/۵ میلی‌متر فرض شده است. با توجه به منحنی‌های شکل (۱۰)، ملاحظه می‌شود که نتایج حاصل از مش‌بندی با ابعاد غیریکنواخت تفاوت ناچیزی با نمونه‌های دارای مش یکنواخت دارد. این درحالی است که با استفاده از مش غیریکنواخت زمان تحلیل تا حد زیادی کاهش یافته است. بدین ترتیب، برای مش‌بندی نمونه‌ها در ناحیه دارای میراگر ابعاد طولی و عرضی مش‌ها ۱۰ میلی‌متر و ابعاد عناصر در راستای ضخامت قطعات ۲/۵ میلی‌متر فرض شده است.

۲-۷- صحت‌سنجی نمونه‌ها

برای صحت‌سنجی مدل‌های عناصر محدود در تحقیق حاضر، از نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی مجموعه میراگر مورد بررسی توسط سلطان‌آبادی و همکاران استفاده شده است [۱۴]. مطابق شکل (۱۱)، در این آزمایش نمونه‌هایی از میراگر ترکیبی، تحت آزمایش چرخه‌ای به صورت کشش و فشار قرار گرفته است. اجزای مختلف میراگر مطابق جزئیات ارائه‌شده در شکل (۲) است. مشخصات مکانیکی ورق‌های به‌کاررفته در ساخت میراگر از نوع فولاد ST37 و مشخصات رفتاری مصالح ویسکوالاستیک مطابق توضیحات ارائه‌شده در بند ۲-۳ می‌باشد. دو نمونه RSCD01 و

<sup>1</sup> Reduced Integration

<sup>2</sup> Hybrid Formulation



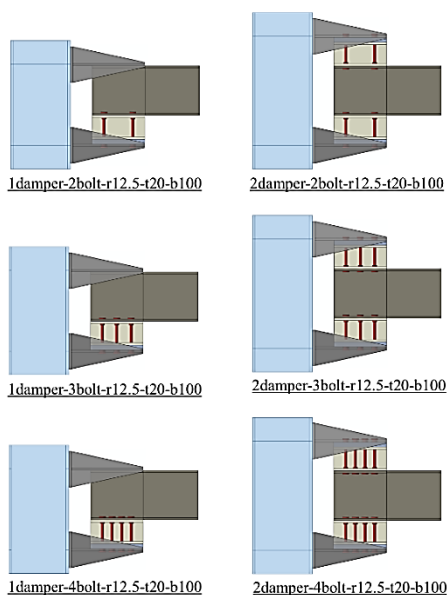
شکل ۱۳- مقایسه منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش و مدل‌سازی عددی؛ الف) نمونه RSCD01. ب) نمونه RSCD02

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، سختی اولیه، نیروی تسلیم، سختی ثانویه و نیروی نهایی حاصل از تحلیل‌های عددی انطباق خوبی با منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش‌های انجام‌شده دارد.

### ۳- نتایج تحلیل‌ها

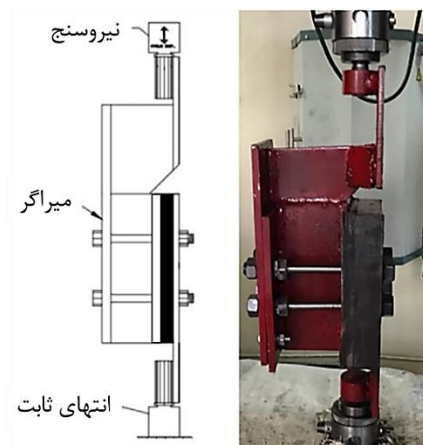
#### ۳-۱- بررسی تأثیر تعداد پیچ‌های تسلیمی

مطابق توضیحات قبل، برای بررسی تأثیر تعداد پیچ‌های تسلیمی از مقایسه نتایج مدل‌های ۲ تا ۴ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۱۶ تا ۱۸ در اتصالات با دو میراگر استفاده می‌شود. پیکربندی کلی این میراگرها را در شکل (۱۴) می‌توان ملاحظه نمود.



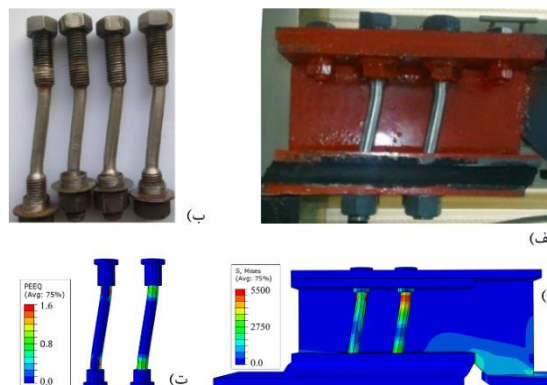
شکل ۱۴- پیکربندی میراگرهای مورد استفاده برای بررسی تأثیر تعداد پیچ‌های تسلیمی

RSCD02 آزمایش‌شده توسط سلطان‌آبادی و همکاران [۱۴] برای صحت‌سنجی در این مقاله استفاده شده است. تفاوت نمونه‌های مزبور در نوع فولاد پیچ‌ها می‌باشد. مطابق جدول (۲)، برای نمونه RSCD01، پیچ‌های تسلیمی از فولاد با مقاومت معمولی و برای نمونه RSCD01، این پیچ‌ها از فولاد با مقاومت بالا ساخته شده بودند.



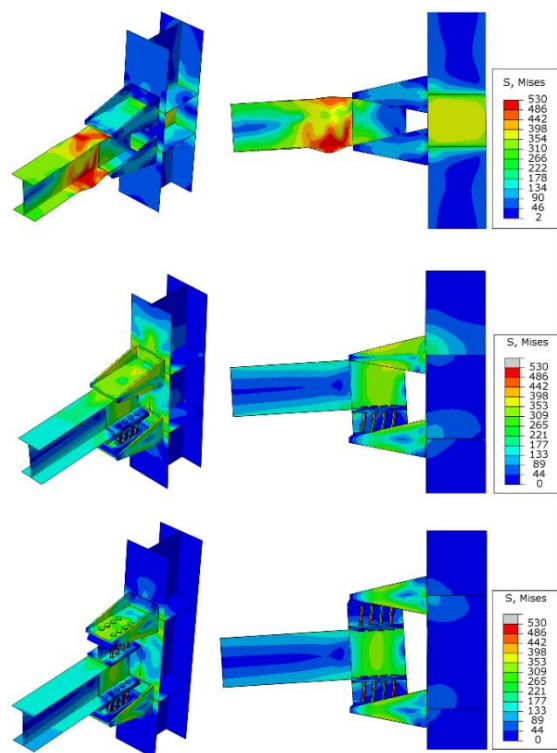
شکل ۱۱- پیکربندی نمونه آزمایش سلطان‌آبادی و همکاران [۱۴]

بارگذاری نمونه‌ها مطابق الگوی ارائه‌شده توسط ATC 24 انجام شده است [۱۸]. حالت تغییرشکل یافته میراگر RSCD01 در آزمایشگاه در شکل (۱۲) قابل ملاحظه است [۱]. همچنین، کانتورهای تنش و کرنش در پایان بارگذاری در نمونه عددی میراگر و پیچ‌های تسلیمی آن در همان شکل ارائه شده است که انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. برای مقایسه دقیق‌تر نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی، منحنی‌های هیستریزس حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها در شکل (۱۳) نشان داده شده است.



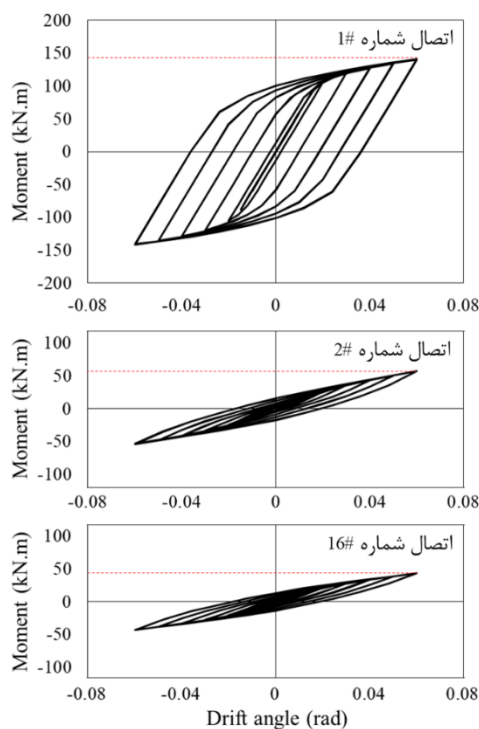
شکل ۱۲- مقایسه نتایج برای میراگر RSCD01؛ الف) میراگر، ب) پیچ‌های تسلیمی، پ) کانتور تنش میراگر، ت) کانتور کرنش پیچ‌ها

با توجه به این که در مکانیزم عملکردی مورد انتظار برای میراگرهای مورد بررسی، خمش دوانحنایی پیچ‌های تسلیمی تأمین‌کننده بخش عمده‌ای از ظرفیت اتصال می‌باشد، لذا تعداد این پیچ‌ها اثر مستقیم بر ظرفیت خمشی اتصال خواهد داشت که این مسئله در داده‌های ستون سوم جدول (۳) مشخص است. مطابق این جدول، افزودن میراگر باعث کاهش ملاحظه‌بیشینه کرنش پلاستیک تجمعی در عناصر تیر و ستون اتصال می‌شود. در این بین استفاده از دو میراگر باعث کاهش بیش‌تری در بیشینه کرنش پلاستیک تجمعی تیر و ستون شده است. این درحالی است که در نمونه‌های دارای میراگر، مقدار بیشینه کرنش پلاستیک تجمعی در پیچ‌های تسلیمی حتی بیش‌تر از مقدار مربوطه برای نمونه فاقد میراگر است. با توجه به این که در نمونه‌های گروه دوم، دو میراگر در تغییرشکل ایجادشده مشارکت دارند، لذا سطح کرنش پلاستیک تجمعی در این نمونه‌ها پایین‌تر از نمونه‌های دارای یک میراگر است. کاهش تغییرشکل‌های پلاستیک در انتهای تیر و مرکز آن در پیچ‌های تسلیمی نمونه‌های دارای میراگر را در شکل (۱۶) می‌توان مشاهده نمود.



شکل ۱۶- توزیع تنش‌های مایسز در اتصال فاقد میراگر، دارای یک میراگر و دو میراگر با چهار پیچ تسلیمی (دریفت ۰/۶)

نمونه‌ای از منحنی‌های رفتار چرخه‌ای برای این اتصالات در شکل (۱۵) ارائه شده است. همچنین مقادیر کلیدی منحنی‌های رفتاری نظیر سختی اولیه، ظرفیت خمشی و بیشینه کرنش پلاستیک تجمعی (PEEQ) در انتهای تحلیل برای میراگر و عناصر تیر و ستون در جدول (۳) گزارش شده است. با توجه به شکل و جدول یادشده ملاحظه می‌شود که سختی و مقاومت نمونه‌های دارای میراگر بسیار پایین‌تر از اتصال خمشی فاقد میراگر می‌باشد. همچنین سختی و مقاومت نمونه‌های دارای دو میراگر اندکی کم‌تر از اتصال دارای یک میراگر است.



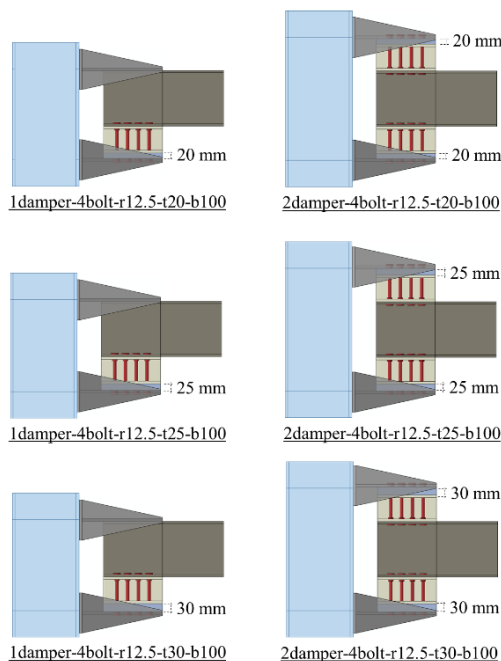
شکل ۱۵- نمونه‌ای از منحنی‌های رفتار چرخه‌ای برای اتصال فاقد میراگر، اتصال دارای یک میراگر و اتصال دارای دو میراگر

جدول ۳- نتایج برای بررسی تأثیر تعداد پیچ‌های تسلیمی

شماره نمونه	سختی اولیه (kN.m/rad)	مقاومت نهایی (kN.m)	تیر و ستون	میراگر	کرنش پلاستیک تجمعی PEEQ
#۱	۵۹۱۷	۱۴۲	۰/۸۰	-	-
#۲	۱۴۲۸	۵۷	۰/۰۵	۱/۲۷	-
#۳	۱۶۳۰	۶۰	۰/۰۴	۱/۲۶	-
#۴	۱۷۸۱	۶۳	۰/۰۴	۱/۲۶	-
#۱۶	۱۲۱۴	۴۴	۰/۰۱	۱/۰۳	-
#۱۷	۱۴۲۵	۴۸	۰/۰۱	۰/۹۸	-
#۱۸	۱۶۱۸	۵۲	۰/۰۱	۰/۹۵	-

### ۲-۳- بررسی تأثیر ضخامت لایه الاستومر

چنانچه در توضیحات جدول (۱) اشاره شد، بررسی تأثیر ضخامت لایه الاستومر با مقایسه نتایج نمونه‌های ۴ تا ۶ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۱۸ تا ۲۰ در اتصالات با دو میراگر میسر می‌باشد. پیکربندی کلی این میراگرها در شکل (۱۷) ارائه شده است.



شکل ۱۷- پیکربندی میراگرهای مورد استفاده برای بررسی تأثیر ضخامت لایه الاستومر

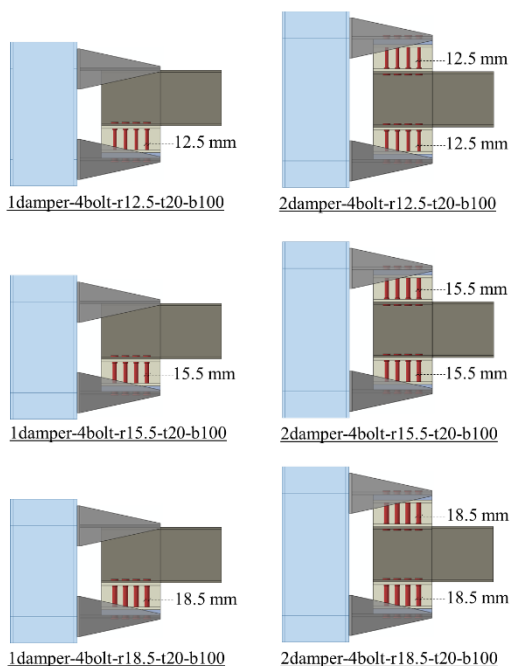
با تحلیل این نمونه‌ها، پارامترهای رفتاری آنها از روی منحنی‌های چرخه‌ای محاسبه و نتایج مربوطه در جدول (۴) گزارش شده است. با توجه به نتایج جدول، می‌توان گفت که افزایش ضخامت لایه الاستومر باعث اندکی کاهش در سختی و مقاومت نمونه می‌شود. از آنجا که کرنش برشی لایه الاستومر برابر با جابه‌جایی نسبی ورق‌های بالا و پایین میراگر تقسیم بر ضخامت لایه الاستومر است، لذا منطقی است که با افزایش ضخامت لایه الاستومر، کرنش آن (و در نتیجه تنش آن) کمتر شده و سختی و مقاومت نمونه کاهش یابد.

### جدول ۴- نتایج برای بررسی تأثیر ضخامت لایه الاستومر

شماره نمونه	سختی اولیه (kN.m/rad)	مقاومت نهایی (kN.m)	کرنش پلاستیک تجمعی PEEQ	میراگر
#۱	۵۹۱۷	۱۴۲	۰/۸۰	-
#۴	۱۷۸۱	۶۳	۰/۰۴	۱/۲۶
#۵	۱۷۵۹	۶۰	۰/۰۴	۱/۲۷
#۶	۱۷۴۱	۵۹	۰/۰۴	۱/۲۸
#۱۸	۱۶۱۸	۵۲	۰/۰۱	۰/۹۵
#۱۹	۱۶۰۰	۴۸	۰/۰۱	۰/۹۷
#۲۰	۱۵۸۲	۴۷	۰/۰۱	۰/۹۹

### ۳-۳- بررسی تأثیر قطر پیچ‌های تسلیمی

برای بررسی تأثیر قطر ناحیه تسلیمی پیچ‌های میراگر بر رفتار اتصال، از مقایسه نتایج نمونه‌های ۴، ۷ و ۸ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۱۸، ۲۱ و ۲۲ در اتصالات با دو میراگر استفاده خواهد شد. میراگرهای هر سه نمونه، دارای چهار پیچ در هر ردیف بوده و قطر ناحیه تسلیمی پیچ در آنها به ترتیب ۱۲/۵، ۱۵/۵ و ۱۸/۵ میلی‌متر می‌باشد. پیکربندی کلی این میراگرها در شکل (۱۸) ارائه شده است.

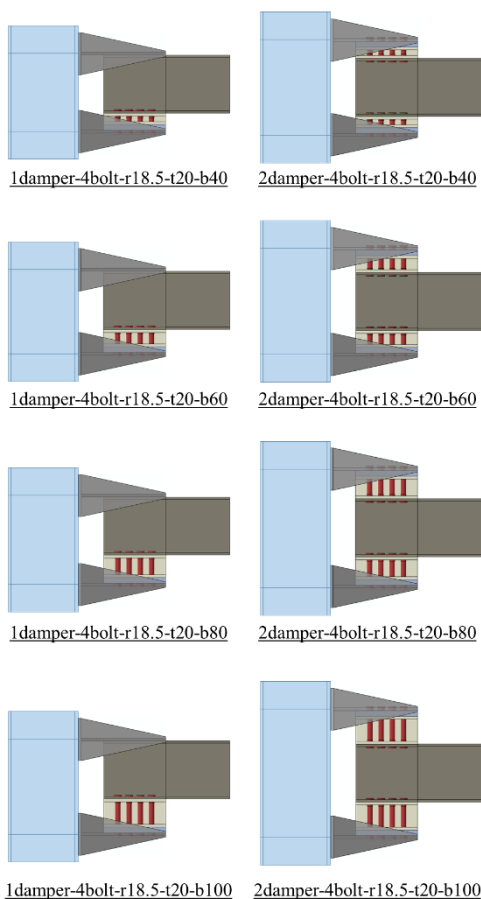


شکل ۱۸- پیکربندی میراگرهای مورد استفاده برای بررسی تأثیر قطر پیچ‌های تسلیمی

خلاصه‌ای از پارامترهای رفتاری این نمونه‌ها در جدول (۵) گزارش شده است. بر اساس این نتایج، می‌توان ملاحظه نمود که

### ۴-۳- بررسی تأثیر ارتفاع میراگر

ارتفاع مقطع اشکل میراگر در حقیقت کنترل‌کننده طول پیچ‌های تسلیمی نیز می‌باشد. برای بررسی تأثیر این پارامتر، نتایج تحلیل‌ها بر روی نمونه‌های ۸ تا ۱۱ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۲۲ تا ۲۵ در اتصالات با دو میراگر با هم مقایسه خواهد شد. پیکربندی کلی این میراگرها را در شکل (۲۰) می‌توان ملاحظه نمود.



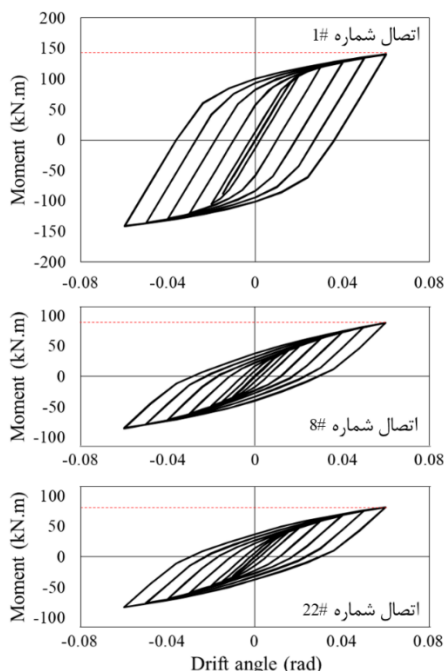
شکل ۲۰- پیکربندی میراگرهای مورد استفاده برای بررسی تأثیر ارتفاع میراگر

نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل این نمونه‌ها در جدول (۶) خلاصه شده است. چنانچه ملاحظه می‌شود، کاهش ارتفاع مقطع اشکل (طول پیچ‌های تسلیمی) منجر به افزایش قابل‌ملاحظه در سختی و مقاومت نمونه‌ها شده است. همان‌گونه که ذکر شد بخش عمده‌ای از ظرفیت اتصال دارای میراگر از طریق خمش دوانحنایی پیچ‌های تسلیمی تأمین می‌گردد. بدین ترتیب کاهش ارتفاع مقطع اشکل (طول پیچ‌های تسلیمی) باعث افزایش سختی و مقاومت پیچ‌ها و در نتیجه کل اتصال می‌شود. مطابق روند قبل، در این

افزایش قطر پیچ‌های تسلیمی، تا حد زیادی سختی و مقاومت نمونه‌های دارای میراگر را بهبود داده است. این بهبود در سختی و مقاومت نمونه‌ها را می‌توان به افزایش ممان اینرسی و اساس مقطع پلاستیک پیچ‌ها در اثر افزایش قطر آن‌ها مرتبط دانست. برای داشتن درک مشخصی از این روند، منحنی‌های رفتار چرخه‌ای اتصال فاقد میراگر به همراه اتصالات دارای یک میراگر و اتصال دارای دو میراگر با قطر پیچ تسلیمی ۱۸/۵ میلی‌متر در شکل (۱۹) ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌شود، با افزایش قطر پیچ‌های تسلیمی نمودار نسبت به قبل بازتر و سطح زیر چرخه‌های منحنی نیز افزایش یافته است؛ اما هنوز هم سختی، مقاومت و مساحت چرخه‌های نمونه‌های دارای میراگر پایین‌تر از اتصال خمشی فاقد میراگر است.

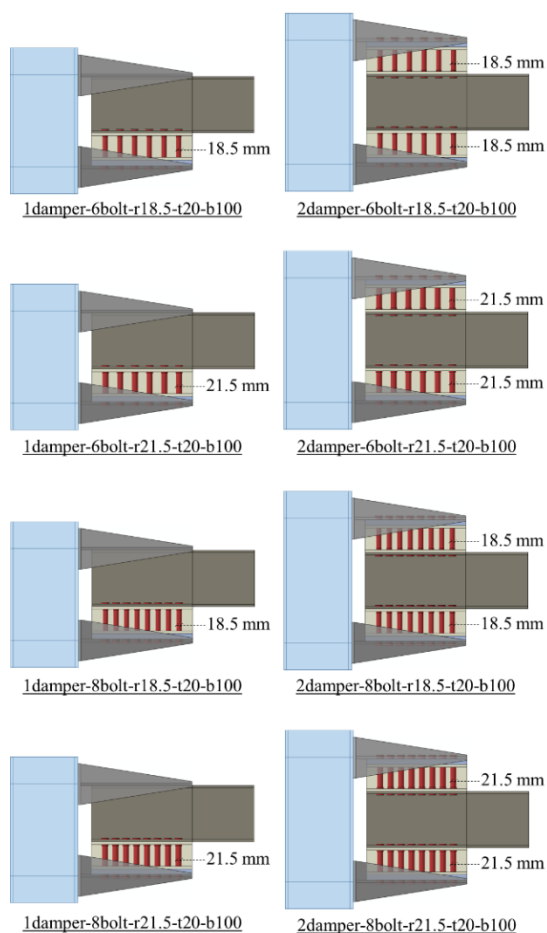
جدول ۵- نتایج برای بررسی تأثیر قطر پیچ‌های تسلیمی

شماره نمونه	سختی اولیه (kN.m/rad)	مقاومت نهایی کرنش پلاستیک تجمعی PEEQ (kN.m)	تیر و ستون	میراگر
#۱	۵۹۱۷	۱۴۲	۰/۸۰	-
#۴	۱۷۸۱	۶۳	۰/۰۴	۱/۲۶
#۷	۲۳۴۲	۷۵	۰/۰۴	۱/۲۴
#۸	۳۲۹۹	۸۸	۰/۰۳	۱/۷
#۱۸	۱۶۱۸	۵۲	۰/۰۱	۰/۹۵
#۲۱	۲۳۲۳	۶۵	۰/۰۲	۰/۹۱
#۲۲	۳۰۸۲	۸۲	۰/۰۴	۱/۰۰



شکل ۱۹- منحنی‌های رفتار چرخه‌ای اتصالات دارای یک میراگر و اتصال دارای دو میراگر با قطر پیچ تسلیمی ۱۸/۵ میلی‌متر

شده است. همچنین مشابه بندهای پیشین، نتایج به دست آمده از تحلیل این نمونه‌ها در جدول (۷) گزارش شده است.



شکل ۲۱- پیکربندی میراگرهای مورد استفاده برای بررسی تأثیر پیکربندی میراگر

جدول ۷- نتایج برای بررسی تأثیر پیکربندی میراگر

شماره نمونه	سختی اولیه (kN.m/rad)	مقاومت نهایی (kN.m)	تیر و ستون	میراگر	کرنش پلاستیک تجمعی PEEQ
#۱	۵۹۱۷	۱۴۲	۰/۸۰	-	
#۱۲	۴۳۵۰	۱۲۲	۰/۱۲	۱/۴۸	
#۱۳	۵۴۴۷	۱۴۲	۰/۲۶	۱/۴۷	
#۱۴	۴۹۵۴	۱۳۴	۰/۱۷	۱/۳۰	
#۱۵	۵۹۰۵	۱۴۹	۰/۳۷	۰/۹۱	
#۲۶	۴۳۸۲	۱۲۷	۰/۱۴	۱/۰۸	
#۲۷	۵۳۹۱	۱۴۶	۰/۳۳	۰/۹۰	
#۲۸	۴۸۴۶	۱۳۸	۰/۲۲	۰/۷۳	
#۲۹	۵۸۵۴	۱۵۲	۰/۴۴	۰/۷۸	

حالت نیز سختی نمونه‌های دارای یک میراگر اندکی بیش‌تر از نمونه‌های دارای دو میراگر می‌باشد. لذا باید توجه داشت که به‌ازای جابه‌جایی ثابت در بالای میراگر، کاهش ارتفاع پیچ‌های تسلیمی باعث افزایش دوران مفاصل پلاستیک در بالا و پایین این پیچ‌ها و در نتیجه افزایش قابل‌توجه کرنش پلاستیک تجمعی در این پیچ‌ها می‌شود. همانند حالت‌های قبل، سطح کرنش پلاستیک تجمعی در نمونه‌های دارای دو میراگر پایین‌تر از نمونه‌های دارای یک میراگر است که این مسئله، به‌دلیل مشارکت دو میراگر در تغییر شکل‌های اتصال است.

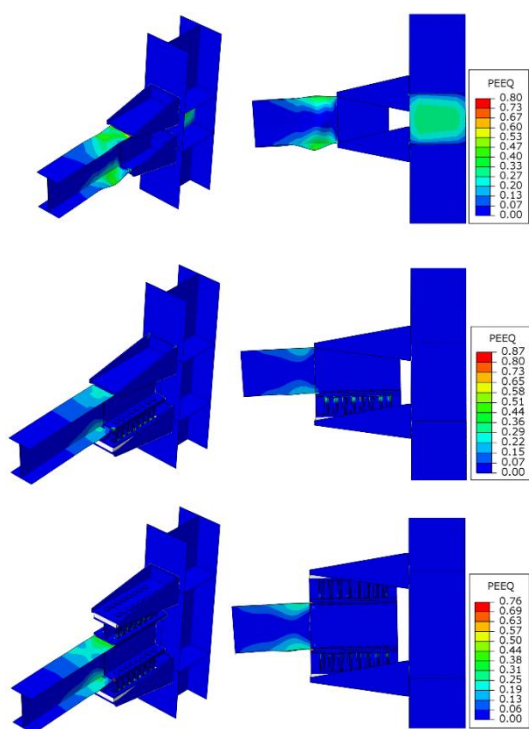
جدول ۶- نتایج برای بررسی تأثیر ارتفاع میراگر

شماره نمونه	سختی اولیه (kN.m/rad)	مقاومت نهایی (kN.m)	تیر و ستون	میراگر	کرنش پلاستیک تجمعی PEEQ
#۱	۵۹۱۷	۱۴۲	۰/۸۰	-	
#۸	۳۲۹۹	۸۸	۰/۰۳	۱/۷۰	
#۹	۳۸۲۱	۹۶	۰/۰۵	۲/۲۹	
#۱۰	۴۵۸۳	۱۰۹	۰/۰۹	۳/۱۸	
#۱۱	۵۵۶۸	۱۲۸	۰/۲۴	۳/۷۸	
#۲۲	۳۰۸۲	۸۲	۰/۰۴	۱/۰۰	
#۲۳	۳۵۷۷	۹۱	۰/۰۶	۱/۲۸	
#۲۴	۴۲۹۱	۱۰۵	۰/۱۳	۱/۸۰	
#۲۵	۵۲۶۴	۱۲۸	۰/۲۸	۲/۳۱	

۳-۵- بررسی تأثیر پیکربندی میراگر

با توجه به طول و عرض میراگر مورد بررسی در بخش‌های پیشین، جانمایی پیچ‌های تسلیمی در بیش از دو ردیف چهارتایی امکان‌پذیر نمی‌باشد. برای رفع این محدودیت، چنانچه در توضیحات جدول (۱) گفته شد، از میراگر با پیکربندی ۲ استفاده شده است، که در آن طول ورق میراگر برابر با ۳۷۰ میلی‌متر است. این مسئله امکان جانمایی تا هشت پیچ تسلیمی در هر ردیف را فراهم می‌سازد. برای بررسی تأثیر پیکربندی میراگر با تعداد پیچ‌های تسلیمی بیش‌تر، از مقایسه نتایج نمونه‌های ۱۲ و ۱۴ یا ۱۳ و ۱۵ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۲۶ و ۲۸ یا ۲۷ و ۲۹ در اتصالات با دو میراگر استفاده خواهد شد. همچنین برای بررسی تأثیر قطر پیچ در میراگر با پیکربندی جدید می‌توان از مقایسه نتایج نمونه‌های ۱۲ و ۱۳ یا ۱۴ و ۱۵ در اتصالات با یک میراگر و نمونه‌های ۲۶ و ۲۷ یا ۲۸ و ۲۹ در اتصالات با دو میراگر استفاده نمود. پیکربندی کلی این میراگرها در شکل (۲۱) ارائه

نصف نمونه فاقد میراگر می‌باشد. شکل (۲۳)، توزیع کرنش پلاستیک تجمعی در اتصال فاقد میراگر، اتصال دارای یک میراگر و اتصال دارای دو میراگر با پیکربندی ۲ و قطر پیچ ۲۱/۵ میلی‌متر را در دریفت ۰.۶٪ نشان می‌دهد. با مقایسه تصاویر این شکل و شکل (۱۶) به وضوح می‌توان کاهش سهم مشارکت میراگر در تغییر شکل‌های اتصال و گسترش نواحی پلاستیک به داخل تیر و ستون در اثر تقویت میراگر را مشاهده نمود. به علاوه می‌توان ملاحظه کرد که کرنش تجمعی تیر و ستون در نمونه دارای دو میراگر بیش‌تر از نمونه تک میراگری می‌باشد. این درحالی است که در نمونه‌های دارای دو میراگر، به دلیل مشارکت دو فیوز در تغییر شکل‌های اتصال، سطح کرنش‌های پلاستیک در پیچ‌های تسلیمی کم‌تر از نمونه دارای یک میراگر است.

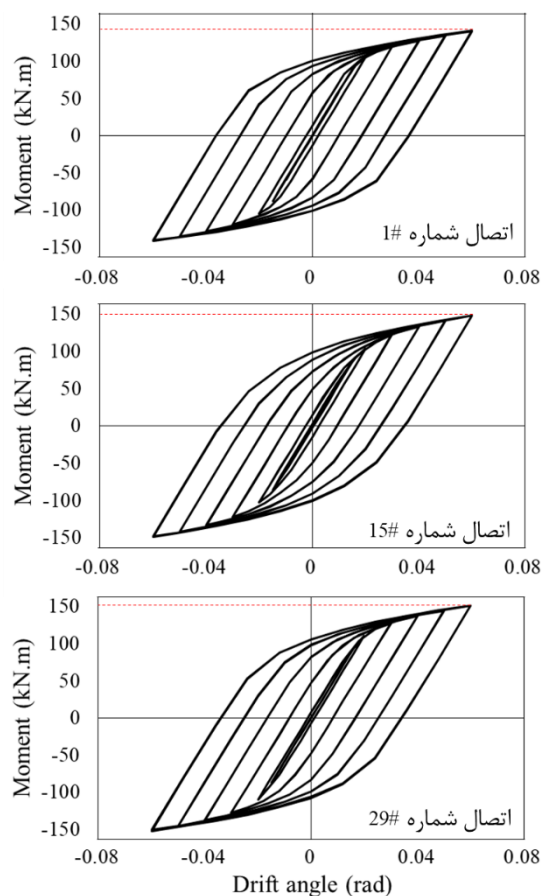


شکل ۲۳- توزیع کرنش پلاستیک تجمعی در اتصال فاقد میراگر، اتصال دارای میراگر با پیکربندی ۲ و قطر پیچ ۲۱/۵ میلی‌متر (دریفت ۰.۶٪)

#### ۴- بحث و بررسی نتایج

مطابق توضیحات ارائه شده در بخش‌های پیش، ملاحظه گردید بیش‌ترین تأثیر بر سختی و مقاومت اتصال مورد بررسی ناشی از تغییر تعداد و قطر پیچ‌های تسلیمی می‌باشد. در این میان، کاهش ارتفاع پیچ‌های تسلیمی به دلیل افزایش بیش از حد کرنش‌های تجمعی در آن‌ها قابل توصیه نیستند. بدین ترتیب با در نظر گرفتن نمونه‌های با ضخامت الاستومر برابر با ۲۰ میلی‌متر و ارتفاع مقطع

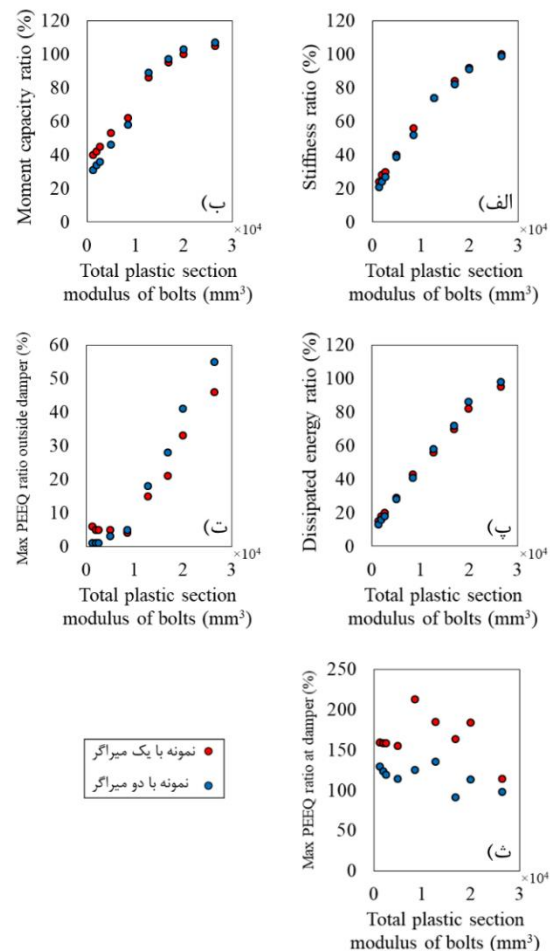
با توجه به نتایج، می‌توان گفت که افزایش تعداد یا قطر پیچ‌های تسلیمی در پیکربندی دوم، باعث افزایش سختی و ظرفیت خمشی نمونه‌های مورد بررسی می‌شود. برای مشاهده واضح‌تر این مسئله، منحنی‌های رفتار چرخه‌ای اتصال فاقد میراگر به همراه اتصال‌های دارای یک و دو میراگر با پیکربندی ۲ (هشت پیچ تسلیمی در هر ردیف) در شکل (۲۲) ارائه شده است. مطابق شکل، ملاحظه می‌شود که چرخه‌های رفتاری از سختی، مقاومت و مساحت زیر نمودار مناسبی برخوردار هستند. در کنار افزایش مقاومت میراگر در پیکربندی دوم، سهم مشارکت آن در تغییر شکل‌های اتصال کاهش یافته و لذا می‌توان انتظار داشت که نواحی پلاستیک به داخل عناصر تیر و ستون گسترش پیدا کرده و بیشینه کرنش پلاستیک تجمعی در تیرها و ستون‌های این نمونه‌ها افزایش یابد.



شکل ۲۲- منحنی‌های رفتار چرخه‌ای اتصال‌های دارای یک میراگر و اتصال دارای دو میراگر با پیکربندی ۲ (هشت پیچ تسلیمی در هر ردیف)

این مسئله در نتایج جدول (۷) کاملاً مشهود است. لازم به ذکر است که علیرغم این افزایش، بیشینه کرنش پلاستیک در عناصر تیر و ستون نمونه دارای میراگر در بدترین حالت کم‌تر از

اشکل برابر با ۱۰۰ میلی‌متر و مرتب‌کردن آن‌ها بر اساس مجموع اساس مقطع پلاستیک پیچ‌های تسلیمی (که تابعی از تعداد و قطر پیچ‌های تسلیمی است) نمودارهای شکل (۲۴) ترسیم شده است که نشان‌دهنده تأثیر این پارامتر بر مشخصات رفتاری مختلف اتصال می‌باشد. لازم به ذکر است که هر کدام از پارامترهای رفتاری مورد بررسی با مقدار متناظر خود برای نمونه فاقد میراگر نرمال‌سازی شده است.



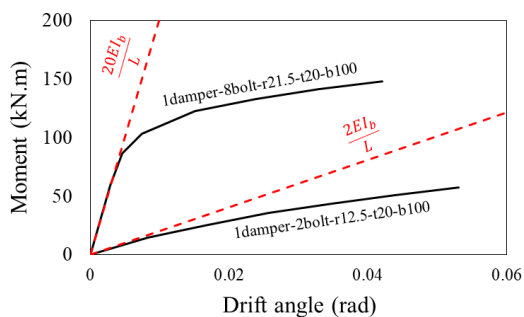
شکل ۲۴- تأثیر مجموع اساس مقطع پلاستیک پیچ‌ها؛ الف) سختی، ب) مقاومت خمشی، پ) اتلاف انرژی، ت) بیشینه کرنش پلاستیک جمعی خارج از میراگر، ث) بیشینه کرنش پلاستیک جمعی میراگر

افزایش بیشینه کرنش پلاستیک جمعی در تیرها و ستون‌ها و کاهش نسبی آن در پیچ‌های میراگر در اثر افزایش اساس مقطع پلاستیک پیچ‌ها است. برای داشتن طراحی بهینه، مقدار این دو کرنش بایستی در یک تعادل منطقی باشند تا از شروع خرابی در تیر یا پارگی پیچ‌ها در اثر بارهای چرخه‌ای جلوگیری شود.

در خاتمه برای بررسی صلیبیت اتصالات مورد بررسی، با حذف تغییرشکل‌های مربوط به تیر و ستون با استفاده از رابطه زیر، مقدار دوران اتصال محاسبه و نمودار لنگر-دوران برای ضعیف‌ترین و قوی‌ترین اتصال دارای میراگر تکی در شکل (۲۵) ارائه شده است:

$$\theta_d = \theta_t - \frac{PL(H - h_d)^2}{16EI_c H} - \frac{P(L - 2l_d)^3}{12EI_b L} \quad (1)$$

که در آن،  $(\theta_t)$  دوران کل مجموعه،  $(P)$  میزان نیروی وارد در انتهای تیر،  $(L)$  طول دهانه قاب (در تحقیق حاضر ۵۰۰۰ میلی‌متر)،  $(H)$  ارتفاع ستون طبقه (در تحقیق حاضر ۳۲۰۰ میلی‌متر)،  $(l_d)$  و  $(h_d)$  طول و ارتفاع میراگر،  $(E)$  مدول الاستیسیته و  $(I_b)$  و  $(I_c)$  به ترتیب ممان اینرسی تیر و ستون می‌باشد. چنانچه ملاحظه می‌شود، برای اتصال دارای میراگر با تعداد پیچ کم، صلیبیت اتصال بسیار پایین بوده و در محدوده مربوط به اتصال ساده قرار دارد. این درحالی است که برای اتصال با هشت پیچ تسلیمی در هر ردیف، صلیبیت اتصال معادل اتصال گیردار می‌باشد. لازم به ذکر است که برای اتصال دارای میراگر دابل نیز نتایج مشابه حالت میراگر تکی است.



شکل ۲۵- نمودار لنگر-دوران برای دو اتصال دارای میراگر تکی

## ۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی رفتار سازه‌ای اتصالات تیر به ستون دارای میراگرهای ترکیبی فلز-الاستومر پرداخته شد. بدین منظور دو نمونه اتصال تیر به ستون با میراگر فلز-الاستومر که در تحقیقات قبلی آزمایش شده بودند، در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شده و رفتار مدل‌های عددی صحت‌سنجی گردید. در ادامه نمونه‌های دارای میراگر تکی یا دابل به صورت عددی شبیه‌سازی شده و

مطابق شکل، تأثیر اساس مقطع پلاستیک پیچ‌ها بر سختی، مقاومت و اتلاف انرژی نمونه‌ها کاملاً مشهود است. چنانچه ملاحظه می‌شود، با رسیدن سختی، مقاومت و اتلاف انرژی مجموعه به مقدار متناظر برای اتصال فاقد میراگر، میزان این پارامترها ثابت شده و افزودن بیش‌تر اساس مقطع پلاستیک (یعنی تعداد یا قطر پیچ‌ها) تأثیر چندانی بر موارد یادشده نخواهد داشت. از دیگر نتایجی که با توجه به این شکل می‌توان استنباط نمود،

- تأثیر پارامترهای مختلف میراگر بر رفتار نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج به‌دست‌آمده از تحقیق حاضر به شرح ذیل می‌باشند:
- افزودن میراگر در سیستم باعث کاهش میزان سختی و مقاومت خمشی اتصال خمشی می‌شود. میزان این کاهش در بدترین حالت تا ۷۵٪ برای سختی و ۶۰٪ برای مقاومت اتصال بود. در مقابل، بیشینه کرنش تجمعی از قسمت تیر و ستون به سمت پیچ‌های تسلیمی میراگر انتقال می‌یابد.
  - با افزایش قطر و تعداد پیچ‌های تسلیمی سختی و مقاومت اتصال افزایش می‌یابد. این افزایش تا رسیدن سختی و مقاومت اتصال به مقادیر مربوط به اتصال فاقد میراگر ادامه یافته و سپس ثابت می‌شود. در این حالت کرنش پلاستیک در انتهای تیر تا ۵۰٪ حالت بدون میراگر افزایش می‌یابند.
  - با افزایش ضخامت لایه الاستومر سختی و مقاومت اتصال به مقدار اندکی کاهش می‌یابد. افزایش ۵۰٪ ضخامت الاستومر کاهش کم‌تر از ۱۰٪ سختی و مقاومت اتصال را در پی داشت.
  - کاهش ارتفاع مقطع اشکل میراگر که به‌دنبال خود کاهش ارتفاع پیچ‌های تسلیمی را در پی دارد، باعث افزایش مقادیر سختی، لنگر و میزان اتلاف انرژی (چرخه‌های زیر منحنی نیرو-جابجایی) اتصال می‌شود. در عین حال بیشینه کرنش‌های نمونه تا چندین برابر افزایش می‌باشد.
  - مطابق بررسی‌های صورت‌گرفته، اثر هم‌زمان تعداد و قطر پیچ‌های تسلیمی را می‌توان از طریق مجموع اساس مقطع پلاستیک پیچ‌های تسلیمی نشان داد. با افزایش این پارامتر، سختی، مقاومت و اتلاف انرژی نمونه‌ها افزایش می‌یابد.
  - به‌طورکلی می‌توان گفت استفاده از میراگرهای فلز-الاستومر با ترکیب مناسب از لایه الاستومر و پیچ‌های تسلیمی می‌تواند تغییرشکل‌های پلاستیک در اجزای سازه‌ای را کاهش داده و رفتار چرخه‌ای اتصال را بهبود بخشد.

- [14] Soltanabadi, R., Mamazizi, A., and Behnamfar, F. (2020), "Evaluating the performance of chevron braced frame with RSCD viscoplastic damper", *Engineering Structures*, 206, p. 110190.
- [15] Behnamfar, F., and Soltanabadi, R. (2020), "Analytical studies on a combined rubber-steel damper for repairable steel moment connections", *Journal of Earthquake Engineering*, 24(1), pp. 37-58.
- [16] Soltanabadi, R., and Behnamfar, F. (2018), "Experimental studies on a combined damper for repairable steel moment connections", *International Journal of Steel Structures*, 18, pp. 211-224.
- [17] AISC 341 (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois.
- [18] ATC 24 (1994), "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures", Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [19] AISC 358 (2018), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications", American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois.
- [1] Banisheikholeslami, A., Behnamfar, F., and Ghandil, M. (2016), "A beam-to-column connection with visco-elastic and hysteretic dampers for seismic damage control", *Journal of Constructional Steel Research*, 117, pp. 185-195.
- [2] Xu, Z. (2021), "Structure design, mathematical modeling and dynamical performance tests of a new viscoelastic elastomer damper", *Measurement*, 174, p. 108820.
- [3] Xu, Z.D., Liao, Y.X., Ge, T., and Xu, C. (2016), "Experimental and theoretical study of viscoelastic dampers with different matrix rubbers", *Journal of Engineering Mechanics*, 142(8), p. 04016051.
- [4] Ge, T., Huang, X.H., Guo, Y.Q., He, Z.F., and Hu, Z.W. (2021), "Investigation of mechanical and damping performances of cylindrical viscoelastic dampers in wide frequency range", In *Actuators* Vol. 10, No. 4, pp. 71. MDPI.
- [5] Zhou, Y., Li, D., Shi, F., Luo, W., and Deng, X. (2021), "Experimental study on mechanical properties of the hybrid lead viscoelastic damper", *Engineering Structures*, 246, p. 113073.
- [6] Chen, Y., Chen, C., Ma, Q., Jiang, H., and Wan, Z. (2019), "Study on mechanical properties of high damping viscoelastic dampers", *Advances in Structural Engineering*, 22(14), pp. 2925-2936.
- [7] Eskansdari Nasab, M.S., Javidan, M.M., Chun, S., and Kim, J. (2021), "Experimental study on seismic retrofit of a RC frame using viscoelastic dampers", In *Structures* Vol. 34, pp. 771-786. Elsevier.
- [8] Mehrabi, M.H., Suhatril, M., Ibrahim, Z., Ghodsi, S.S., and Khatibi, H. (2017), "Modeling of a viscoelastic damper and its application in structural control", *PloS one*, 12(6), p.e 0176480.
- [9] Montgomery, M., and Christopoulos, C. (2015), "Experimental validation of viscoelastic coupling dampers for enhanced dynamic performance of high-rise buildings", *Journal of Structural Engineering*, 141(5), p. 04014145.
- [10] Wang, S.J., Chiu, I.C., Yu, C.H., and Chang, K.C. (2018), "Experimental and analytical study on design performance of full-scale viscoelastic dampers", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(4), pp. 693-706.
- [11] Jiang, H., Li, S., and He, L. (2019), "Experimental study on a new damper using combinations of viscoelastic material and low-yield-point steel plates", *Frontiers in Materials*, 6, p. 100.
- [12] Shu, Z., Ning, B., Li, S., Li, Z., Gan, Z., and Xie, Y. (2020), "Experimental and numerical investigations of replaceable moment-resisting viscoelastic damper for steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 170, p. 106100.
- [13] Zhang, C., Huang, W., Zhou, Y., and Luo, W. (2021), "Experimental and numerical investigation on seismic performance of retrofitted RC frame with sector lead viscoelastic damper", *Journal of Building Engineering*, 44, p. 103218.



http://journaliss.ir

## ارزیابی عملکرد میراگر اصطکاکی- لغزشی جدید و مقایسه رفتار آن با مهاربند همگرای متداول

محمدرضا کبیری<sup>۱</sup>، سید رسول میرقادر<sup>۲\*</sup>، سمیرا ابراهیمی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، گروه سازه، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، دکتری مهندسی عمران، گروه سازه، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۳- استادیار، دکتری مهندسی عمران، گروه سازه، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

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

### چکیده

در سیستم‌های باربر جانبی مهاربندی همگرای متداول، مهاربندها و گاست‌پلیت‌ها نقش فیوز سازه‌ای را ایفا می‌کنند؛ به نحوی که مهاربندها در حالت کششی، تسلیم‌شدگی و در حالت فشاری به همراه گاست‌پلیت‌ها، کمانش و تغییر شکل‌های خارج از صفحه را تجربه می‌کنند. همچنین به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای مهاربندی و گاست‌پلیت‌ها، در این اعضا افت مقاومت و سختی محوری و آسیب‌های سازه‌ای مانند تغییر شکل‌های ماندگار، چین‌خوردگی و اعوجاج رخ می‌دهد. بدین ترتیب در سازه‌های مجهز به سیستم مهاربندی همگرای متداول، پس از تجربه زلزله‌های متوسط و یا شدید نیاز به تعویض و یا تعمیر اعضای آسیب‌دیده وجود دارد. در این مطالعه، با هدف جلوگیری از کمانش و تسلیم مهاربندها و رخ‌ندادن آسیب‌های سازه‌ای در اعضا، یک میراگر اصطکاکی-لغزشی جدید معرفی گردید و جهت ارزیابی عملکرد آن و مقایسه با سیستم مهاربندی همگرای متداول، سه مقطع مهاربندی در نظر گرفته شد و هرکدام یک‌بار به صورت میراگر اصطکاکی-لغزشی و یک‌بار به صورت مهاربند همگرای متداول طراحی و در نرم‌افزار اجزای محدود شبیه‌سازی شدند. میراگرهای اصطکاکی-لغزشی به گونه‌ای طراحی می‌شوند که قبل از ظرفیت کمانشی یا کششی مهاربندها، لغزش در اتصالات اصطکاکی-لغزشی رخ دهد. نتایج نشان‌دهنده رخ‌ندادن هرگونه تسلیم‌شدگی، تغییر مکان خارج از صفحه، تغییر شکل‌های ماندگار، اعوجاج و دیگر آسیب‌های سازه‌ای در میراگر می‌باشد. در سیستم پیشنهادی به دلیل فعال‌شدن اتصال اصطکاکی-لغزشی قبل از ظرفیت بحرانی کمانشی و یا تسلیم مقطع، کمانش خارج از صفحه و تسلیم‌شدگی و در نتیجه افت مقاومت و سختی محوری رخ نمی‌دهد. همچنین با به‌کارگیری میراگر پیشنهادی در سازه به جای سیستم مهاربندی همگرای متداول، ائتلاف انرژی لرزه‌ای به صورت میانگین ۱۳۹/۹ درصد افزایش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

میراگر اصطکاکی-لغزشی، سیستم مهاربندی همگرای متداول، کمانش خارج از صفحه

## Evaluating the performance of a new friction-slip damper and comparing it with the conventional concentrically braces

M. Kabiri, S.R. Mirghaderi, S. Ebrahimi

### Abstract

In the lateral resistance systems of conventional concentrically bracing, braces and gusset plates play the role of a structural fuse; in such a way that the braces experience yielding in the tension and buckling and out-of-plane deformations in the compression. Additionally, due to the formation of plastic hinges in braces and gusset plates, these members experience a decrease in axial strength and stiffness as well as structural damage such as permanent deformations, creases, and distortions. Hence, in structures equipped with a conventional concentrically bracing system, after experiencing moderate or severe earthquakes, there is a need to replace or repair the damaged members. In this study, to prevent buckling and yielding in braces and not to occur structural damages in the members, a new friction-slip damper was introduced. To evaluate and compare the performance of the new friction-slip damper with that of the conventional concentrically bracing system, three cross-sections were considered for braces. In other words, once these three cross-sections were considered in conventional concentrically braces and once again they were utilized in friction-slip dampers. These braces were simulated in finite element software. The friction-slip dampers were designed in such a way that the slip occurs in the friction-slip connections before the brace achieves its critical buckling or yielding capacity. The results showed no yielding, out-of-plane displacement, permanent deformation, distortion, and other structural damage in the dampers. In the proposed system, due to the activation of the frictional connection before the critical buckling or yielding capacity of the braces, out-of-plane buckling and yielding and as a result the degradation of axial strength and stiffness do not occur. Also, using the proposed damper brace in the structural systems instead of the conventional concentrically bracing system, increases the seismic energy dissipation capacity by 139.9% on average.

### Keywords

Slip-Friction Damper, Conventional Concentrically Bracing System, Out-of-Plane Buckling



تشکیل مفصل پلاستیک، آزمایش‌هایی با مقیاس بزرگ بر روی مهاربندهای با مقاطع جعبه‌ای<sup>۴</sup>، لوله‌ای<sup>۵</sup> و H شکل<sup>۶</sup> انجام دادند. نتایج نشان‌دهنده کمانش خارج از صفحه<sup>۷</sup> مهاربندها و ایجاد مفاصل پلاستیک در گاست‌پلیت‌ها و وسط مهاربندها بود.

یکی از معایب سیستم‌های مهاربندی همگرا، ظرفیت پایین اتلاف انرژی لرزه‌ای می‌باشد. لازم به ذکر است که مساحت زیر نمودار نیرو-جابجایی یک عضو، بیانگر انرژی جذب‌شده توسط آن عضو می‌باشد. در سیستم مهاربندی همگرا به دلیل کمانش مهاربندها در فشار و در نتیجه افت مقاومت آن‌ها، مساحت زیر نمودار نیرو-جابجایی مهاربندها و کل سازه به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد.

از دیگر معایب سیستم‌های مهاربندی همگرا، ایجاد تغییرشکل‌های ماندگار و آسیب‌های سازه‌ای نظیر اعوجاج و چین‌خوردگی در اثر کمانش در مهاربندها است. به همین دلیل در سازه‌های مجهز به مهاربندهای همگرا، پس از تجربه زلزله‌های متوسط و شدید، نیاز به تعویض یا تعمیر مهاربندها و قطعات آسیب‌دیده وجود دارد که امری هزینه‌بر و اغلب از لحاظ اجرایی دارای مشکلات است.

یکی از راه‌های رفع مشکلات سیستم‌های باربر جانبی متداول، استفاده از میراگرهای اصطکاکی در سازه می‌باشد. در میراگرهای اصطکاکی، اتلاف انرژی عموماً از طریق اصطکاک صفحات لغزنده بر روی هم انجام می‌شود و انرژی لرزه‌ای وارد به سازه به انرژی گرمایی تبدیل می‌گردد. **پال**<sup>۷</sup> و **همکاران**<sup>[۶]</sup>، اتصالات لغزشی-اصطکاکی را جهت استفاده در سازه‌های پانلی بزرگ معرفی کردند. همچنین **پال** و **مارش**<sup>[۷]</sup>، از پیشگامان این عرصه، یک میراگر اصطکاکی قابل استفاده در سیستم‌های مهاربندی همگرا با آرایش ضربدری را معرفی کردند. در این سیستم، مهاربندها برای حالت کششی طراحی می‌شوند و در فشار کمانش را تجربه می‌کنند. طی سال‌های بعد، **پال** و **مارش**<sup>[۸]</sup> با انجام اصلاحاتی بر روی میراگر قبلی نظیر اضافه کردن پدهای اصطکاکی و رفع مشکل کمانش مهاربندها در حالت فشاری، میراگر جدیدی معرفی کردند که به «میراگر پال»<sup>۹</sup> معروف است. این میراگر قابل استفاده در سیستم‌های مهاربندی با آرایش ضربدری و k شکل بود. همچنین **پال**<sup>[۹-۱۳]</sup>، استفاده از میراگر پال را جهت بهسازی ساختمان‌های

در هنگام زلزله‌های متوسط و یا شدید، انرژی لرزه‌ای قابل توجهی به سازه وارد می‌شود که می‌تواند منجر به خرابی و آسیب دیدن اعضای سازه گردد. در طراحی لرزه‌ای سیستم باربر جانبی سازه‌ها، در کنار دو عامل مقاومت<sup>۱</sup> و سختی<sup>۲</sup>، شکل‌پذیری نیز مورد توجه قرار می‌گیرد. شکل‌پذیری در عضو به معنای توانایی تحمل تغییرشکل‌های فراتر از حدی بدون از دست دادن مقدار قابل توجه مقاومت می‌باشد [۱]. در فرآیند طراحی لرزه‌ای، اعضای مشخصی از سازه که دارای خاصیت شکل‌پذیری هستند به عنوان فیوز سازه‌ای انتخاب می‌شوند و در هنگام زلزله با پلاستیک شدن و تغییرشکل‌های ماندگار، انرژی لرزه‌ای را جذب می‌نمایند. در سیستم مهاربندی همگرای ویژه، مهاربندها، نقش فیوز سازه‌ای را ایفا می‌کنند. به نحوی که در هنگام زلزله در کشش، تسلیم و در فشار، کمانش خارج از صفحه را تجربه می‌کنند. سازه مجهز به سیستم مهاربندی همگرا دارای سختی بیش‌تری نسبت به سازه مشابه با سیستم قاب خمشی است. به همین دلیل در سیستم مهاربندی همگرا، امکان کنترل بهتر دریافت طبقات و ارضای محدودیت‌های مربوط به آن وجود دارد.

در سیستم مهاربندی همگرا، به دلیل تغییرشکل خارج از صفحه مهاربند، یک خروج از محوریت در انتقال نیروی محوری مهاربند و در نتیجه آن یک لنگر خمشی با مقدار بیشینه در وسط مهاربند ایجاد می‌شود. هم‌زمان با کمانش مهاربند و افزایش تغییرشکل خارج از صفحه آن، مقدار لنگر خمشی نیز افزایش می‌یابد. به دلیل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی، با افزایش لنگر خمشی، ظرفیت محوری مهاربند کاهش می‌یابد. در نتیجه، مهاربندها با کمانش کردن در حالت فشاری، دچار افت شدید مقاومت و سختی می‌شوند. این امر سبب کاهش سختی جانبی طبقات پس از کمانش مهاربندها شده و پتانسیل ایجاد طبقه نرم در سازه را تشدید می‌کند. مطابق مطالعات آزمایشگاهی **ابراهیمی** و **همکاران**<sup>[۲-۴]</sup> بر روی سیستم‌های مهاربندی همگرا، مهاربندها حتی در صورت پرشدن با بتن و تبدیل شدن به لوله‌های پرشده با بتن، کمانش خارج از صفحه را تجربه می‌کنند و دچار افت مقاومت و سختی قابل توجهی می‌شوند. **فل**<sup>۳</sup> و **همکاران**<sup>[۵]</sup> با هدف رفتارسنجی مهاربند در کمانش و شکست آن در محل

<sup>4</sup> Box Section

<sup>5</sup> Pipe Section

<sup>6</sup> H-Shaped

<sup>7</sup> Pall

<sup>8</sup> Marsh

<sup>9</sup> Pall Damper

<sup>1</sup> Strength

<sup>2</sup> Stiffness

<sup>3</sup> Fell

موجود مورد بررسی قرار داد. وو<sup>۱</sup> و همکاران [۱۴]، با انجام اصلاحاتی بر روی میراگر پال، «میراگر پال بهبودیافته»<sup>۲</sup> را معرفی کردند. مزیت این میراگر نسبت به میراگر پال، در تحلیل، طراحی و سهولت در اجرا بود.

فیتزجرالد<sup>۳</sup> و همکاران [۱۵]، کاربرد اتصالات پیچی لویایی را در سازه‌های مهاربندی همگرا گسترش دادند. به نحوی که اتلاف انرژی در آن از طریق لغزش صفحات فولادی نسبت به هم و اصطکاک ناشی از آن انجام می‌شد. همچنین در این تحقیق، وشرهایی جهت ثابت ماندن نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها در طی چرخه‌های رفت و برگشتی معرفی گردید. موآلا<sup>۴</sup> و بلف<sup>۵</sup> [۱۶]، یک میراگر اصطکاکی جدید معرفی کردند و تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی را با هدف یافتن جنس مناسب جهت پدهای اصطکاکی، تأثیر پارامتر فرکانس بارگذاری، دامنه حرکت و نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها انجام دادند.

کاربرد میراگرهای اصطکاکی به سازه‌های جدید محدود نمی‌شود بلکه در سال‌های اخیر تحقیقاتی جهت گسترش کاربرد این میراگرها در سازه‌های موجود و یا آسیب‌دیده انجام شده است. در این راستا، کریستوپولس<sup>۶</sup> و همکاران [۱۷]، یک سیستم مهاربندی خودمركزگرا را با قابلیت اتلاف انرژی و قابل استفاده در سازه‌های موجود و آسیب‌دیده معرفی کردند. پارونسو<sup>۷</sup> و لیگنوس<sup>۸</sup> [۱۸]، با هدف کاهش آسیب‌پذیری سازه‌ها در هنگام زلزله، ۶۲ آزمایش بر روی میراگرهای اصطکاکی با پنج نوع پد اصطکاکی با جنس غیرفلزی انجام دادند.

میراگرهای اصطکاکی عموماً از دو صفحه فولادی به همراه پدهای اصطکاکی که از طریق اتصال پیچی به یکدیگر متصل شده‌اند، تشکیل می‌شوند. لازم به ذکر است که مقدار اتلاف انرژی این میراگرها به نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها وابسته است. در سال‌های اخیر، تحقیقاتی بر روی میراگرهای اصطکاکی نیمه‌فعال انجام شده است [۱۹ و ۲۰]. در این نوع از میراگرها می‌توان نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها، نیروی بهم‌فشرده‌گی صفحات اصطکاکی و در نتیجه رفتار میراگر را کنترل نمود.

نوع دیگری از میراگرهای اصطکاکی، میراگر سیلندری معرفی شده توسط میرطاهری و همکاران [۲۱] می‌باشد. این میراگر به‌جای صفحات فولادی و اتصالات پیچی، از یک شفت که درون

یک سیلندر می‌لغزد تشکیل شده است. قربانی و رفوعی [۲۲]، یک میراگر اصطکاکی دومارحله‌ای قابل استفاده در سیستم مهاربندی همگرا با آرایش قطری معرفی کردند. این میراگر دارای دو اتصال پیچی با سطح نیروی پیش‌تندگی متفاوت می‌باشد. عملکرد این میراگر به‌گونه‌ای است که در طی زلزله‌های متوسط، ابتدا اتصال با نیروی لغزش کوچک‌تر فعال می‌شود و با شدیدتر شدن زلزله و افزایش تغییر مکان جانبی نسبی طبقه، اتصال با نیروی لغزش بزرگ‌تر نیز فعال گردیده و شروع به لغزیدن می‌نماید.

ابراهیمی و میرقادی [۱]، با هدف جلوگیری از کاهش مقاومت و سختی محوری مهاربند و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، یک میراگر لغزشی-اصطکاکی قابل استفاده در سیستم مهاربندی همگرا با آرایش قطری و شورون معرفی کردند. آن‌ها پیکربندی میراگر را برای مقاطع جعبه‌ای و H شکل ارائه نمودند. همچنین جهت ارزیابی عملکرد این میراگر، آن را در نرم‌افزار آباکوس<sup>۹</sup> شبیه‌سازی کرده و رفتار و نمودار هیستریزس آن را با سیستم مهاربندی همگرا مقایسه کردند. نتایج نشان‌دهنده عدم کاهش سختی و مقاومت مهاربند، عدم تشکیل مفصل پلاستیک در سیستم و رخ‌دادن کماتش موضعی و کلی در مجموعه میراگر و مهاربند است. همچنین آن‌ها نتیجه گرفتند به دلیل یکسان بودن نیروی مهاربندهای کششی و فشاری در سیستم‌های مهاربندی شورون مجهز به میراگر پیشنهادی، نیروی نامتعادل‌کننده در تیرهای دهانه مهاربندی شورون رخ نمی‌دهد و در نتیجه نیروی برشی و لنگر خمشی بزرگ در تیر دهانه مهاربندی ایجاد نمی‌گردد.

در بررسی مطالعات پیشین که در این مطالعه انجام شده است، خلأهای تحقیقاتی زیر یافت شده است:

- ۱- مدل‌سازی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در مقیاس عضو و مقایسه آن با مهاربند همگرای متداول
- ۲- جانمایی مناسب اتصالات اصطکاکی در مجموعه مهاربندی: در اغلب مطالعات انجام‌شده، مکان اتصالات اصطکاکی در وسط طول مهاربند قرار دارد. به دلیل افزایش اثرات خطای ساخت در وسط مهاربند، امکان ناپایداری و تغییر مکان خارج و داخل صفحه در

<sup>9</sup> Abaqus

<sup>1</sup> Wu

<sup>2</sup> Modified Pall Damper

<sup>3</sup> Fitzgerald

<sup>4</sup> Mualla

<sup>5</sup> Belev

<sup>6</sup> Christopoulos

<sup>7</sup> Paronesso

<sup>8</sup> Lignos

اتصالات اصطکاکی وجود دارد. در این مطالعه با هدف به حداقل رساندن اثرات خطای ساخت بر عملکرد میراگر اصطکاکی-لغزشی، اتصالات اصطکاکی در یکی از ورق‌های گاست قرار داده شده است.

در این مطالعه با هدف بهبود عملکرد و گسترش میراگر معرفی شده توسط **ابراهیمی و میرقادری [۱]**، یک میراگر اصطکاکی-لغزشی قابل استفاده در سیستم مهاربندی همگرا با آرایش قطری و شورون معرفی می‌گردد. به دلیل عملکرد بهتر و سهولت در اجرا، محل میراگر از وسط مهاربند به یکی از گاست‌پلیت‌ها منتقل می‌شود. همچنین با هدف ارزیابی عملکرد میراگر در طی چرخه‌های رفت و برگشتی، در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شده و با مهاربندهای همگرای متداول مقایسه می‌شود.

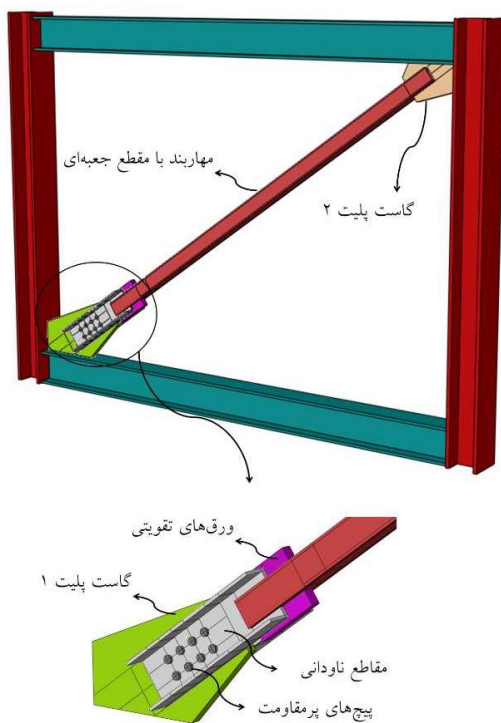
## ۲- میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی

در این مطالعه با هدف جلوگیری از کمانش‌های کلی و محلی، ایجاد تغییرشکل‌های ماندگار و افت مقاومت و سختی در مهاربندها، یک میراگر اصطکاکی-لغزشی قابل استفاده در سیستم‌های مهاربندی همگرا با آرایش قطری و مقطع جعبه‌ای معرفی می‌گردد. همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، به دلیل تأثیر کم‌تر نقص ساخت مهاربند بر عملکرد میراگر، مقرون به صرفه بودن و سهولت در اجرا، موقعیت میراگر بر روی یکی از گاست‌پلیت‌ها در نظر گرفته شده است. مطابق این شکل، اجزای اصلی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی عبارتند از: (۱) گاست‌پلیت شماره ۱ با شکاف‌های لوبیایی تعبیه شده جهت اتصال لغزشی-اصطکاکی؛ (۲) دو مقطع ناودانی جهت لغزش بر روی گاست‌پلیت شماره ۱؛ (۳) تعدادی پیچ پر مقاومت مناسب پیش‌تندگی به منظور اتصال دو مقطع ناودانی به گاست‌پلیت شماره ۱؛ (۴) مهاربند با مقطع جعبه‌ای؛ (۵) دو ورق تقویتی فولادی جهت متصل نمودن مهاربند به دو مقطع ناودانی و (۶) گاست‌پلیت شماره ۲ با اتصال جوشی به مهاربند.

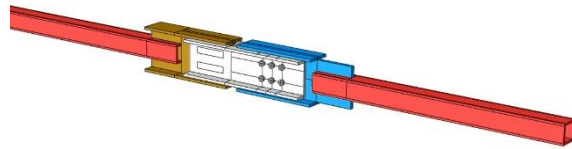
در میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، لغزش در اتصال پیچی، فیوز سازه‌ای می‌باشد و در نتیجه باید به صورت تغییر مکان-کنترل در نظر گرفته شود و سایر اعضا و اتصالات باید به صورت نیرو-کنترل و بر اساس نیروی لغزش و ظرفیت مهاربند طراحی و تناسب‌بندی شوند. بدین ترتیب، ورق گاست شماره ۱ که دارای شکاف لوبیایی است، مطابق روش پیشنهادی **ابراهیمی و همکاران [۲۳]**، طراحی شده و نیروهای اتصال آن به تیر و ستون به دست می‌آید. علاوه بر این، به دلیل وجود شکاف‌های

لوبیایی در ورق گاست ۱، ابعاد آن از ورق گاست معمولی مقداری بزرگ‌تر است که تأثیر مثبتی در پایداری آن دارد. در تحلیل‌های عددی انجام شده در این مطالعه نیز، هیچ‌گونه ناپایداری در ورق گاست دارای شکاف دیده نشد. همچنین جهت اطمینان بیش‌تر از پایداری در ورق گاست، می‌توان دو ورق تقویتی به دو وجه آزاد ورق گاست اضافه کرد.

مطابق مطالعات پیشین انجام شده، اثرات ناشی از خطای ساخت و نقص اولیه، در وسط طول مهاربند بیش‌ترین مقدار را نسبت به ورق‌های گاست و سایر نواحی دارد. به نحوی که در مطالعات عددی، جهت منظور نمودن نقص اولیه در مهاربند، مقدار تغییر مکان خارج و یا داخل صفحه را به وسط طول مهاربند اعمال می‌نمایند. در این مطالعه، مطابق شکل (۲)، ابتدا مکان اتصال اصطکاکی در وسط مهاربند جانمایی گردید. در ادامه با انجام تحلیل‌های مونوتونیک و چرخه‌ای بر روی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، مشاهده شد که اتصال اصطکاکی به دلیل آزاد بودن در هر دو وجه داخل و خارج صفحه، ناپایدار بوده و در طی حرکات رفت و برگشتی، مقداری تغییر مکان خارج و داخل صفحه در آن به وجود می‌آید. این امر پتانسیل قفل‌شدگی اتصال پیچی و عمل نکردن میراگر را تشدید می‌نماید.



شکل ۱- موقعیت اتصال لغزشی-اصطکاکی در میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی



شکل ۲- موقعیت اتصال لغزشی-اصطکاکی در میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در طرح اولیه

مراحل طراحی و ساخت میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی به شرح زیر است:

۱- ابتدا مطابق شکل (۳-الف)، ابعاد گاست پلایت شماره ۱ مطابق روش ارائه شده توسط ابراهیمی و همکاران [۲۳]، طراحی و ساخته می شود. لازم به ذکر است که ابعاد این گاست پلایت، به دلیل تعبیه شکاف های لوبیایی در آن، کمی بزرگ تر از گاست پلایت های معمول است. طول هر شکاف لوبیایی در گاست پلایت شماره ۱، برابر با مجموع فواصل بین پیچ ها ( $\Delta_1$ ) و دو برابر طول لغزش پیچ ها ( $\Delta_2$ ) می باشد. فاصله بین پیچ ها، سه برابر قطر هر پیچ در نظر گرفته شده است. همچنین، طول لغزش نیز از حاصل ضرب مقدار تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه (که در اینجا معادل ۳ درصد در نظر گرفته شده است) در کسینوس زاویه مهاربند نسبت به افق به دست می آید. عرض هر شکاف لوبیایی نیز برابر قطر هر پیچ به علاوه ۲ میلی متر رواداری است.

۲- در مرحله دوم، مطابق شکل (۳-ب)، دو مقطع ناودانی با اتصال پیچی به گاست پلایت شماره ۱ متصل می شوند. ابعاد ناودانی ها باید به گونه ای انتخاب شوند که مساحت و ممان اینرسی مقطع دو برابر ناودانی بزرگ تر یا مساوی مساحت و ممان اینرسی مهاربند باشد. تعداد پیچ ها و مقدار نیروی پیش تنیدگی آن ها بر اساس حداقل ظرفیت کمانشی و کششی مهاربند تعیین می شود. شایان ذکر است که اتصالات اصطکاکی-لغزشی باید به گونه ای طراحی شوند که قبل از رسیدن مهاربند به ظرفیت کششی یا ظرفیت کمانشی، لغزش در اتصال رخ دهد و در نتیجه مهاربند ظرفیت کششی و کمانشی خود را تجربه نکند. با این رویکرد، به دلیل عدم تجربه ظرفیت کششی و کمانشی در مهاربند، هیچ گونه تسلیم شدگی، کمانش کلی و کمانش محلی در مهاربندها به وقوع نمی پیوندد. نیروی لغزش اصطکاکی در میراگر اصطکاکی-لغزشی

پیشنهادی، از رابطه (۱) به دست می آید. در این فرمول، ( $T_b$ ) نیروی پیش تنیدگی هر پیچ، ( $n$ ) تعداد پیچ های تعبیه شده در اتصال اصطکاکی و ( $\mu$ )، ضریب اصطکاک می باشد. ضریب ۲ در فرمول نیز به دلیل وجود دو سطح اصطکاک در اتصال است. لازم به ذکر است که در این مطالعه، میزان نیروی لغزش در اتصال پیشنهادی بین ۸۵ تا ۹۰ درصد حداقل مقدار ظرفیت کششی و کمانشی مهاربند در نظر گرفته شد. به این ترتیب، قبل از رسیدن نیروی محوری مهاربند به نیروی کششی یا نیروی بحرانی کمانشی خود، اتصال اصطکاکی-لغزشی فعال شده و شروع به لغزیدن می نماید. در نتیجه این امر، نیروی محوری مهاربند به نیروی لغزش اتصال اصطکاکی محدود شده و از رخ دادن کمانش خارج از صفحه و در نتیجه افت مقاومت و سختی مهاربند جلوگیری می شود.

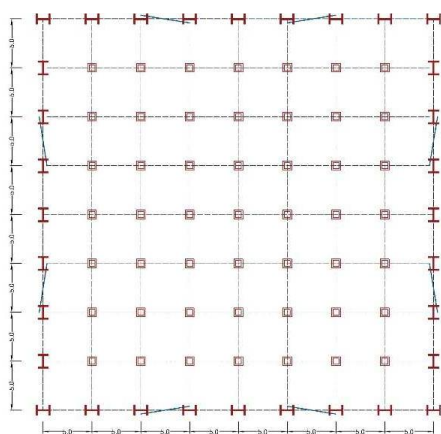
$$F_{Slip} = 2 \times n \times \mu \times T_b \quad (1)$$

۳- در مرحله سوم، مطابق شکل (۳-ج)، با ایجاد شکاف هایی در بال های قطعه مهاربند، این قطعه با اتصال جوشی به دو مقطع ناودانی متصل می گردد. طول شکاف ها برابر طول خط جوش اتصال قطعه مهاربند به دو مقطع ناودانی و عرض هر شکاف برابر با مجموع دو برابر ضخامت جان مقاطع ناودانی و ضخامت گاست پلایت است. اتصالات شکاف دار باعث ایجاد مقطع خالص کاهش یافته در انتهای شکاف می شوند. در نتیجه این مقطع خالص کاهش یافته مستعد شکست در بار کششی است. جهت جبران مقطع خالص کاهش یافته و عدم کاهش ظرفیت گسیختگی کششی نسبت به ظرفیت تسلیم مقطع، دو ورق فولادی در محل اتصال به دو مقطع ناودانی و قطعه مهاربند جوش داده می شوند. ارتفاع ورق ها باید به گونه ای انتخاب شوند که امکان ایجاد خط جوش در محل اتصال دو ورق فولادی با بال مقاطع ناودانی فراهم شود. همچنین ضخامت هر ورق تقویتی برابر فاصله پشت به پشت مقاطع ناودانی است. طول و ضخامت خط جوش های اتصال ورق های تقویتی به قطعه مهاربند و خط جوش های اتصال قطعه مهاربند به مقاطع ناودانی باید به گونه ای باشند که مجموع ظرفیت آن ها، بزرگ تر یا مساوی ظرفیت محوری مهاربند باشد.

### ۳- هندسه سازه و قاب مورد نظر

به منظور ارزیابی عملکرد میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی و مقایسه آن با سیستم مهاربندی همگرای متداول، یک سازه ۱۰ طبقه با پلان نشان داده شده در شکل (۴)، در نظر گرفته شده است. موقعیت ساختمان، در شهر لس آنجلس آمریکا فرض شده است. سیستم باربر جانبی سازه به صورت قاب مهاربندی همگرا با شکل پذیری ویژه و با ضریب رفتار ۵ در نظر گرفته شده است. سازه به صورت سه بعدی و با اعمال اثرات ثانویه در نرم افزار شبیه سازی شده و اعضای آن مطابق آیین نامه AISC 360-22 طراحی شده اند. قاب های مهاربندی پیرامونی در پلان سازه، نقش سیستم باربر جانبی را ایفا می کنند و ستون های وسط پلان نیز به صورت ثقلی عمل می نمایند. مطابق شکل (۵)، یکی از قاب های مهاربندی پیرامونی استخراج و اعضای آن طراحی شده اند. به منظور بررسی عملکرد میراگر اصطکاکی پیشنهادی در ترازهای مختلف نیرویی، مهاربند های طبقات اول، پنجم و دهم سازه مورد بررسی به عنوان مهاربند های با ظرفیت نیرویی بزرگ، متوسط و کوچک، یکبار به صورت میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی و یکبار به صورت مهاربند همگرای متداول در نرم افزار آباکوس شبیه سازی شدند و تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفتند. تقاضای نیروی محوری در مدل های مجهز به مهاربند همگرای متداول و میراگر اصطکاکی-لغزشی، در تراز ظرفیتی بزرگ، متوسط و کوچک به ترتیب ۹۵۲۰، ۷۷۸۹ و ۱۹۳۰/۹ کیلونیوتن می باشد.

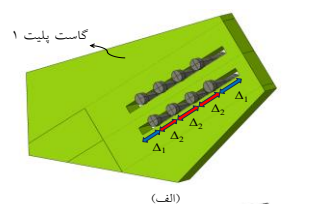
به منظور بررسی عملکرد میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در سه تراز نیرویی بزرگ، متوسط و کوچک، مهاربند های طبقات اول، پنجم و دهم یکبار به صورت میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی و یکبار به صورت مهاربند همگرای متداول در نرم افزار آباکوس شبیه سازی می شوند.



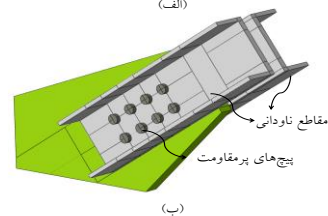
شکل ۴- پلان ساختمان در نظر گرفته شده در مطالعه

۴- در مرحله آخر، مطابق شکل (۳-د)، در بال های انتهای دیگر قطعه مهاربند شکاف هایی ایجاد شده و این مقطع به وسیله اتصال جوشی به گاست پلایت شماره ۲ متصل می گردد. طول و ضخامت خط جوش ها باید طوری انتخاب شوند که ظرفیت جوش ها بزرگ تر یا مساوی ظرفیت محوری قطعه مهاربند باشد.

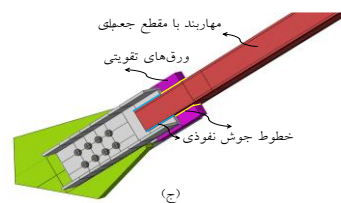
در فرآیند طراحی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، کلیه جوش ها بر اساس ظرفیت محوری قطعه مهاربند طراحی می شوند. با توجه به محدود شدن نیروی لغزش اتصال اصطکاکی به مقداری کوچک تر از ظرفیت محوری مهاربند، طراحی کلیه جوش ها به صورت نیرو-کنترل بوده و احتمال گسیختگی و پارگی در جوش ها از بین می رود.



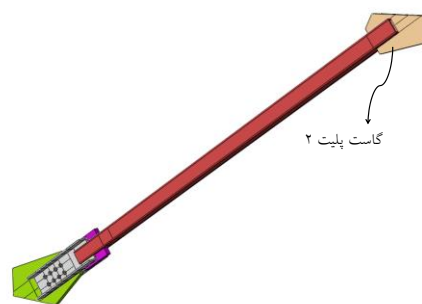
(الف)



(ب)

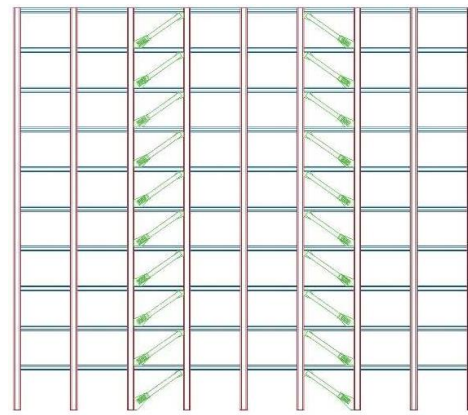


(ج)



(د)

شکل ۳- مراحل ساخت و طراحی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی  
 (الف) ساخت گاست پلایت شماره ۱ (ب) ساخت دو مقطع ناودانی و اتصال آن به گاست پلایت شماره ۱ با پیچ های پر مقاومت (ج) اتصال مهاربند به همراه دو ورق تقویتی به دو مقطع ناودانی (د) اتصال گاست پلایت شماره ۲ به قطعه مهاربند



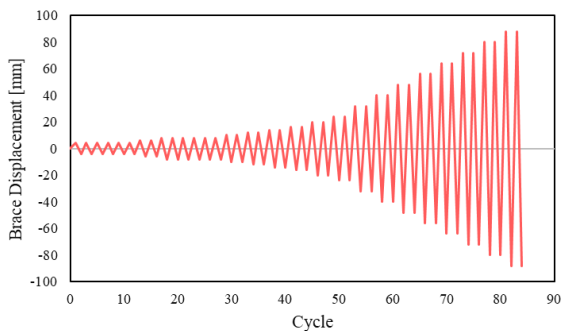
شکل ۵- قاب پیرامونی استخراج شده از پلان

#### ۱-۴- مدل سازی در نرم افزار آباکوس

مطابق شکل های (۷) و (۸)، سه مدل مهاربند مجهز به میراگر پیشنهادی و سه مدل مهاربند همگرای متداول، در نرم افزار اجزای محدود آباکوس شبیه سازی شدند. به منظور ساخت هر مدل در نرم افزار، از المان های سالیید<sup>۱</sup>، شکل پذیر و سه بعدی استفاده گردید. مصالح به کاررفته برای گاست پلیت ها، قطعه مهاربند، ورق های تقویتی و مقاطع ناودانی، ASTM A500 Gr-b می باشد. مشخصات این مصالح در جدول (۳) ارائه شده است. همچنین پروتکل بارگذاری اعمالی بر روی مدل های ساخته شده در نرم افزار آباکوس، در شکل (۶) نشان داده شده است.

جدول ۳- مشخصات مصالح ASTM A500 Gr-b

ضریب پواسون	مقاومت نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول یانگ (GPa)
0.3	400	315	200



شکل ۶- بارگذاری چرخه ای اعمال شده به مدل های ساخته شده در نرم افزار آباکوس

بارگذاری مدل های مجهز به میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، در سه مرحله انجام شد. در مرحله اول، پیش تنیدگی پیچ ها، در مرحله دوم، ایجاد خروج از مرکزیت در وسط مهاربندها به منظور شبیه سازی کردن نقص اولیه در مهاربندها و در مرحله سوم، تغییر مکان محوری چرخه ای مهاربند صورت گرفت. لازم به ذکر است، در مدل های مهاربندی همگرای متداول، به دلیل عدم وجود پیچ ها، مرحله اول بارگذاری حذف می گردد. در مرحله دوم بارگذاری (اعمال کردن نقص اولیه به وسط مهاربندها)، یک جابه جایی کوچک برابر با  $L/500$ ، که  $L$  طول عضو مهاربندی است، به وسط طول مهاربند در جهت خارج از صفحه وارد می شود.

<sup>1</sup> Solid

#### ۴- مشخصات مقاطع

ابعاد و مشخصات مقطع مهاربند های مدل شده در جدول (۱) آورده شده است. لازم به ذکر است که در هر تراز نیرویی به دلیل برابری ظرفیت محوری میراگر اصطکاکی-لغزشی و مهاربند همگرای متداول، مقطع قطعه مهاربند در میراگر اصطکاکی-لغزشی با مقطع مهاربند همگرای متداول یکسان است. همچنین از فولاد با تنش تسلیم ۹۰۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۱۰۰۰ مگاپاسکال برای پیچ ها استفاده شد. مشخصات و نیروی پیش تنیدگی پیچ های میراگر هر طبقه در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات مقاطع مهاربندی استفاده شده در مدل سازی

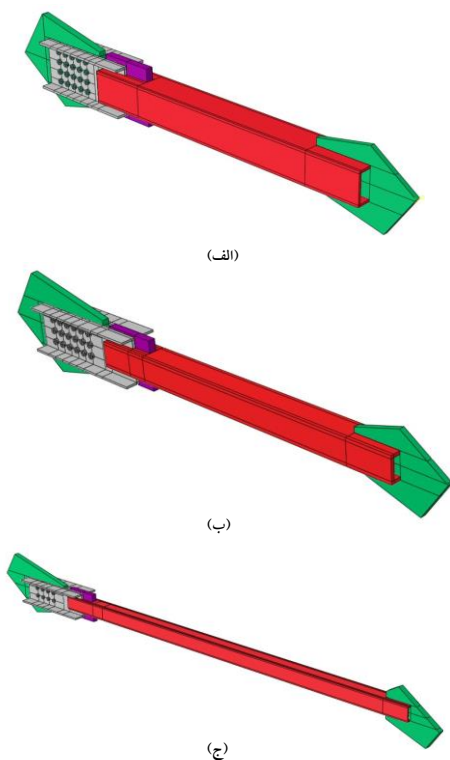
طبقه	مقطع	طول مهاربند (mm)	ارتفاع مقطع (mm)	ضخامت مقطع (mm)
10	140×12	4250	140	12
5	250×30	4250	250	30
1	330×28	4250	350	25

جدول ۲- مشخصات و نیروی پیش تنیدگی پیچ های میراگر هر طبقه

Story	F <sub>brace</sub> (kN)	Bolt	n	T <sub>b</sub> (kN)
10	1730.9	M27	8	270
9	3288.7	M36	8	514
8	4673.5	M36	10	584
7	5885.1	M36	16	460
6	6923.6	M36	18	481
5	7789.1	M36	18	541
4	8481.5	M36	20	530
3	9000.7	M36	20	563
2	9346.9	M36	20	584
1	9520.0	M36	20	595

بارگذاری و در همه درجعات آزادی مقید باشد. انتهای گاست پللیت شماره ۲ نیز در مرحله پیش‌تندگی پیچ‌ها و در مرحله تغییر مکان اولیه، به صورت کاملاً مقید در برابر درجعات آزادی انتقالی ولی در مرحله سوم، درجه آزادی انتقالی در جهت مهاربند باز بوده و به صورت چرخه‌ای حرکت می‌کند.

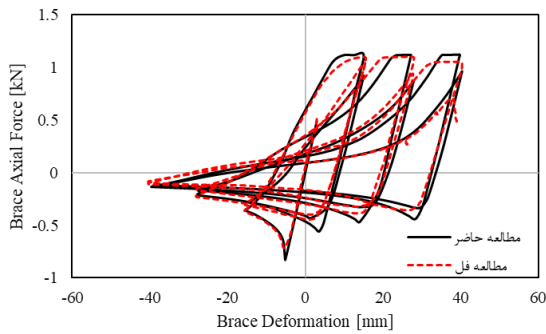
در انتها، به منظور مش‌بندی المان‌های ساخته‌شده، از مش نوع C3D8R استفاده شد. مش‌بندی اعضا از ابعاد بزرگ‌تر شروع شد و با کوچک‌تر کردن ابعاد مش‌ها، آنالیز حساسیت مش انجام گرفت.



شکل ۷- مدل‌های مجهز به میراگر اصطکاکی-لغزشی ساخته‌شده در نرم‌افزار الف) مقطع 330×28 ب) مقطع 250×30 ج) مقطع 140×12

پایداری در وضعیت تماس بین صفحات لغزنده بر روی هم و ثابت ماندن ضریب اصطکاک بین آن‌ها یک مسئله مهم جهت اطمینان از عملکرد مورد انتظار در میراگرهای اصطکاکی است. در صورتی که در میراگر اصطکاکی معرفی‌شده در این مطالعه، ضریب اصطکاک در واقعیت بیش‌تر از مقدار در نظر گرفته‌شده در فرآیند طراحی باشد، اتصالات اصطکاکی در میراگر پیشنهادی در سطح نیروی مورد انتظار در زلزله فعال نشده و شروع به لغزش نمی‌کنند و در نتیجه میراگر همانند یک مهاربند هم‌گرای متداول عمل می‌نماید. از سوی دیگر، در صورتی که ضریب اصطکاک در واقعیت کم‌تر از مقدار در نظر گرفته‌شده در فرآیند طراحی باشد، در طی زلزله، اتصالات اصطکاکی در سطح نیرویی پایین‌تری فعال شده و بدین ترتیب مقدار اتلاف انرژی لرزه‌ای کم‌تر از حد انتظار خواهد بود. یکی از راه‌های رسیدن به ضریب اصطکاک مورد انتظار در واقعیت، استفاده از پدهای اصطکاکی با جنس غیرفلزی است. در سال‌های گذشته، تحقیقات متعددی جهت بررسی عملکرد میراگرهای اصطکاکی مجهز به پدهای اصطکاکی با جنس‌های مختلف انجام شده است. مطابق این تحقیقات [۱۶، ۱۸، ۲۴-۲۶]، پدهای برنجی، عملکرد قابل‌قبولی را در تأمین پایداری در ضریب اصطکاک بین صفحات لغزنده از خود نشان داده‌اند. بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده بر روی میراگرهای اصطکاکی مجهز به پد [۲۴]، ضریب اصطکاک پدهای برنجی در بازه ۰/۳۵ تا ۰/۴ است. در این مطالعه با فرض استفاده از پدهای برنجی در میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، ضریب اصطکاک بین صفحات لغزنده بر روی هم، برابر ۰/۴ در نظر گرفته شده است.

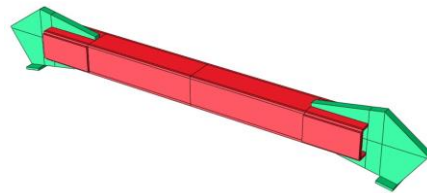
در فرآیند مدل‌سازی، تماس و اندرکنش صفحات به دو صورت "پنالتی" و "بدون اصطکاک" تعریف گردید. در حالت "پنالتی"، اندرکنش مماس بر صفحه تماس به صورت پنالتی و با ضریب اصطکاک ۰/۴ و اندرکنش عمود بر صفحه تماس به صورت تماس صلب تعریف شد. در حالت "بدون اصطکاک"، اندرکنش مماس بر صفحه تماس به صورت بدون اصطکاک و اندرکنش عمود بر صفحه تماس نیز به صورت تماس صلب تعریف گردید. تماس بین ورق گاست شماره ۱ و جان مقاطع ناودانی از نوع پنالتی و تماس بین پیچ با ورق گاست و مقاطع ناودانی از نوع بدون اصطکاک هستند. همچنین برای تعریف اتصال جوشی بین مقطع مهاربند و گاست پللیت شماره ۲، ورق‌های تقویتی و مقاطع ناودانی از گزینه Tie استفاده گردید. شرایط تکیه‌گاهی برای نقاط انتهایی گاست پللیت‌ها تعریف شد. به نحوی که انتهای گاست پللیت شماره ۱، در همه مراحل



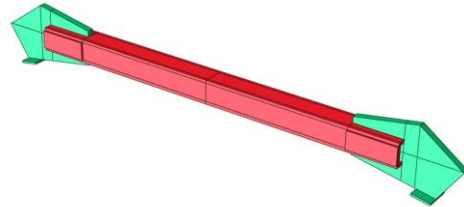
شکل ۹- مقایسه بین نتایج مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی فل [۲۷]

#### ۵-۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی اتصال اصطکاکی-لغزشی

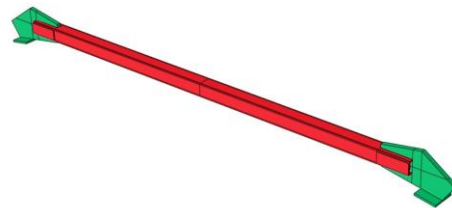
به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی اتصال لغزشی-اصطکاکی در نرم‌افزار آباکوس، از مطالعه انجام‌شده توسط پارانسو و لیگنوس [۱۸] استفاده شده است. آن‌ها ضمن معرفی یک میراگر اصطکاکی، ۶۲ آزمایش بر روی میراگر پیشنهادی خود با انواع پدهای اصطکاکی انجام دادند. اجزای این میراگر شامل دو صفحه فولادی انتهایی، دو صفحه فولادی خارجی ثابت، یک صفحه فولادی همراه با شکاف‌های لویبایی، دو پد اصطکاکی، دو صفحه فولادی خارجی متحرک و تعدادی پیچ پیش‌تنیده می‌باشد. در این مطالعه جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی اتصالات پیچی در نرم‌افزار آباکوس، میراگر معرفی‌شده توسط پارانسو و لیگنوس در حالت مجهز به پد اصطکاکی M4 در نرم‌افزار شبیه‌سازی شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای با دامنه ثابت  $\pm 50$  میلی‌متر قرار گرفت. نیروی لغزش مورد انتظار در این آزمایش برابر با ۳۰۰ کیلونیوتن است. در شکل (۱۰-الف) میراگر معرفی‌شده توسط پارانسو و لیگنوس و در شکل (۱۰-ب) مدل ساخته‌شده این میراگر در نرم‌افزار آباکوس نمایش داده شده است. با توجه به شکل (۱۰-ج) مطابقت خوبی بین نتایج تحلیل عددی انجام‌شده در این مطالعه و نتایج آزمایشگاهی پارانسو و لیگنوس وجود دارد.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۸- مدل‌های مهاربندهای همگرای متداول ساخته‌شده در نرم‌افزار (الف) مقطع 330×28 (ب) مقطع 250×30 (ج) مقطع 140×12

#### ۵- صحت‌سنجی مدل‌سازی اجزای محدود

##### ۵-۱- صحت‌سنجی مدل‌سازی مهاربند همگرا

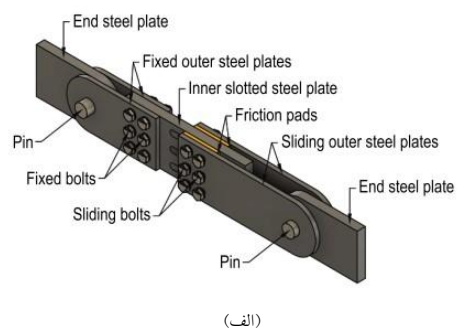
جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی مهاربند همگرای متداول در نرم‌افزار آباکوس، مطالعه انجام‌شده توسط فل [۲۷] انتخاب شده و آزمایش HSS1-1 این مطالعه، در نرم‌افزار شبیه‌سازی شده است. اجزای اصلی این آزمایش شامل مهاربند با مقطع جعبه‌ای با بعد خارجی ۴ اینچ، ضخامت ۰/۲۵ اینچ و طول ۹ فوت و ۹/۵ اینچ، دو گاست‌پلیت و دو ورق تقویتی هستند. مجموعه مهاربند شبیه‌سازی شده تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته و نتایج آن استخراج شده است. با توجه به شکل (۹)، مطابقت بسیار خوبی بین مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد.

گاست‌پلیت‌ها پس از تجربه زلزله‌های متوسط و شدید، نیاز به تعمیر و یا تعویض دارند که امری هزینه‌بر و اغلب دارای صعوبت اجرایی خواهد بود. به دلیل کماتش خارج از صفحه مهاربندهای همگرای متداول در حالت فشاری، یک خروج از مرکزیت در انتقال نیروی محوری و در نتیجه یک لنگر خمشی با مقدار بیشینه در وسط مهاربند ایجاد می‌گردد. با ادامه یافتن کماتش و افزایش تغییر مکان خارج از صفحه در وسط مهاربند، لنگر خمشی نیز افزایش می‌یابد. هم‌زمان با افزایش لنگر خمشی، به دلیل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی، ظرفیت محوری مهاربند نیز کاهش پیدا می‌کند.

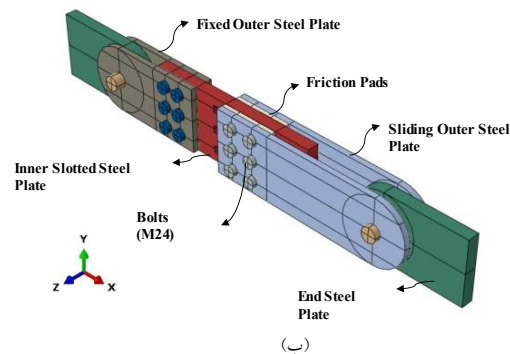
شکل‌های (۱۱-الف) الی (۱۱-ج) نشان می‌دهند که میراگرهای اصطکاکی-لغزشی برخلاف مهاربندهای همگرای متداول، در حالت فشاری، کماتش خارج از صفحه و در حالت کششی تسلیم را تجربه نمی‌کنند و در نتیجه دچار افت مقاومت سختی نمی‌شوند. همچنین مقایسه منحنی‌های هیستریزس میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی با منحنی‌های هیستریزس مهاربندهای همگرای متداول نشان می‌دهد که میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، برخلاف مهاربندهای همگرای متداول، دارای رفتار هیستریزس پایدار هستند و هیچ‌گونه افت مقاومت و سختی را تجربه نمی‌کنند. در نتیجه، میراگرهای اصطکاکی-لغزشی بعد از تجربه زلزله‌های شدید و متوسط نیاز به تعویض یا تعمیر ندارند و فقط لازم است که پیچ‌ها یک‌بار باز و مجدد بسته شوند.

از مقایسه شکل‌های (۱۱-الف) الی (۱۱-ج)، می‌توان نتیجه گرفت که در مهاربندهای همگرای متداول، هرچه ابعاد مقطع مهاربند کوچک‌تر باشد، درصد افت مقاومت و سختی در حالت فشاری بیش‌تر خواهد بود. این در صورتی است که در میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، صرف‌نظر از ابعاد مقطع مهاربند، کاهش مقاومت و سختی محوری رخ نخواهد داد.

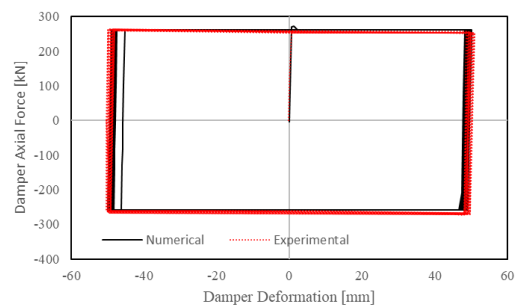
مطابق شکل (۱۱)، در میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی این مطالعه، همانند میراگرهای معرفی‌شده توسط پارانسو و لیگنوس [۱۸] و ابراهیمی و میرقادر [۱]، هیچ‌گونه افتی در سختی و مقاومت محوری مهاربند بر اثر کماتش دیده نمی‌شود.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۰- مقایسه بین نتایج مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی پارانسو و لیگنوس [۱۸]: الف) پیکربندی میراگر پارانسو و لیگنوس ب) نمای میراگر شبیه‌سازی‌شده در نرم‌افزار ج) مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی

## ۶- نتایج تحلیل عددی

### ۶-۱- مقایسه رفتار هیستریزس دو سیستم مورد مطالعه

در شکل‌های (۱۱-الف) الی (۱۱-ج)، رفتار هیستریزس میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی با رفتار هیستریزس مهاربندهای همگرای متداول در سه سطح نیرویی مقایسه شده است. مطابق این شکل‌ها، مهاربندهای همگرای متداول با رسیدن به ظرفیت کششی و فشاری خود، به ترتیب تسلیم و کماتش خارج از صفحه را تجربه می‌کنند. به دلیل ایجاد مفاصل پلاستیک در مهاربندهای همگرا و گاست‌پلیت‌ها، این مهاربندها دچار افت مقاومت و سختی قابل توجهی می‌شوند. همچنین به دلیل ایجاد تغییر شکل‌های ماندگار و آسیب‌های سازه‌ای، مهاربندها و

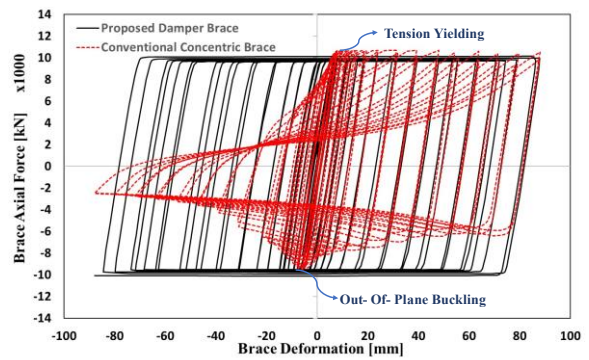
می توان نتیجه گرفت که هر چه ابعاد مقطع مهاربند کوچک تر و در نتیجه ضریب لاغری بزرگ تر باشد، مقدار کاهش در اتلاف انرژی بیش تر می شود. به عبارت دیگر هر چه ابعاد مقطع مهاربند کوچک تر باشد، مقدار درصد افزایش اتلاف انرژی بر اثر به کارگیری میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی افزایش می یابد.

جدول ۴- مقادیر اتلاف انرژی در شش مدل ساخته شده در نرم افزار

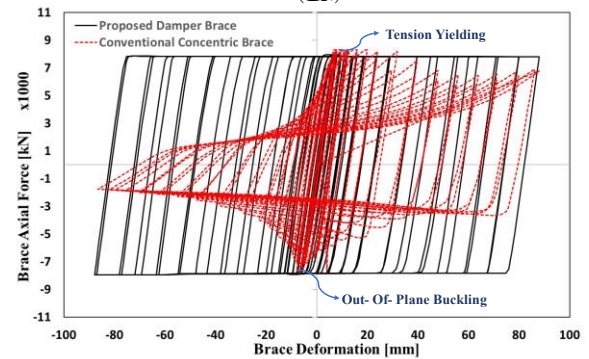
مقدار انرژی تلف شده			
مقدار افزایش اتلاف انرژی	سیستم میراگر پیشنهادی	سیستم مهاربندی همگرای متداول	مقطع
	(kN.mm)	(kN.mm)	
213.1	4886.3	1560.8	140×12
121.8	16784.6	7567.3	250×30
84.8	20354.5	11012.8	330×28
139.9	میانگین		

### ۶-۳- مقایسه مقدار تنش در دو سیستم مورد مطالعه

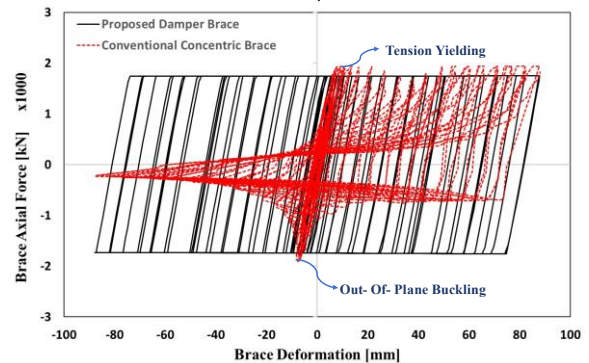
تنش فون میسز<sup>۱</sup> مدل های مجهز به میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی و مدل های مهاربندی همگرای متداول در شکل های (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است. مطابق شکل (۱۲)، مهاربندهای همگرای متداول در هر سه مقطع، کماتش خارج از صفحه را تجربه کرده اند. همچنین در وسط مهاربندها و ابتدای گاست پلیت ها مفاصل پلاستیک تشکیل شده و تغییر مکان های فرار ارتجاعی را تجربه کرده اند. مطابق شکل (۱۳)، میراگرهای اصطکاکی-لغزشی مطابق انتظار عمل کرده و در طی حرکات رفت و برگشتی دچار کماتش یا تسلیم نشده و هیچ گونه اعوجاج و تغییر مکان ماندگاری در آن ها ایجاد نشده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۱- مقایسه رفتار هیستریزس میراگر اصطکاکی-لغزشی با مهاربند همگرای متداول: الف) مقطع 330×28 (ب) مقطع 250×30 (ج) مقطع 140×12

### ۶-۲- مقایسه مقدار انرژی تلف شده توسط دو سیستم مورد

#### مطالعه

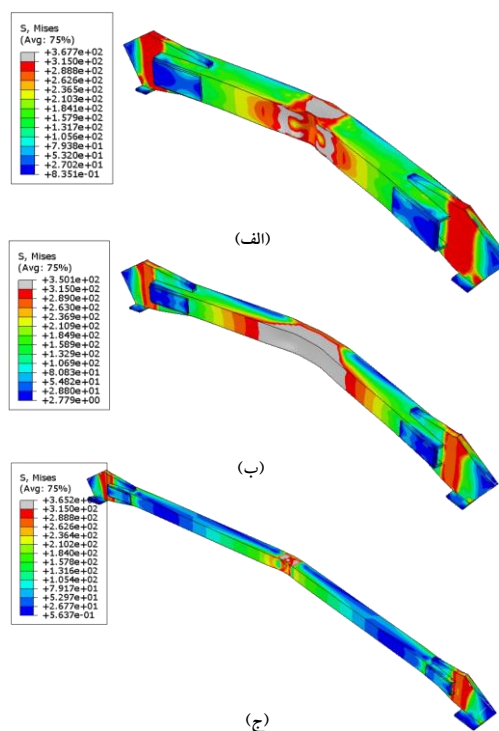
مقدار سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی هر عضو بیانگر مقدار انرژی تلف شده توسط آن است. جدول (۴) مقدار این انرژی را در شش مدل تحلیل شده در نرم افزار نشان می دهد. مطابق این جدول، با به کارگیری میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی به جای مهاربندهای همگرای متداول، مقدار اتلاف انرژی به صورت میانگین ۱۳۹/۹ درصد افزایش می یابد. همچنین با بررسی اتلاف انرژی مقاطع مختلف مهاربندهای همگرای متداول،

<sup>1</sup> von Mises

#### ۴-۶- مقایسه کرنش معادل پلاستیک در دو سیستم مورد

##### مطالعه

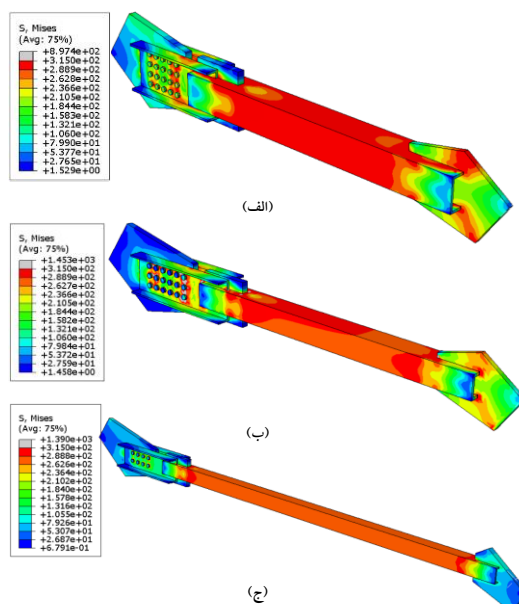
بر اساس مطالعات انجام شده توسط بوا<sup>۱</sup> و ویرزبکی<sup>۲</sup> [۲۸] و همچنین لی<sup>۳</sup> و ویرزبکی [۲۹]، سه محوریت تنش و میزان کرنش معادل پلاستیک (که در نرم افزار آباکوس با PEEQ نشان داده می شود)، دو عامل مهم در تشخیص شکست در سازه و اجزای آن می باشد. مطابق تحقیق انجام شده توسط کچباف و همکاران [۳۰]، شروع شکست در اجزا هنگامی اتفاق می افتد که میزان کرنش معادل پلاستیک در آن ها از حد ۱ فراتر رود. به همین دلیل، در این مطالعه، کرنش پلاستیک معادل به عدد ۱ محدود شد. شکل های (۱۴) و (۱۵)، کرنش معادل پلاستیک را در مدل های مجهز به مهاربندهای همگرای متداول و مدل های مجهز به میراگر اصطکاکی پیشنهادی نشان می دهند. در این شکل ها، نواحی خاکستری رنگ، نشان دهنده شکست است. نتایج نشان می دهند که مهاربندهای اصطکاکی-لغزشی دارای کرنش پلاستیک معادل کم تر از ۱ هستند یعنی هیچ گونه شکستی را تجربه نمی کنند. از سوی دیگر با دقت در نتایج کرنش پلاستیک معادل در مهاربندهای همگرای متداول می توان دریافت که این مهاربندها به صورت میانگین در تغییر شکل محوری؛ شکست و گسیختگی را تجربه می کنند. در واقع می توان این گونه بیان نمود که به دلیل وقوع شکست و گسیختگی در مهاربندهای همگرای متداول در تغییر شکل محوری کم تر و همچنین عدم وقوع شکست و گسیختگی در مهاربندهای اصطکاکی-لغزشی، مقایسه های انجام شده در این مطالعه محافظه کارانه بوده و میزان اتلاف انرژی در مهاربندهای همگرای متداول کم تر از مقدار بیان شده در این تحقیق است.



شکل ۱۲- تنش فون میسز مدل های مهاربندی همگرای متداول:

الف) مقطع 330×28 ب) مقطع 250×30

ج) مقطع 140×12



شکل ۱۳- تنش فون میسز مدل های مجهز به میراگر اصطکاکی-لغزشی

پیشنهادی: الف) مقطع 330×28 ب) مقطع 250×30

ج) مقطع 140×12

<sup>1</sup> Bao  
<sup>2</sup> Wierzbicki  
<sup>3</sup> Lee

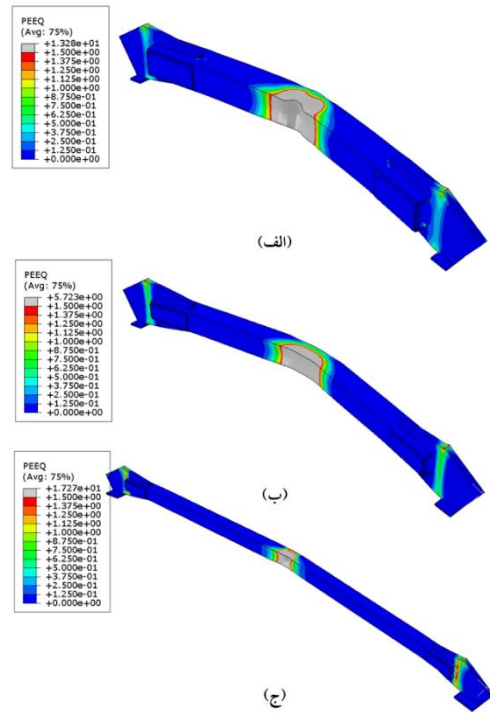
## ۷- نتیجه گیری

در این مطالعه با هدف جلوگیری از کماتش مهاربند در حالت فشاری، افت در مقاومت و سختی و ایجاد آسیب‌های سازه‌ای، یک میراگر اصطکاکی-لغزشی جدید معرفی گردید. جهت ارزیابی عملکرد میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی و مقایسه آن با سیستم مهاربندی همگرای متداول، سه مقطع مهاربندی جعبه‌ای با ابعاد مختلف، یک بار به صورت میراگر اصطکاکی-لغزشی و یک بار به صورت مهاربند متداول طراحی و در نرم افزار آباکوس شبیه‌سازی شدند. هر شش مدل تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته و نمودار هیستریزس و مقدار اتلاف انرژی آن‌ها استخراج شد. نتایج بررسی مدل‌ها به شرح زیر است:

۱- مشابه با سایر تحقیقات انجام شده، در سیستم‌های مهاربندی همگرای متداول، مهاربندها در حالت فشاری و کششی، کماتش خارج از صفحه و تسلیم‌شدگی و در نتیجه افت قابل توجه در مقاومت و سختی محوری را تجربه می‌کنند. مشابه با نتایج مطالعه ابراهیمی و میرقادی، با به کارگیری میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، هیچ‌گونه کماتش، تسلیم، اعوجاج، تغییرشکل‌های ماندگار و افت مقاومت و سختی در مهاربند و دیگر اعضای سازه رخ نمی‌دهد.

۲- به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک و تغییرشکل‌های ماندگار در سیستم مهاربندی همگرای متداول، پس از تجربه زلزله‌های متوسط و شدید نیاز به تعویض و یا تعمیر اعضای آسیب‌دیده وجود دارد که امری هزینه‌بر است. این در صورتی است که در سیستم میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، همه اعضا در حالت الاستیک خود باقی مانده و هیچ‌گونه تغییرشکل ماندگار و فرار رجاعی را تجربه نمی‌کنند.

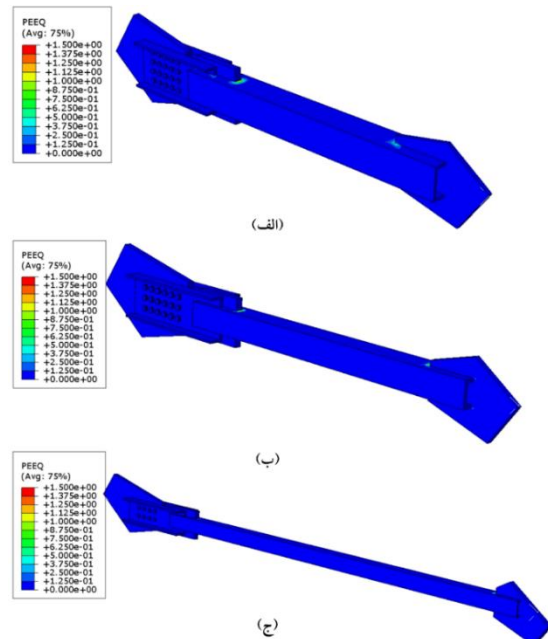
۳- مقایسه منحنی‌های هیستریزس میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی با منحنی‌های هیستریزس مهاربندهای همگرای متداول نشان می‌دهد که میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، برخلاف مهاربندهای همگرای متداول، دارای رفتار هیستریزس پایدار هستند و هیچ‌گونه افت مقاومت و سختی را تجربه نمی‌کنند. در نتیجه، میراگرهای اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی بعد از تجربه زلزله‌های شدید و متوسط نیاز به تعویض یا تعمیر ندارند و فقط لازم است که پیچ‌ها یکبار باز و مجدد بسته شوند.



شکل ۱۴- کرنش معادل پلاستیک مدل‌های مهاربندی همگرای متداول:

(الف) مقطع 250×30

(ب) مقطع 330×28



شکل ۱۵- کرنش معادل پلاستیک مدل‌های مجهز به میراگر

اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی: (الف) مقطع 330×28 (ب) مقطع 250×30

(ج) مقطع 140×12

۴- با به‌کارگیری میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی، مقدار اتلاف انرژی به‌صورت میانگین ۱۳۹/۹ درصد افزایش می‌یابد. مقدار افزایش اتلاف انرژی در اثر به‌کارگیری میراگر معرفی‌شده توسط ابراهیمی و میرقادی، برابر ۱۸۶ درصد بوده که نزدیک به مقدار به‌دست‌آمده در این مطالعه است.

۵- نتایج نشان می‌دهد که استفاده از میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی به‌جای مهاربندهای همگرای متداول در مهاربندهای با مقاطع عرضی کوچک‌تر و ضریب لاغری بزرگ‌تر، منجر به بهبود بیش‌تر ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود.

لازم به ذکر است که نتایج این مطالعه، حاصل مطالعات عددی در مقیاس عضو بر روی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی می‌باشد. بدیهی است که به‌منظور بررسی کامل و جامع عملکرد لرزه‌ای میراگر پیشنهادی، ارزیابی رفتار آن در مقیاس سازه و انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی و پوش‌اور الزامی است. همچنین انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در مقیاس عضو و سازه، به بررسی بهتر عملکرد آن کمک شایانی می‌کند.

#### ۷- پیشنهادها

جهت مطالعات آتی، موارد زیر پیشنهاد می‌گردند:

- ۱) انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در مقیاس عضو و سازه
- ۲) انجام مطالعات عددی بر روی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی در مقیاس سازه
- ۳) طراحی پیکربندی میراگر اصطکاکی-لغزشی پیشنهادی برای به‌کار بستن آن در آرایش مهاربندی ضربدری

- [14] Wu, B., Zhang, J., Williams, M.S., and Ou, J. (2005), "Hysteretic behavior of improved Pall-typed frictional dampers", *Engineering Structures*, Vol. 27(8), pp. 1258-1267.
- [15] Fitzgerald, T.F., Anagnos, T., Goodson, M., and Zsutty, T. (1989), "Slotted bolted connections in aseismic design for concentrically braced connections", *Earthquake Spectra*, Vol. 5(2), pp. 383-391.
- [16] Mualla, I.H., and Belev, B. (2002), "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *Engineering Structures*, Vol. 24(3), pp. 365-371.
- [17] Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.J., and Lacerte, M. (2008), Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134(1), pp. 96-107.
- [18] Paronesso, M., and Lignos, D.G. (2021), "Experimental study of sliding friction damper with composite materials for earthquake resistant structures", *Engineering Structures*, Vol. 248, pp. 113063.
- [19] Samani, H.R., Mirtaheri, M., and Zandi, A.P. (2015), "Experimental and numerical study of a new adjustable frictional damper", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 354-362.
- [20] Pardo-Varela, J., and De la Llera, J.C. (2015), "A semi-active piezoelectric friction damper", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 44(3), pp. 333-354.
- [21] Mirtaheri, M., Zandi, A.P., Samadi, S.S., and Samani, H.R. (2011), "Numerical and experimental study of hysteretic behavior of cylindrical friction dampers", *Engineering Structures*, Vol. 33(12), pp. 3647-3656.
- [22] Ghorbani, H.R., and Rofooei, F.R. (2020), "A novel double slip loads friction damper to control the seismic response of structures", *Engineering Structures*, Vol. 225, pp. 111273.
- [23] Ebrahimi, S., Mirghaderi, S.R., and Zahrai, S.M. (2019), "Proposed design procedure for gusset plate dimensions and force distribution at its interfaces to beam and column", *Engineering Structures*, Vol. 178, pp. 554-572.
- [24] Mualla, I.H. (2000), "Parameters influencing the behavior of a new friction damper device", In *Smart Structures and Materials Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, Vol. 3988, pp. 64-74.
- [25] Ghafouri-Nejad, A., Alirezaei, M., Mirhosseini, S.M., and Zeighami, E. (2021), "Parametric study on seismic response of the knee braced frame with friction damper", In *Structures* Vol. 32, pp. 2073-2087.
- [26] Golondrino, J.C., MacRae, G., and Clifton, C. (2012), "Behaviour of asymmetrical friction connections using different shim materials", In *Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*.
- [1] Ebrahimi, S., and Mirghaderi, S.R. (2023), "A new friction-slip brace damper to improve seismic performance of braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 207, pp. 107945.
- [2] Ebrahimi, S. (2019), "Numerical and Experimental Investigation on Load Transfer Mechanism at Brace Connection of Frames with Hollow Structural Section (HSS) and Concrete-Filled Tube (CFT) Columns", (Doctoral dissertation. University of Tehran).
- [3] Ebrahimi, S., Mirghaderi, S.R., and Zahrai, S.M. (2022), "Cyclic Behavior of SCBFs with Through-Gusset Plate Connections and Concrete-Filled Tube Columns", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 26(8), pp. 3885-3913.
- [4] Ebrahimi, S., Zahrai, S.M., and Mirghaderi, S.R. (2019), "Numerical study on force transfer mechanism in through gusset plates of SCBFs with HSS columns and beams", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, Vol. 31(6), pp. 541-558.
- [5] Fell, B.V., Kanvinde, A.M., and Deierlein, G.G. (2010), "Large-Scale testing and simulation of earthquake-induced ultra low cycle fatigue in bracing members subjected to cyclic inelastic buckling", *University of California, Davis*.
- [6] Pall, A.S., and Marsh, C., Fazio, P. (1980), "Friction joints for seismic control of large panel structures", *Journal of Prestressed Concrete Institute*, Vol. 25(6), pp. 38-61.
- [7] Pall, A.S., and Marsh, C. (1981), "Friction-damped concrete shearwalls", *Journal Proceedings*, vol. 78, No. 3, pp. 187-193.
- [8] Pall, A.S., and Marsh, C. (1982), "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division*, Vol. 108(6), pp. 1313-1323.
- [9] Pall, A.S. and Pall, R. (1996), "June. Friction-dampers for seismic control of buildings—a Canadian experience", In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*.
- [10] Pall, A.S., and Pall, R. (1993), "March. Friction-dampers used for seismic control of new and existing buildings in Canada", In *Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, pp. 675-686.
- [11] Pall, A., Vezina, S., Proulx, P., and Pall, R. (1993), "Friction-dampers for seismic control of Canadian space agency headquarters", *Earthquake Spectra*, Vol. 9(3), pp. 547-557.
- [12] Vezina, S., Proulx, P., Pall, R., and Pall, A. (1992), "Friction-dampers for aseismic design of Canadian Space Agency", In *10th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 4123-4128.
- [13] Pall, A.S. (1983), "Friction devices for aseismic design of buildings", In *4th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, pp. 475-484.

- [27] Fell, B.V. (2008), "Large-scale testing and simulation of earthquake-induced ultra low cycle fatigue in bracing members subjected to cyclic inelastic buckling", University of California, Davis.
- [28] Bao, Y., and Wierzbicki, T. (2004), "On fracture locus in the equivalent strain and stress triaxiality space", International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 46(1), pp. 81-98.
- [29] Lee, Y.W., and Wierzbicki, T. (2004), "Quick fracture calibration for industrial use", Massachusetts Institute of Technology, Impact and Crashworthiness Laboratory Report, (115).
- [30] Al Kajbaf, A., Fanaie, N., and Najarkolaie, K.F. (2018), "Numerical simulation of failure in steel posttensioned connections under cyclic loading", Engineering Failure Analysis, Vol. 91, pp. 35-57.
- [31] Gugerli, H., and Goel, S.C. (1980), "LARGE SCALE TESTS FOR THE HYSTERESIS BEHAVIOR OF INCLINED BRACING MEMBERS I II".
- [32] Zayas, V.A., Popov, E.P., and Mahin, S.A. (1980), "Cyclic inelastic buckling of tubular steel braces. University of California", Earthquake Engineering Research Center.



http://journaliss.ir

# مهارند کمانش تاب طول کوتاه با غلاف مسلح به الیاف پلیمری کربن

سید علی رضوی طباطبایی<sup>\*۱</sup>

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

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

## چکیده

مهارندهای کمانش تاب به دلیل داشتن شکل پذیری بالا و عملکرد تقریباً یکسان در حالت های کششی و فشاری، از سیستم های مرسوم در کشورهای پیشرفته هستند. یکی از قابلیت های مهم این نوع مهارندها، انعطاف در انتخاب طول هسته مهارند است. مزیت تغییر در طول مهارند این است که امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت را فراهم می کند. در این پژوهش، از الیاف پلیمری کربن به عنوان یک نوع غلاف جایگزین غلاف فولادی در مهارند کمانش تاب طول کوتاه استفاده شده است. در جزئیات پیشنهادی، مهارند کمانش تاب طول کوتاه مانند یک میراگر فلزی در انتهای مهارند در قاب قرار می گیرد. قسمت الاستیک به گونه ای طراحی شده است که با لحاظ نمودن یک ضریب اطمینان، در کشش تسلیم نشود و در فشار هم کمانش کلی در کل مهارند رخ ندهد. با کاهش طول مهارند کمانش تاب، سختی آن افزایش یافته و سختی بعد از تسلیم مهارند نیز به طور قابل توجهی بیش تر از مهارند کمانش تاب معمولی می شود. برای ارزیابی عملکرد این مهارند، دو نوع آزمایش انجام شده است. در آزمایش اول، یک نمونه مهارند کمانش تاب طول کوتاه با غلاف بتنی و الیاف پلیمری کربن تحت بارگذاری تک محوری قرار گرفته است. در آزمایش دوم، یک نمونه مهارند کامل با قطعه کمانش تاب و ادامه آن تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهد که استفاده از الیاف پلیمری کربن به جای غلاف فولادی باعث تسهیل پیش ساختگی این نوع مهارندها و حصول رفتار لرزه ای و جذب انرژی مناسب در این نوع مهارندها می شود.

## واژگان کلیدی

مهارند کمانش تاب با طول کوتاه، لایه های الیاف پلیمری کربن، آزمایش چرخه ای

## Reduced Length Buckling-Restrained with Carbon Fiber Reinforced Polymer Encasing

S.A. Razavi

### Abstract

Buckling restrained braces (BRBs) have gained significant popularity in advanced engineering due to their high ductility and nearly identical behavior under tension and compression. A key advantage of BRBs lies in the flexibility to adjust the length of the brace core, allowing for independent selection of stiffness and strength. In this research, carbon fiber reinforced polymer (CFRP) is employed as an alternative to steel encasing in reduced length buckling restrained braces. The proposed design incorporates the reduced length BRB as a metallic damper at the end of the brace within the frame. The elastic portion is designed to remain elastic under tension with a safety factor and to prevent overall buckling under compression. By reducing the length of the BRB, its stiffness increases, and the post-yield stiffness becomes significantly higher compared to conventional BRBs. To evaluate the performance of this brace, two types of tests were conducted. In the first test, a reduced length BRB specimen with a concrete encasing and CFRP was subjected to a uniaxial load. In the second test, a complete brace specimen with a short buckling restrained portion and the rest of brace was subjected to cyclic loading. The results demonstrate that using CFRP instead of steel encasing facilitates the prefabrication of these braces and leads to desirable seismic behavior and proper energy dissipation.

### Keywords

Reduced Length Restrained Braces, Carbon Fiber Reinforced Polymer Layers, Cyclic Testing



و عملکرد مطلوب مهاربندهای کمانش تاب به صورت آزمایشگاهی بررسی نمودند. نمونه‌های آزمایش شده دارای هسته فولادی A36 با مقطع نبشی متقارن  $150 \times 50 \times 6.25$  L به طول  $2430$  mm می‌باشد که با قوطی  $100 \times 100 \times 6.25$  ساخته شده از جنس FRP به طول  $1830$  mm پوشش داده شده است. استفاده از قوطی‌های FRP به جای قوطی فولادی باعث کاهش وزن و سهولت در اجرا شده است. نبشی (هسته) در گوشه قوطی قرار گرفته و در نهایت مجموعه با دو لایه عرضی الیاف GFRP دورپیچ می‌شود. انتخاب الیاف شیشه به دلیل مزیت اقتصادی آن بوده است. روی نبشی با لایه سیلیکونی به ضخامت  $0.8$  mm دورپیچ شده است، تا هسته بتواند جداگانه نسبت به غلاف تغییر شکل دهد. وزن کل غلاف به اندازه خود هسته است. نتایج این تحقیق نشان داد انتهای نبشی در نزدیکی اتصال به جک بارگذاری به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در محلی که قوطی FRP ختم شده، دچار چرخش شده است. همچنین مد خرابی فشاری از کمانش کلی به جاری شدن در محل مفصل پلاستیک در کناره اتصال تبدیل شده است. با تشکیل مفصل پلاستیک یک نیروی افزاینده‌ای در پوشش FRP رخ می‌دهد که باعث پارگی در ناحیه انتهایی پوشش شده است. به دلیل ضعف جزئیات بندی، نمونه پیشنهاد شده توسط **دوسیچکا** و **همکاران** نتوانسته است رفتار یک مهاربند کمانش تاب متعارف را به جای بگذارد.

#### ۱-۲- انگیزه پژوهش

در مهاربندهای کمانش تاب متداول غلاف، اکثر طول هسته را پوشش می‌دهد، اما می‌توان غلاف را صرفاً بر روی طول محدودی از مهاربند در نظر گرفت. در مهاربند پیشنهادی در این پژوهش، قسمت تسلیم‌شونده به یک انتهای مهاربند هدایت شده و غلاف بر روی آن قرار می‌گیرد. در طرح پیشنهادی مدنظر است که مهاربند کمانش تاب طول کوتاه، مانند یک میراگر فلزی در انتهای مهاربند در مجموعه قاب قرار گیرد. قسمت الاستیک به نحوی طراحی می‌شود که با لحاظ نمودن ضریب اطمینان، در اثر بروز حداکثر نیروهای مورد انتظار در هسته، قسمت کمانش تاب در کشش دچار تسلیم نشده و در فشار نیز کل مهاربند کمانش نکرده و دچار تسلیم نشود. در مجموعه مهاربند، هسته عنصر کنترل‌شونده توسط تغییر مکان<sup>۶</sup> و ادامه مهاربند عضو کنترل‌شونده توسط نیرو<sup>۷</sup> می‌باشد. کاهش طول مهاربند کمانش تاب مزایای

اعضای مهاربندی در طول عمر یک سازه با نیروهای کششی و فشاری مواجه می‌شوند، اما مسئله اصلی در این المان‌ها، وقوع کمانش در مواجهه با نیروهای فشاری می‌باشد. مهاربندهای کمانش تاب (BRB)<sup>۱</sup> با توجه به شکل‌پذیری بالا و رفتار تقریباً یکسان در کشش و فشار، دارای نمودار چرخه‌ای پایدار هستند و همچنین مدت‌ها است که در کشورهای پیشرفته دنیا به کار گرفته می‌شود. یکی از بهبودها بر روی این سیستم، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب با طول کم‌تر نسبت به نوع متعارف این سیستم است. منحصربه‌فردترین مزیت این روش امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت است. از دیگر مزیت‌های کاهش طول قسمت کمانش تاب، می‌توان به مواردی از قبیل کاهش هزینه ساخت، انعطاف در موقعیت نصب و افزایش سختی پس از تسلیم اشاره کرد [۱-۳].

مهاربندهای کمانش تاب از یک هسته مرکزی فولادی و پوشش پیرامونی از مصالح بتن یا فولاد تشکیل یافته‌اند. این هسته به گونه‌ای طراحی می‌شود که عضو فشاری و کششی هم‌زمان به مرحله تسلیم برسد. برای جلوگیری از کمانش در فشار، هسته فولادی درون یک پوشش یا غلاف قرار می‌گیرد. مهاربندهای کمانش تاب دارای نقاط ضعف متعددی نیز هستند که از جمله آن‌ها می‌توان به اضافه مقاومت محدود، تغییر شکل‌های ماندگار زیاد و تمرکز تغییر مکان نسبی زیاد در برخی طبقات اشاره نمود [۱].

#### ۱-۱- پیشینه پژوهش

پژوهش‌های آزمایشگاهی درباره استفاده از پوشش‌های الیاف پلیمری (FRP)<sup>۲</sup> در مهاربندهای کمانش تاب انجام شده است. در سال ۲۰۱۸ **رضوی** و **همکاران** به امکان‌سنجی استفاده از لایه‌های الیاف پلیمری کربن (CFRP)<sup>۳</sup> به جای پوشش فلزی در مهاربندهای کمانش تاب پرداختند [۴]. در این پژوهش استفاده از لایه‌های الیاف پلیمری کربن به عنوان پوشش مهاربندهای کمانش تاب با طول کوتاه (RLBRB)<sup>۴</sup> به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت و پس از معرفی و ذکر مزیت‌های این روش، نتایج آن ارائه شد.

**دوسیچکا**<sup>۵</sup> و **همکاران** [۵ و ۶] طی تحقیقی تقویت و بهبود رفتار اعضای فولادی لاغر به صورت درجا را با بهره‌گیری از ایده

<sup>۶</sup> Displacement-Controlled

<sup>۷</sup> Force-Controlled

<sup>۱</sup> Buckling Restrained Braces

<sup>۲</sup> Fiber Reinforced Polymer

<sup>۳</sup> Carbon Fiber Reinforced Polymer

<sup>۴</sup> Reduced Length Restrained Braces

<sup>۵</sup> Dusicka



$$A_c \geq \frac{P_{II}}{\phi F_{yc}} \quad (2)$$

نیروی محوری ایجادشده در مهاربند تحت ترکیب بارهای متعارف است.

به‌عنوان یک فرض اولیه انتخاب  $\alpha$  مابین  $0/2$  و  $0/3$  و  $\gamma$  در حدود  $0/15$  تا  $0/25$  مناسب است. بر حسب انتخاب مقادیر مختلف  $\alpha$  و  $\gamma$  پیشنهادشده، سختی معادلی ( $K_{eq}$ ) بین  $2/1$  تا  $3/2$  برابر ( $K_{core}$ ) ایجاد می‌شود.

بر اساس ملاحظات خستگی هسته ورق تخت و غیرصلیبی انتخاب می‌شود. نسبت عرض به ضخامت هسته بر اساس توصیه ضوابط لرزه‌ای بهتر است شرایط فشرده لرزه‌ای را برآورده نماید. انتخاب نسبت عرض به ضخامت بین  $6$  تا  $8$  بر اساس یافته‌های ایواتا<sup>2</sup> و همکاران توصیه می‌شود [9].

پس از تعیین مقادیر تغییرمکان نسبی طبقات ( $\Delta w$ ) بر اساس تحلیل الاستیک با ضرب ضریب تشدید تغییرمکان ( $C_d$ )، تغییرمکان واقعی طبقات محاسبه می‌شود. مقدار ضریب تشدید تغییرمکان در سیستم پیشنهادی نسبت به سیستم مهاربندی کمانش‌تاب متداول کم‌تر است، اما در غیاب آن می‌توان اعداد پیشنهادی آیین‌نامه‌ای که محافظه‌کارانه هستند ( $5$  یا  $5/5$ ) را استفاده نمود.

$$\Delta_m = C_d \Delta_w \quad (3)$$

در صورت عدم کفایت مهاربند انتخابی در کنترل تغییرمکان می‌توان طول هسته را کاهش داد. در صورتی که کاهش طول میسر نباشد، باید سطح مقطع هسته را افزایش داد. به‌عنوان یک توصیه کلی در روند طراحی، بهتر است سعی شود تغییرمکان نسبی تمامی طبقات تقریباً برابر باشند. به‌منظور یکسان‌سازی توزیع تغییرمکان جانبی در ارتفاع ساختمان می‌توان طول و مساحت هسته را تغییر داد. بر اساس تغییرمکان واقعی طبقه، تغییرمکان واقعی مهاربند از رابطه (4) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_b = \Delta_m \cos \theta \quad (4)$$

که در آن ( $\theta$ ) زاویه مهاربند با افق می‌باشد. کرنش و تغییرشکل محوری هسته قطعه کمانش‌تاب با استفاده از رابطه (5) تعیین می‌شود.

$$\varepsilon_c = [C_d \Delta_{bw} - \gamma R_y \left(\frac{F_{ySc}}{E}\right) (1 - \alpha) L] \frac{1}{L_c} \quad (5)$$

در رابطه فوق عبارت اول داخل کروشه، کل تغییرشکل محوری مهاربند کمانش‌تاب متناظر با زلزله طرح است. عبارت دوم داخل کروشه، تغییرشکل قسمت الاستیک مهاربند در باری متناظر با تسلیم قطعه تسلیم‌شونده مهاربند (RLBRB) است. با

متعددی در پی دارد. در طراحی و تناسب‌بندی سازه‌ها امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت، مطلوبیت زیادی دارد. در مهاربند کمانش‌تاب می‌توان به‌منظور تنظیم مقاومت، سطح مقطع و جهت تنظیم سختی، طول را تغییر داد. یکی از معایب سیستم‌های مهاربند کمانش‌تاب متداول، سختی پس‌ازتسلیم کم آن‌ها است که می‌تواند منجر به تغییر مکان‌های حداکثر و ماندگار شود [2]. در صورت کاهش طول مهاربند کمانش‌تاب به دلیل افزایش سختی این قطعه، سختی بعد از تسلیم مهاربند نسبت به مهاربند کمانش‌تاب متداول افزایش می‌یابد. در مطالعات آزمایشگاهی صورت‌گرفته توسط ترمبلی<sup>1</sup> و همکاران [7] و مطالعات اجزای محدود صورت‌گرفته توسط رضوی و همکاران [8] نیز افزایش سختی پس از تسلیم مهاربند کمانش‌تاب با کاهش طول قسمت تسلیم‌شونده به اثبات رسیده است.

در این پژوهش با انجام آزمایش بر روی این نوع از مهاربند، با استفاده از پوشش‌های الیاف پلیمری کربن به‌جای غلاف فولادی رفتار لرزه‌ای مطلوب و جذب انرژی بالاتر نسبت به مهاربند با غلاف فولادی مشاهده شد.

## ۲- مبانی طراحی

به‌منظور طراحی مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه باید مراحل زیر به ترتیب طی شود. لازم به ذکر است که روند طراحی در بیش‌تر موارد به‌صورت سعی و خطا در ابعاد می‌باشد.

مهاربند معادل، عضوی با سطح مقطع هسته و طولی برابر با طول کل مهاربند است. برای اصلاح سختی این مهاربند لازم است طبق رابطه (1) با انتخاب ضرایب فرضی برای ضرایب اصلاح ( $\alpha$ ) و ( $\gamma$ ) که به ترتیب برابر  $(L_c/L)$  و  $(A_c/A)$  هستند، محاسبه شود.

$$K_{eq,core} = \frac{1}{\alpha - \alpha\gamma + \gamma} K_{core} \quad (1)$$

در رابطه فوق ( $L_c$ ) و ( $A_c$ ) به ترتیب طول و مساحت هسته و ( $L$ ) طول کل مهاربند و ( $A$ ) مساحت قسمت خارج از هسته است. در تعیین سختی از رابطه (1) مشخصات ورق اتصال و نواحی انتقالی مشابه قسمت الاستیک انتخاب شده است که فرضی منطقی می‌باشد. در صورت نیاز به تدقیق سختی مهاربند معادل، می‌توان ضریب افزایش سختی متناسب با جزئیات ناحیه انتقالی و ورق اتصال را در سختی کل مهاربند ضرب نمود. ضریب اصلاح مربوط به ناحیه انتقالی و ورق اتصال معمولاً عددی بین  $1/1$  تا  $1/5$  می‌باشد. پس از مدل‌سازی و طراحی سازه بر اساس نیروهای تحت ترکیبات بارگذاری متعارف، مساحت هسته از رابطه (2) به‌دست می‌آید.

<sup>2</sup> Iwata

<sup>1</sup> Tremblay



### ۳- روند تست‌ها و جزئیات نمونه‌ها

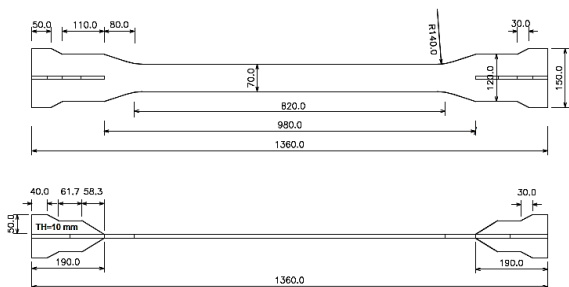
جهت درک بهتر از عملکرد مهاربند کمانش‌تاب با طول کوتاه دو نمونه ساخته و دو نوع آزمایش متفاوت انجام شده است. نمونه اول شامل یک نوع مهاربند کمانش‌تاب با طول کوتاه است که تحت آزمایش تک‌محوری قرار گرفته است.

در نمونه اول، غلاف از نوع بتنی و با پوشش الیاف پلیمری کربن در نظر گرفته شده است. با توجه به قرارگیری حجم وسیع بتن محصورشده توسط این الیاف و قابلیت آن در محصورنمودن هسته، انتظار می‌رود با توجه به نیروی عمود بر سطح زیاد هسته در مهاربند کمانش‌تاب با طول کوتاه، این نوع غلاف کارایی مناسبی داشته باشد.

در نمونه دوم به منظور بررسی رفتار یک مهاربند کامل، قطعه کمانش‌تاب در امتداد یک قطعه مهاربندی الاستیک با طول کوتاه و ادامه آن مورد آزمایش رفت و برگشتی قرار گرفته است.

### ۳-۱- جزئیات نمونه اول

هسته مهاربند در قسمت میانی از یک مقطع با پهنای ۷۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر تشکیل شده است. شکل (۱) نمای از کنار و از بالای هسته را نشان می‌دهد.



شکل ۱- جزئیات هسته مهاربند کمانش‌تاب با غلاف بتنی با پوشش الیاف پلیمری کربن

هسته از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به دو صفحه انتهایی ۳۰۰ میلی‌متر در ۳۰۰ میلی‌متر با ضخامت ۳۰ میلی‌متر مطابق شکل (۲) متصل می‌شود و صفحات انتهایی توسط شش پیچ M22 پر مقاومت به صفحات بالایی و پایینی دستگاه تک‌محوری وصل می‌گردد.

کم کردن عبارت دوم از عبارت اول، تغییر شکل قطعه تسلیم شونده محاسبه و با تقسیم آن بر طول همان قطعه، کرنش هسته قطعه RLBRB محاسبه می‌شود. طول هسته پیش‌تر بر اساس پارامتر  $\alpha$  فرض شده است. کنترل طول هسته از رابطه (۶) با لحاظ نمودن بحرانی‌ترین پروتکل بارگذاری ASCE 7-22 [۱۰] و پروتکل AISC 341-22 [۱۱] انجام می‌پذیرد.

با توجه به این که در مهاربندهای کمانش‌تاب در حالت استفاده از هسته با طول کوتاه، پدیده خستگی چرخه پایین موضوعیت پیدا می‌کند، رابطه زیر برای جلوگیری از وقوع این نوع خستگی توسعه داده شده است.

$$L_c \geq \frac{\lambda^{rel}}{e f} \Delta_{bm} \quad (6)$$

که در آن  $(c)$  و  $(e'f)$  به ترتیب ضریب توانی شکل‌پذیری خستگی و ضریب شکل‌پذیری خستگی در رابطه خستگی کم‌چرخه هستند که بر اساس آزمایش خستگی بر روی نمونه‌های فولادی توسط کافین‌منسن<sup>۱</sup> [۱۲] پیشنهاد شده است. ضرایب تکرار چرخه‌ای است که بر اساس الگو و تعداد تکرار بارهای چرخه‌ای به دست می‌آید. در صورتی که طول قسمت تسلیم‌شونده کافی نباشد، بروز گسیختگی کم‌چرخه محتمل است و باید طول هسته افزایش یافته و پارامتر  $\alpha$  بروزسانی شده و طراحی از گام دوم تکرار شود.

حداکثر بار محوری مورد انتظار که طبق AISC 341-22 [۱۱] به مقاومت محوری تطبیق یافته نام‌گذاری شده است، از روابط (۷) و (۸) تعیین می‌شود.

$$P_{abs,T} \geq \omega R_y P_{ysc} \quad (7)$$

$$P_{abs,C} \geq \beta \omega R_y P_{ysc} \quad (8)$$

که در آن ضرایب  $(\omega)$  و  $(\beta)$  به ترتیب ضریب اصلاح سخت‌شوندگی کرنش و ضریب اصلاح مقاومت فشاری هستند. نکته حائز اهمیت آن است که ضرایب  $(\omega)$  و  $(\beta)$  در مهاربند پیشنهادی به دلیل پدیده سخت‌شوندگی کرنشی و تراز بالاتر کرنش‌ها نسبت به مهاربندهای کمانش‌تاب متداول بالاتر است. این ضرایب بر اساس نتایج آزمایش صورت‌گرفته بر روی مهاربند کمانش‌تاب با طول کوتاه و پوش منحنی هیستریزس قابل استخراج است. در غیاب وجود آزمایش، لحاظ نمودن ضریب  $1/8$  برای  $\omega$  و  $1/3$  برای  $\beta$  پیشنهاد می‌شود.

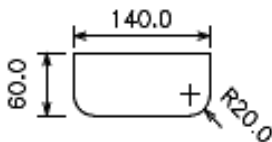
<sup>1</sup> Coffin-Manson

است. بافت ظاهری الیاف مورد استفاده در شکل (۴) نشان داده شده است.



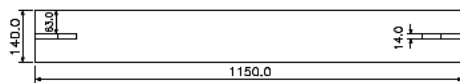
شکل ۴- بافت ظاهری الیاف پلیمری کربن مورد استفاده در غلاف مهاربند کامانش تاب

مقطع هر یک از قطعات بتنی مستطیلی به پهنای ۱۴۰ میلی‌متر و ارتفاع ۶۰ میلی‌متر است. کنج‌های بیرونی قطعه که با الیاف پوشیده خواهد شد، به‌منظور تأثیر بهتر محصورکنندگی الیاف با شعاع ۲۰ میلی‌متر گرد می‌شود. جزئیات مقطع و نمای غلاف بتنی در شکل (۵) نشان داده شده است.

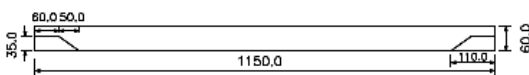


شکل ۵- مقطع قالب مورد نیاز برای ساخت غلاف پیش‌ساخته بتنی

طول غلاف با در نظر گرفتن فاصله طولی مورد نیاز بین هسته و غلاف و عدم اتکای انتهای غلاف به لبه سخت‌کننده ۱۱۵۰ میلی‌متر انتخاب می‌شود. شکل (۶) نمای از بالا و نمای جانبی غلاف بتنی را نشان می‌دهد. نحوه استقرار غلاف نسبت به هسته و صفحات انتهایی در شکل (۷) و مقطع غلاف در شکل (۸) نشان داده شده است.

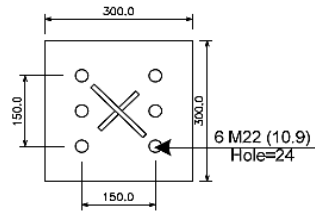


الف) نمای از بالا



ب) نمای از کنار

شکل ۶- جزئیات غلاف نمونه کامانش تاب با غلاف بتنی



شکل ۲- جزئیات صفحه انتهایی مهاربند کامانش تاب با غلاف بتنی

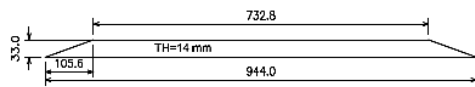
در مهاربندهای کامانش تاب متداول، مصالح پرکننده غلاف معمولاً دارای رده مقاومتی ۵۰ مگاپاسکال و بالاتر هستند. مقاومت بتن بر روی میزان ترک‌خوردگی، سختی سطحی و مدول الاستیسیته آن تأثیرگذار است [۹]. با توجه به دامنه‌های کرنشی بالا و نیروی عمود بر سطح زیادی که از طرف هسته به غلاف بتنی وارد می‌شود، در این نمونه طرح اختلاط برای دستیابی به بتنی با مقاومت مشخصه ۲۸ روزه نمونه مکعبی ۵۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مشاهدات متعدد حاکی از آن است که در غلاف‌های متداول بتنی، خردشدگی موضعی بتن غلاف به‌خصوص در دو انتها رخ داده است، که این خود از معایب مهاربندهای کامانش تاب متداول است [۱۳]. با توجه به محدود بودن هندسه و حجم غلاف، برای جلوگیری از بروز شکست در بتن، در یک طرح ابداعی، در غلاف‌های بتنی این تحقیق، از مفتول‌های فولادی به‌منظور افزایش سختی سطحی و همچنین افزایش مقاومت کششی موضعی بتن استفاده شده است. شکل (۳) نمونه‌ای از فیبرهای مصرفی را نشان می‌دهد.



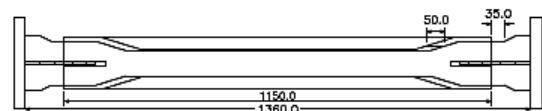
شکل ۳- نمونه فیبر مورد استفاده در طرح اختلاط بتن

الیاف مورد استفاده در این نمونه از پلیمر کربن و با وزن واحد سطح  $200 \text{ (gr/m}^2\text{)}$  بوده و ضخامت اسمی آن برابر ۱۷۶ میلی‌متر به‌ازای هر لایه می‌باشد. لازم به ذکر است وزن واحد سطح الیاف از ضرب چگالی در ضخامت آن حاصل می‌شود. مقاومت کششی نهایی الیاف پلیمری کربن مورد استفاده برابر  $4116 \text{ (MPa)}$ ، مدول الاستیسیته آن برابر  $240 \text{ (GPa)}$  و کرنش گسیختگی آن  $1/72\%$

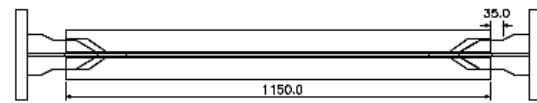
به منظور تأمین فاصله مورد نیاز بین هسته و غلاف از دو پرکننده فولادی استفاده می‌شود. استفاده از پرکننده فولادی علاوه بر دارابودن استحکام کافی باعث تنظیم دقیق‌تر فاصله بین هسته و غلاف می‌شود. ضخامت این پرکننده‌ها ۱۴ میلی‌متر انتخاب شده است. شکل (۹) جزئیات پرکننده بر روی غلاف را نشان می‌دهد. طراحی غلاف متأثر از حالت‌های مختلف حدی است که در جدول (۱) مشخصات آن آورده شده است.



شکل ۹- جزئیات پرکننده فولادی بر روی غلاف‌های بتنی

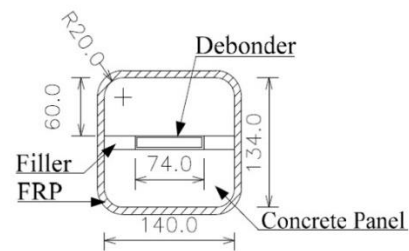


الف) نمای از بالا



ب) نمای از کنار

شکل ۷- نحوه استقرار غلاف نسبت به هسته نمونه کمانش‌تاب با غلاف بتنی



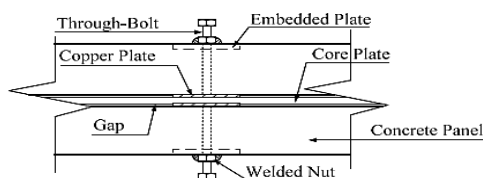
شکل ۸- مقطع کل غلاف

جدول ۱- معیارهای طراحی غلاف بتنی با پوشش CFRP (نمونه اول)

حالت حدی	واحد	تقاضا	ظرفیت	لایه CFRP	ضخامت کلی لایه (mm)
پایداری کلی مهاربند	-	3.5	7.01	۱ لایه طولی	۱۷۶
نیروی هم‌آور*	kN	81.81	121.86	۲ لایه عرضی	۳۵۲
خمش کلی غلاف	kN-m	2.4	13.37	۲ لایه طولی	۳۵۲
خمش موضعی طولی	kN-m	1.00	2.78	۱ لایه طولی	۱۷۶
خمش موضعی عرضی	kN-m	0.98	1.52	۳ لایه عرضی	۵۲۸

\*Clamping Force

سیستم نگهدارنده نمونه اول در شکل (۱۰) و نمای مهاربند سرهم‌بندی شده در شکل (۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۱۰- سیستم نگهدارنده غلاف بر روی هسته در غلاف بتنی

در جدول فوق منظور از لایه طولی در راستای طول مهاربند و لایه عرضی عمود بر محور مهاربند می‌باشد. همچنین نیروی هم‌آور نیرویی است که توسط الیاف CFRP واقع در جداره غلاف تأمین شده و مانع از جداسدن دو قطعه بتنی مهاربند در راستای عمود بر صفحه قطعات می‌شود و از تقسیم آن بر مساحت الیاف، تنش هم‌آور حاصل می‌شود.

### ۳-۲- ساخت نمونه اول

برای قالب‌بندی قطعات غلاف از دو پانل MDF به پهنای ۱۴۰ میلی‌متر و ارتفاع ۶۰ میلی‌متر استفاده شده است. این دو قطعه با تعبیه دو پرکننده فولادی در کناره‌های آن و ساندویچ کردن هسته، مجموعه غلاف را تشکیل می‌دهد. جزئیات به کاررفته برای

### ۳-۲-۱- پروتکل بارگذاری نمونه اول

با فرض قابی با ارتفاع ۳ متر و طول ۵ متر و الگوی مهاربند ۸ شکل، تغییرمکان محوری کل مهاربند در نسبت تغییرمکان جانبی ۱/۵ درصد برابر است با ۲۸/۸ میلی‌متر با فرض مقطع Pipe 150×10 برای قسمت الاستیک، تغییرمکان خالص تجربه‌شونده توسط قطعه کمانش‌تاب برابر است با ۲۸/۱۵ میلی‌متر. بر این مبنا جدول (۲) جزئیات پروتکل بارگذاری را نشان می‌دهد.

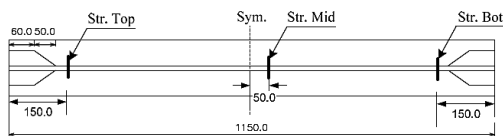


شکل ۱۱- اجرای پوشش الیاف پلیمری کربن بر روی نمونه کمانش‌تاب با غلاف بتنی

جدول ۲- پروتکل بارگذاری نمونه اول مهاربند کمانش‌تاب با غلاف بتنی

دامنه چرخه	واحد	$\Delta_{by}$	$0.5\Delta_{bm}$	$\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2\Delta_{bm}$
تعداد چرخه	-	2	2	2	2	2
دریافت طبقه ( $\Delta/h$ )	%	0.07	0.75	1.50	2.25	3
جابه‌جایی طبقه ( $\Delta_m$ )	mm	2.1	22.5	45.0	67.5	90
جابه‌جایی RLBRB ( $\Delta_{rb}$ )	mm	1.35	13.80	28.15	42.46	56.3
$\epsilon_c$	%	0.16	1.68	3.43	5.18	6.86
$\eta = \sum \Delta pl / \Delta y$	-	-	74	232	475	843

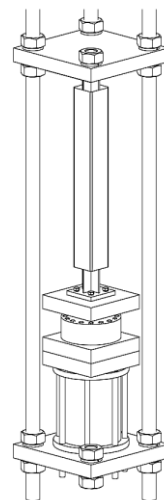
به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان‌های ایجادشده هشت عدد LVDT و همچنین شش عدد کرنش‌سنج بر روی الیاف پلیمری کربن نصب شده است. این کرنش‌سنج‌ها در جداره غلاف نصب شده‌اند و معرف تنش‌های هم‌آور دو غلاف هستند. جدول (۳) مشخصات ادوات اندازه‌گیری را نشان می‌دهد. شکل (۱۳) موقعیت کرنش‌سنج‌ها و شکل (۱۴) نمونه‌ای از کرنش‌سنج‌های نصب‌شده روی غلاف را نشان می‌دهد.



شکل ۱۳- موقعیت کرنش‌سنج‌های واقع در جداره غلاف بتنی با پوشش الیاف پلیمری کربن

### ۳-۲-۲- نصب و انجام آزمایش تک‌محوری

شکل (۱۲) نحوه استقرار نمونه در سامانه انجام آزمایش را نشان می‌دهد.

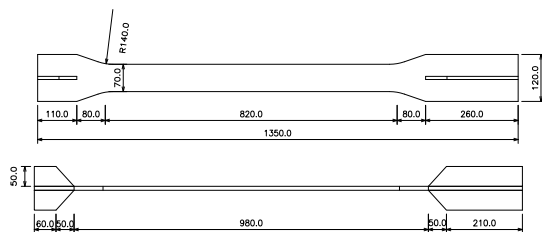


شکل ۱۲- سامانه انجام آزمایش نمونه اول کمانش‌تاب با غلاف بتنی

جدول ۳- مشخصات کرنش سنج‌های نصب شده بر روی نمونه اول با غلاف بتنی

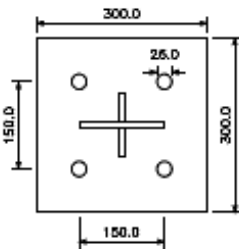
موقعیت	هدف	کرنش سنج
پایین	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.1
وسط	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.2
بالا	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.3
پایین	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.4
وسط	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.5
بالا	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف	STR.6

هسته مهاربند مشابه نمونه اول در قسمت میانی از یک مقطع با پهنای ۷۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر تشکیل شده است. شکل (۱۶) نمای از کنار و از بالای هسته را نشان می‌دهد



شکل ۱۶- جزئیات هسته مهاربند کمانش تاب با غلاف بتنی با پوشش الیاف پلیمری کربن (نمونه دوم)

مشابه جزئیات قبلی، هسته از طریق جوش شیار با نفوذ کامل به یک صفحه انتهایی (شکل ۱۷)) متصل می‌شود و صفحات انتهایی توسط چهار پیچ M24 پرمقاومت از رده ۱۲.۹ به مفصل انتهایی در یک سمت و صفحه انتهایی لوله در سمت دیگر متصل می‌گردد.



شکل ۱۷- جزئیات صفحه انتهایی مهاربند کمانش تاب با غلاف بتنی (نمونه دوم)

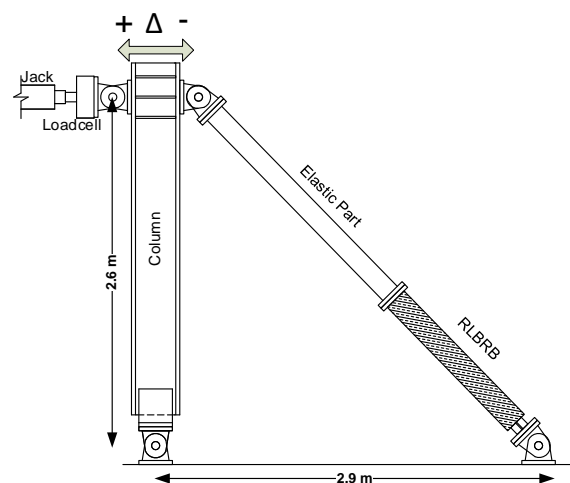
غلاف از دو قطعه بتنی به پهنای ۱۴۰ میلی‌متر و ارتفاع ۸۰ میلی‌متر تشکیل شده است، که در نهایت پس از قرارگیری به حالت ساندویچی یک مستطیل ۱۷۳/۵ میلی‌متر در ۱۴۰ میلی‌متر را تشکیل می‌دهد. شکل (۱۸) مقطع غلاف را نشان می‌دهد.



شکل ۱۴- نمونه اول کمانش تاب با غلاف بتنی در سامانه انجام آزمایش تک محوری

### ۳-۳- جزئیات نمونه دوم

به منظور بررسی رفتار یک مهاربند کامل، شامل قطعه کمانش تاب با طول کوتاه و قطعه الاستیک آن مورد آزمایش رفت و برگشتی قرار گرفته است. نمای کلی این نمونه در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۵- نمای جانبی کلی نمونه دوم (مهاربند کامل)

طراحی لوله مشتمل بر لحاظ کردن معیارهای کنترل تیرستونی و کمانش کلی است. با انتخاب لوله به قطر ۱۵۰ میلی متر و ضخامت ۱۰ میلی متر ضریب اطمینان برای پایداری کلی مهاربند (رابطه واتاناب<sup>۱</sup>) برابر ۷/۹۵ و برای کنترل رابطه تیرستونی برابر ۱/۲۱ می باشد. لوله توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به دو صفحه انتهایی مشابه صفحات انتهایی هسته و توسط چهار پیچ M24 رده ۱2.9 به قطعه کمانش تاب متصل می شود.

به منظور تأمین پایداری نمونه در جهت خارج از صفحه، ادوات خاص مهار جانبی در وسط ارتفاع ستون بارگذاری، طراحی شده است. این مهار جانبی در عین این که قیدی در برابر حرکت داخل صفحه ایجاد نمی کند، قابلیت محدود کردن حرکت خارج از صفحه را دارد. مهار جانبی از یک ستون قوی، یک المان رابط و یک ادوات مهار قوطی شکل که کل ستون را دربرمی گیرد، تشکیل شده است.

### ۳-۳-۱- ساخت نمونه دوم

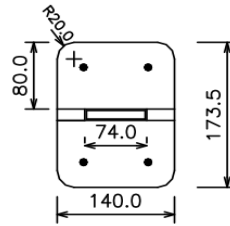
روند ساخت هسته و غلاف مشابه نمونه اول می باشد. به منظور اتصال غلاف به لوله مطابق شکل (۲۱) از یک صفحه انتهایی به ضخامت ۱۰ میلی متر که توسط میلگردهای U شکل در بتن غلاف مدفون شده است، استفاده شده است. شکل (۲۲) مراحل مختلف ساخت نمونه را نشان می دهد.



شکل ۲۱- قالب غلاف و آرماتورهای طولی و آرماتور صفحه انتهایی

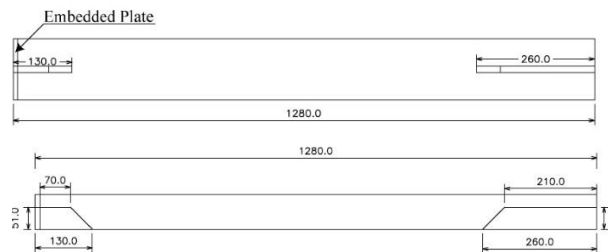


شکل ۲۲- مونتاژ نمونه (استقرار غلاف رویی بر روی غلاف زیرین و بستن دو غلاف با گیره)



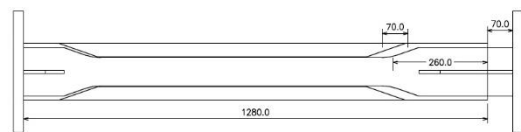
شکل ۱۸- مقطع غلاف بتنی (نمونه دوم)

تعداد لایه های الیاف پلیمری کرین بر اساس مبانی محاسباتی ذکر شده در توضیحات نمونه پیشین و مشابه نمونه قبلی انتخاب شده است. الیاف عرضی اضافه در این نمونه به دلیل بلندتر بودن طول سخت کننده ها در سمت پایین و همچنین مجاورت غلاف به لوله و ایجاد خمش کلی در غلاف به طولی برابر با ۵۰۰ میلی متر در هر دو انتها افزایش یافته است. جزئیات غلاف در شکل (۱۹) نشان داده شده است.

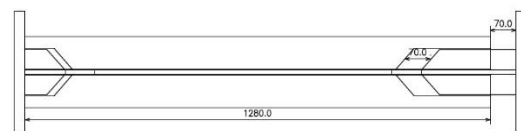


شکل ۱۹- نمای از کنار و بالای غلاف (نمونه دوم)

همچنین نحوه استقرار غلاف نسبت به هسته و صفحات انتهایی در شکل (۲۰) نشان داده شده است. همان طور که مشخص است در این نمونه تمامی فاصله طولی بین هسته و غلاف در یک سمت تأمین شده است.



(الف) نمای از بالا



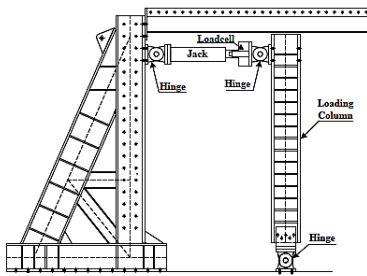
(ب) نمای از کنار

شکل ۲۰- مجموعه غلاف و هسته (نمونه دوم)

<sup>۱</sup> Vatanabe

### ۳-۳-۲- پروتکل بارگذاری نمونه دوم

پروتکل بارگذاری بر اساس ضوابط پیوست K3 ملاحظات طرح لرزه‌ای AISC 341-22 تعیین شده است. از طرفی به دلیل کاهش تغییرمکان نسبی، نسبت به نمونه‌های پیشین چرخه  $2\Delta_{bm}$  در جهت اطمینان به پروتکل بارگذاری افزوده شد. جزئیات پروتکل بارگذاری در جدول (۴) درج شده است.



شکل ۲۳- قاب عکس‌العمل و سامانه اعمال بار به نمونه دوم

در صورتی که پس از اتمام پروتکل استاندارد، گسیختگی ناشی از خستگی رخ ندهد، آزمایش با چرخه‌های با دامنه  $1.5\Delta_{bm}$  تا بروز خستگی ادامه می‌یابد. با توجه به پروتکل انتخابی و طول مهاربند، شاخص خستگی تا انتهای دومین چرخه  $2\Delta_{bm}$  به مقدار یک می‌رسد و این بدان معنا است که تا انتهای اعمال پروتکل، گسیختگی ناشی از خستگی کم‌چرخه رخ نخواهد داد.

### ۳-۳-۳- نصب نمونه و انجام آزمایش قاب کامل

شکل (۲۳) قاب عکس‌العمل ساخته شده برای اعمال نیرو به نمونه قاب‌جاء را نشان می‌دهد. این سامانه مشتمل بر قاب عکس‌العمل، جک هیدرولیکی، نیروسنج کشش فشار و سه مفصل خمشی است. مفاصل خمشی قادر هستند مسیر نیرو را از جک بدون اعمال خمش ناخواسته به نمونه تأمین نمایند.

شکل (۲۴) نحوه اسقرار نمونه و اتصال آن به ستون بارگذاری و موقعیت کرنش‌سنج‌ها و ابزارهای نصب شده بر روی نمونه را نشان می‌دهد. همچنین نمای از نزدیک ادوات مهار جانبی در شکل (۲۵) و مشخصات کرنش‌سنج‌ها در جدول (۶) ارائه شده است. به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان‌های ایجاد شده در نمونه از هشت عدد LVDT در این سامانه مطابق جدول (۵) استفاده شده است.

جدول ۴- پروتکل بارگذاری نمونه دوم

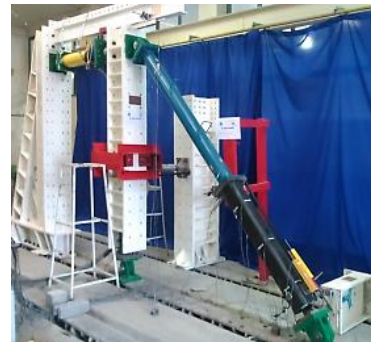
$2\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$\Delta_{bm}$	$0.5\Delta_{bm}$	$\Delta_{by}$	واحد	دامنه چرخه
2	2	2	2	2	-	تعداد چرخه
2.5	1.875	1.25	0.625	0.07	%	دریافت طبقه ( $\Delta/h$ )
64.25	48.19	32.13	16.06	2.55	mm	جابه‌جایی طبقه ( $\Delta_m$ )
45.16	33.87	22.58	11.29	1.79	mm	جابه‌جایی مهاربند ( $\Delta_b$ )
44.71	33.42	22.13	10.84	1.34	mm	جابه‌جایی RLBRB ( $\Delta_{rb}$ )
5.45	4.08	2.70	1.32	0.16	%	$\epsilon_c$
630	372	181	57	-	-	$\eta = \sum \Delta pl / \Delta y$

جدول ۵- مشخصات LVDTهای نصب شده بر روی نمونه دوم

سنسور	مشخصات	هدف	موقعیت
LVDT1	تغییر مکان سنج ۳۰۰ میلی متر	تغییر مکان ستون بارگذاری نسبت به تیر شاهین	بالای ستون
LVDT2	تغییر مکان سنج ۲۰۰ میلی متر	تغییر مکان صفحه وسط مهاربند نسبت به انتهای پایین	موازی غلاف
LVDT3	تغییر مکان سنج ۲۰۰ میلی متر	تغییر مکان غلاف نسبت به صفحه انتهایی	پایین غلاف
LVDT4	تغییر مکان سنج ۵۰ میلی متر	تغییر مکان داخل صفحه کل مهاربند در وسط	وسط مهاربند
LVDT5	تغییر مکان سنج ۲۵ میلی متر	تغییر مکان خارج صفحه کل مهاربند در وسط	وسط مهاربند
LVDT6	تغییر مکان سنج ۲۵ میلی متر	تغییر مکان انتهای غلاف در جهت داخل صفحه مهاربند	پایین مهاربند
LVDT7	تغییر مکان سنج ۲۵ میلی متر	تغییر مکان انتهای غلاف در جهت صفحه مهاربند	پایین مهاربند
LVDT8	تغییر مکان سنج ۱۰ میلی متر	لغزش صفحه تکیه گاه روی کف قوی	پایین غلاف



شکل ۲۵- جزئیات مهارجانبی نمونه قاب جزء (نمونه دوم)



شکل ۲۴- مهاربند کمانش تاب با غلاف بتنی در سامانه انجام آزمایش قاب جزء (نمونه دوم)

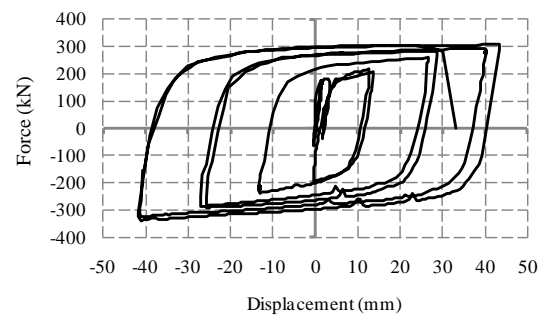
جدول ۶- مشخصات کرنش سنج های نصب شده بر روی نمونه دوم

سنسور	هدف	موقعیت
STR.1	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در بالا ۱ (Clamping)	غلاف بالا
STR.2	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در وسط ۱ (Clamping)	غلاف وسط
STR.3	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در پایین ۱ (Clamping)	غلاف پایین
STR.4	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در بالا ۲ (Clamping)	غلاف بالا
STR.5	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در وسط ۲ (Clamping)	غلاف وسط
STR.6	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در پایین ۲ (Clamping)	غلاف پایین
STR.7	کرنش عرضی ایجاد شده در غلاف در بالا (خمش عرضی)	غلاف بالا
STR.8	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در وسط ۱ (Clamping)	غلاف وسط
STR.9	کرنش ایجاد شده در جداره غلاف در پایین ۱ (Clamping)	غلاف پایین
STR.10	کرنش ایجاد شده در وسط مهاربند در لوله ۱	نزدیک انتهای لوله ربع اول
STR.11	کرنش ایجاد شده در وسط مهاربند در لوله ۲	نزدیک انتهای لوله ربع دوم
STR.12	کرنش ایجاد شده در وسط مهاربند در لوله ۳	نزدیک انتهای لوله ربع سوم
STR.13	کرنش ایجاد شده در وسط مهاربند در لوله ۴	نزدیک انتهای لوله ربع چهارم
STR.14	کرنش ایجاد شده در سر بالای لوله ۱	نزدیک بالای لوله نصف اول
STR.15	کرنش ایجاد شده در سر بالای لوله ۲	نزدیک بالای لوله نصف دوم

#### ۴- نتایج آزمایش و بحث روی نتایج

##### ۴-۱- نتایج تست نمونه اول

همان‌طور که در شکل (۲۶) نیز مشخص است، این نمونه رفتار پایدار متقارن با شیب سخت‌شوندگی همواری از خود نشان داده و تا تغییر مکان ۴۲/۴۶ میلی‌متر این رفتار ادامه دارد. اما در ادامه همان‌طور که انتظار می‌رفت، در اولین چرخه کششی تغییر مکان ۵۶/۳ میلی‌متر و در تغییر مکان ۳۰ میلی‌متر دچار گسیختگی ناشی از خستگی کم‌چرخه شد؛ که در نمودار به‌صورت بریدگی ناگهانی نشان داده شده است. بارگذاری، بعد از گسیختگی هسته خاتمه یافت.



شکل ۲۶- نمودار نیرو-تغییر مکان مهاربند کمانش تاب نمونه اول

این نمونه حداکثر کرنش  $5/18\%$  را تجربه کرده است، که با توجه به تراز کرنش تجربه‌شده، مکانیسم جداکننده بسیار خوب عمل کرده است. همچنین نسبت تغییر شکل پلاستیک تجمعی به تغییر شکل الاستیک ( $\eta$ ) تا انتهای آزمایش ۴۹۵ می‌باشد که عدد مناسبی است. پارامترهای اندازه‌گیری شده مهاربند در خلال آزمایش برای چرخه‌های مختلف در جدول (۷) درج شده است. مقدار حداکثر نسبت شکل‌پذیری برابر ۴۲ می‌باشد.

جدول ۷- پارامترهای اندازه‌گیری شده در نمونه اول مهاربند کمانش تاب با غلاف بتنی

No	Cycle	$\epsilon_c$ (%)	$\mu$	$\omega$	$\beta$	$\beta\omega$
1	0.5 $\Delta_{bm}$	1.65	13	1.17	1.01	1.19
2	0.5 $\Delta_{bm}$	1.58	13	1.23	1.10	1.36
3	$\Delta_{bm}$	3.28	26	1.48	1.11	1.64
4	$\Delta_{bm}$	3.32	27	1.62	1.08	1.76
5	1.5 $\Delta_{bm}$	4.95	40	1.68	1.17	1.96
6	1.5 $\Delta_{bm}$	5.18	42	1.75	1.17	2.05
7	1.5 $\Delta_{bm}$	4.02	32	1.47	NA	NA

همان‌طور که در شکل (۲۷) مشخص است، در این نمونه گسیختگی در وسط نمونه و به‌صورت شکل‌پذیر رخ داده است و باریک‌شدگی در ناحیه میانی کاملاً مشهود است.



الف) نمای بالا



ب) نمای از کنار



ت) نمای از بالای قسمت گسیخته شده



پ) نمای از کنار قسمت گسیخته شده

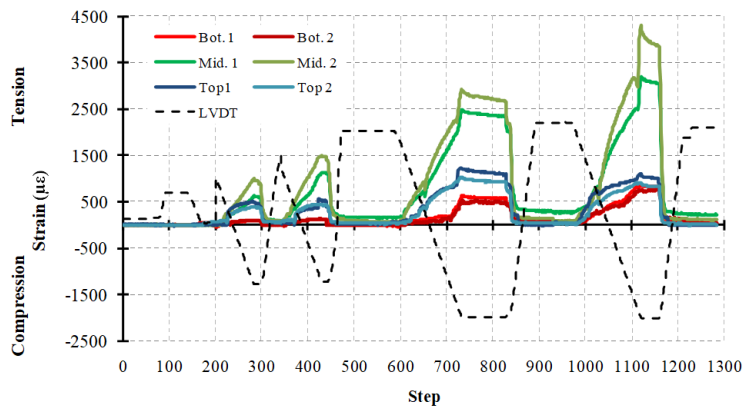
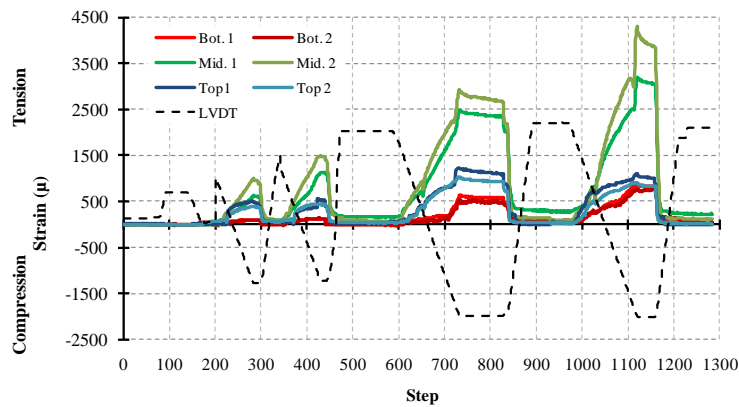
شکل ۲۷- وضعیت هسته مهاربند کمانش تاب اول بعد از آزمایش

اطلاعات کرنش‌سنج‌های نصب‌شده بر روی الیاف پلیمری کربن در شکل (۲۸) نمایش داده شده است.

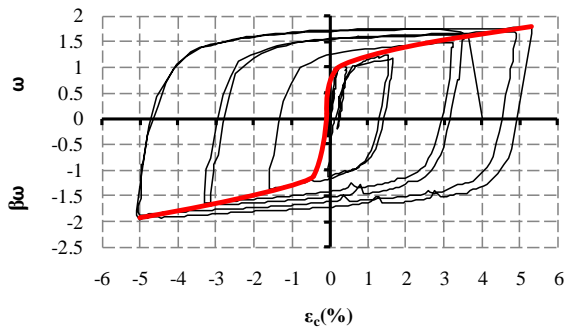
توزیع کرنش باقی‌مانده بر روی هسته در نواحی مختلف مطابق جدول (۸) می‌باشد. در این جدول ( $\epsilon_T$ ) و ( $\epsilon_W$ ) به ترتیب کرنش در راستای ضخامت و پهنا هسته و ( $\epsilon_L$ ) کرنش طولی هسته است.

جدول ۸- کرنش‌های باقی‌مانده هسته نمونه اول

موقعیت	$\epsilon_T$ (%)	$\epsilon_W$ (%)	$\epsilon_L$ (%)
پایین	7.59	2.00	-9.59
وسط	-24.34	-22.0	46.34
بالا	7.76	1.85	-9.61

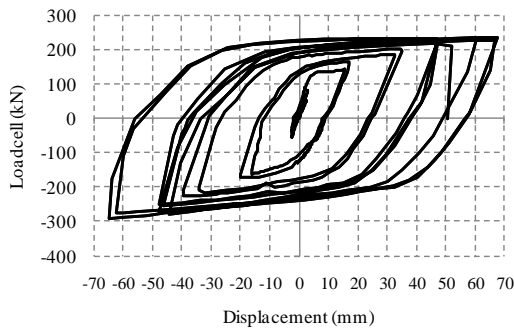


شکل ۲۸- تاریخچه کرنش ایجادشده بر روی جداره غلاف نمونه کمانش‌تاب با غلاف بتنی



شکل ۲۹- منحنی پوش مهاربند کمانش‌تاب اول

سطح بیرونی غلاف و سطح در تماس با هسته و همچنین دو انتهای آن دچار هیچ‌گونه خرابی و خردشدگی ولو به صورت موضعی نشدند. علاوه بر این، الیاف پلیمری کربن کاملاً سالم باقی مانده است. در شکل (۲۹) منحنی پوش حاصل‌شده از منحنی هیستریزس مهاربند کمانش‌تاب اول برای مقاصد طراحی نشان داده شده است.



شکل ۳۰- نمودار نیرو-تغییر مکان مهاربند کماتش تاب نمونه دوم

جدول ۹- پارامترهای به دست آمده از آزمایش تحت قاب

No	Cycle	$\epsilon_c$ (%)	$\mu$	$\omega$	$\beta$	$\beta\omega$
1	$0.5\Delta_{bm}$	1.35	11	1.17	1.13	1.32
2	$0.5\Delta_{bm}$	1.49	12	1.37	1.03	1.41
3	$\Delta_{bm}$	2.86	23	1.54	1.15	1.76
4	$\Delta_{bm}$	3.17	25	1.68	1.10	1.84
5	$1.5\Delta_{bm}$	3.77	30	1.79	1.15	2.06
6	$1.5\Delta_{bm}$	4.08	33	1.85	1.13	2.08
7	$2\Delta_{bm}$	4.71	38	1.89	1.19	2.25
8	$2\Delta_{bm}$	5.50	44	1.94	1.23	2.39
9	$1.5\Delta_{bm}$	4.07	33	1.92	1.16	2.24
10	$1.5\Delta_{bm}$	4.50	36	1.88	1.21	2.28
11	$1.5\Delta_{bm}$	4.41	35	1.74	NA	NA

وضعیت هسته بعد از آزمایش در شکل (۳۱) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشهود است، هسته دچار کماتش داخلی و خارج صفحه گردید. دامنه کماتش در مدهای بالاتر از  $0.4$  میلی‌متر تا  $4/1$  میلی‌متر متغیر است. کماتش‌های موضعی در سمت آزاد هسته شدیدتر از انتهای مقید آن می‌باشند.

غلاف بتنی به‌طور محسوسی توانسته است دامنه‌های کماتش در مدهای بالاتر را محدود نماید و تغییر شکل و بازشدگی غلاف در آن‌ها بسیار کم‌تر از غلاف فولادی است. دلیل این امر سختی بالای حجم توپر و بزرگ غلاف بتنی نسبت به گزینه فولادی و در نتیجه محدود ماندن تغییر شکل غلاف است.

یکی از یافته‌های این آزمایش آن است که به دلیل استفاده از غلاف بتنی بین هسته و غلاف به علت شکل قالب‌بندی بتن و صاف و صیقلی بودن سطح داخلی آن و عدم تغییر شکل در خلال عملیات سرهم‌بندی و ساخت (بر خلاف غلاف فولادی) ساده‌تر تنظیم شده و فاصله به‌طور یکنواخت‌تری ایجاد می‌شود. این در حالی است که در غلاف فولادی نیاز به واشرگذاری و باز بسته‌کردن پیچ و تنظیم فاصله است. از این جهت در غلاف‌های بتنی پیش‌ساخته می‌توان نسبت به ایجاد یک فاصله ثابت در طول کل سطح مشترک هسته و غلاف اطمینان حاصل نمود.

#### ۲-۴- نتایج تست نمونه دوم

همان‌طور که در شکل (۳۰) مشخص است، این نمونه نیز مانند نمونه اول دارای منحنی هیستریزیس پایدار و متقارن است. این نمونه تا پایان تغییر مکان  $65/25$  میلی‌متر رفتار مناسبی از خود نشان داد و در ادامه توانست دو چرخه کامل با تغییر مکان  $48/19$  میلی‌متر و یک چرخه کششی با تغییر مکان  $48/19$  را تحمل نماید. در اثنای چرخه کششی سوم با تغییر مکان  $48/19$ ، نمونه دچار پارگی شد. حداکثر نیروی فشاری ایجاد شده در مهاربند برابر است با  $415$  (kN) و حداکثر نیروی کششی ایجاد شده در آن برابر است با  $338$  (kN) و حداکثر نسبت نیروی اصطکاک در این نمونه برابر  $1/23$  می‌باشد. پارامترهای اندازه‌گیری شده مهاربند مطابق جدول (۹) است.



الف) نمای از بالا



ب) نمای از کنار



ت) نمای از بالای قسمت گسیخته شده



پ) نمای از کنار قسمت گسیخته شده

شکل ۳۱- وضعیت هسته مهاربند کمانش‌تاب نمونه قاب کامل

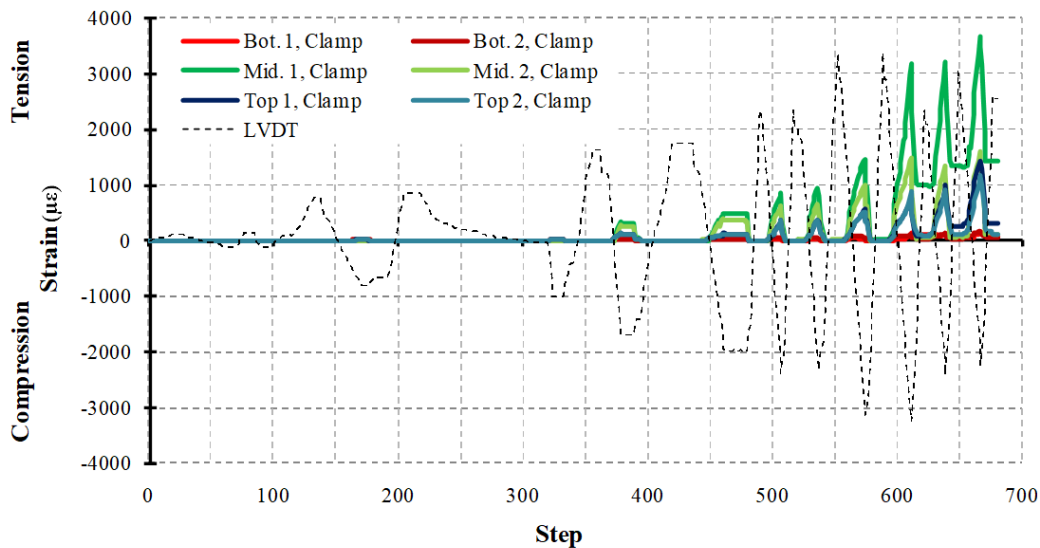
مقدار کرنش حداکثر ۳۶۰۰ میکروکرنش است که مربوط به وسط غلاف بوده که ۱۵۰۰ میکروکرنش آن مربوط به ترک چسب است. شکل (۳۲) تاریخچه کرنش‌های ایجاد شده بر روی غلاف این نمونه را نشان می‌دهد. در شکل (۳۳) منحنی پوش حاصل شده از منحنی هیستریزیس نمونه مهاربند کامل نشان داده شده است. در مجموع از آزمایش مهاربند کامل نتیجه می‌شود که در صورت تأمین مسیر نیروی مناسب برای کل اجزای مهاربند، مهاربند پیشنهادی به خوبی قادر است رفتار لرزه‌ای مطلوب و جذب انرژی مورد نظر را فراهم نماید. منحنی آزمایش مهاربند کامل نسبت به منحنی تک‌محوری دارای شیب الاستیک و پس‌از تسلیم کم‌تری می‌باشد که عمدتاً به دلیل وجود عضو الاستیک و سایر المان‌ها در مسیر نیرو و انعطاف‌پذیری بودن ستون و قاب عکس‌العمل است.

توزیع کرنش باقی‌مانده بر روی هسته در نواحی مختلف مطابق جدول (۱۰) می‌باشد.

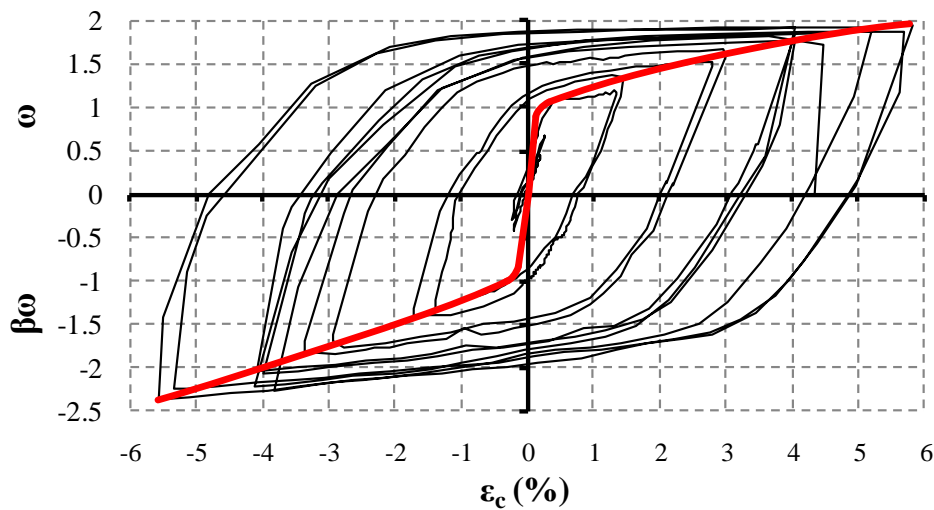
جدول ۱۰- کرنش‌های باقی‌مانده هسته نمونه دوم

موقعیت	$\epsilon_T$ (%)	$\epsilon_W$ (%)	$\epsilon_L$ (%)
پایین	5.96	8.5	-14.46
وسط	-11.09	-11.03	22.11
بالا	2.61	0.25	-2.86

در مجموع، تاریخچه این نمونه دارای مشاهدات و نتایج مشابهی با نمونه با غلاف بتنی تک‌محوری است؛ موارد زیر از جمله نتایج خاص این نمونه است:  
دلیل مقادیر اندک کرنش در الیاف واقع در پایین مهاربند، قرارگیری کرنش‌سنج‌ها بر روی ناحیه انتقالی و تقریباً بدون کمانش هسته می‌باشد.



شکل ۳۲- تاریخچه کرنش ایجادشده بر روی جدارة غلاف نمونه مهاربند کامل



شکل ۳۳- منحنی پوش مهاربند کمانش تاب تحت قاب

۱۴۰۳، هزینه تمام شده یک مهاربند کمانش تاب با غلاف فولادی برابر با ۱۵ میلیون تومان است. همچنین با فرض قیمت هر متر مربع الیاف CFRP برابر با ۲ میلیون تومان، هزینه تمام شده یک مهاربند کمانش تاب با غلاف CFRP تقریباً برابر با ۱۶ میلیون تومان است.

لازم به ذکر است در این تحقیق تعداد لایه های CFRP به کاررفته در مهاربند آزمایشگاهی در جهت اطمینان، بیش تر از تقاضاهای طراحی لحاظ شده است و در صورت طراحی بهینه الیاف، هزینه مهاربند در حدود ۴۰٪ کاهش خواهد یافت. همچنین طرح پیشنهادی منحصر در استفاده از الیاف CFRP نیست و در صورت استفاده از الیاف دیگر نظیر GFRP، هزینه ها به طور

## ۵- مقایسه اقتصادی

با توجه به کارآمدی مهاربند پیشنهادی از نقطه نظر رفتار لرزه ای در این بخش به مقایسه اقتصادی این نوع مهاربند و مهاربند تمام فولادی پرداخته می شود. بدین منظور مقایسه اقتصادی بین یک مهاربند طول کوتاه با استفاده از غلاف CFRP و غلاف تمام فولادی صورت می گیرد.

در یک برآورد تقریبی میزان کلی مصرف فولاد در ساخت BRB با غلاف فولادی که توسط رضوی و همکاران [۲] با طول مشابه ساخته شده است، برابر با ۱۵۰ کیلوگرم است. با فرض هزینه مصالح فولادی و دستمزد ساخت برابر ۱۰۰۰۰۰ تومان در پاییز

قابل توجهی کاهش خواهد یافت. از این رو مهاربند کمانش تاب پیشنهادی از نظر اقتصادی نیز مزیت و مطلوبیت دارد.

#### ۶- نتیجه گیری

در این پژوهش بررسی مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با استفاده از پوشش های الیاف پلیمری کربن به جای غلاف فلزی صورت گرفته است. به این منظور دو نوع آزمایش بر روی مهاربندهای کمانش تاب با طول کوتاه انجام شده است. در آزمایش اول، یک نمونه مهاربند با غلاف بتنی و پوشش الیاف پلیمری کربن تحت بارگذاری تک محوری قرار گرفته است. در آزمایش دوم، یک نمونه مهاربند کامل با قطعه کمانش تاب و ادامه آن تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته است.

نمونه اول تا پایان دومین چرخه تغییر مکان متناظر ۴۲/۴۶ میلی متر رفتار مناسبی از خود نشان داد، در اولین چرخه کششی تغییر مکان متناظر ۵۶/۳ و در تغییر مکان ۳۰ میلی متر دچار گسیختگی شد. نمونه دوم تا پایان تغییر مکان ۶۴/۲۵ میلی متر رفتار مناسبی از خود نشان داد و در اثنای حلقه کششی چرخه سوم در تغییر مکان ۴۸/۱۹ میلی متر دچار پارگی شد.

در نمونه اول سطح بیرونی غلاف و سطح در تماس با هسته و همچنین دو انتهای آن دچار هیچ گونه خرابی و خردشدگی ولو به صورت موضعی نشدند. علاوه بر این، الیاف پلیمری کربن کاملاً سالم باقی ماندند.

نمونه با غلاف بتنی با توجه به دامنه کرنشی بالاتر دارای نیروهای اصطکاک محدودتری نسبت به نمونه های فولادی است. غلاف بتنی به طور محسوسی توانسته است دامنه های کمانش در مدهای بالاتر را محدود نماید و تغییر شکل و بازشدگی غلاف در آن ها بسیار کم تر از غلاف فولادی است. دلیل این امر سختی بالای حجم توپر و بزرگ غلاف بتنی نسبت به گزینه فولادی و در نتیجه محدود ماندن تغییر شکل غلاف است. با توجه به نتایج آزمایش مهاربند کامل، اگر مسیر مناسبی برای انتقال نیرو در تمام اجزای مهاربند وجود داشته باشد، مهاربند پیشنهادی می تواند رفتار لرزه ای مناسب و جذب انرژی کافی را ارائه دهد.

شیب الاستیک و پس از تسلیم منحنی آزمایش مهاربند کامل، کم تر از منحنی تک محوری است که نشان دهنده تأثیر عضو الاستیک و سایر المان ها در مسیر نیرو و انعطاف پذیری ستون و قاب است. به عنوان یک نتیجه کلی استفاده از الیاف پلیمری کربن می تواند به نحو مؤثری به توسعه مهاربند کمانش تاب طول کوتاه کمک نماید.



- [۱] رضوی طباطبائی، ع. (۱۴۰۰)، "طراحی لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب با طول کوتاه"، نشریه علمی سازه و فولاد، ۱۵ (۳۲). ص، ۷۱-۸۰.
- [2] 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.
- [۳] رضوی طباطبائی، ع.، و احتشامی معینی، م. (۱۴۰۰)، "ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهارشده با مهاربند کمانش‌تاب با رویکرد تاب‌آوری"، نشریه علمی سازه و فولاد، ۱۵ (۳۴).
- [4] Razavi, S.A., Kianmehr, A., Hosseini, A., and Mirghaderi, S.R. (2018), "Buckling-restrained brace with CFRP encasing: Mechanical behavior and cyclic response", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 27(6), pp. 675-689.
- [5] Dusicka, P., and Wiley, B. (2008), "Concept of buckling restraint of steel braces with fiber reinforced polymers", In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, pp. 1-7.
- [6] Dusicka, P., and Tinker, J. (2013), "Global restraint in ultra-lightweight buckling-restrained braces", *Journal of Composites for Construction*, 17(1), pp. 139-150.
- [7] Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2004), "Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application", In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1-16.
- [8] Shemshadian, M.E., Razavi, S.A., Hosseini, A., Mirghaderi, S.R., and Khan Mohammadi, M. (2011), "An analytical study of low cycle fatigue effects in buckling restrained braces", *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [9] Iwata, M., Ogawa, K., and Murai, M. (2010), "Comparison Tests of Buckling-Restrained Braces Using Steel Mortar Planks or Steel Alone for Restraining Parts", in *Pacific Structural Steel Conference*, Beijing, China, pp. 1482-1490.
- [10] ASCE/SEI 7-22. (2022), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [11] ANSI/AISC 341-22. (2022), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [12] Stephens, R.I., Fatemi, A., Stephens, R.R., and Fuchs, H.O. (2000), "Metal Fatigue in Engineering", John Wiley and Sons.
- [13] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2006), "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp. 183-198.





<http://journaliss.ir>

# بهینه‌سازی چندهدفه قاب‌های فولادی با استفاده از الگوریتم آموزش-یادگیری مرتب‌سازی نامغلوب (NSTLBO)

مهدی بابایی<sup>۱\*</sup>، حسام میرزاکفانی<sup>۲</sup>، محمدرضا مقدمی<sup>۳</sup>

۱- دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

۲- کارشناس ارشد سازه، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

۳- کارشناس ارشد سازه، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

\*mbabaei@znu.ac.ir، ۴۵۳۷۱-۳۸۷۹۱، صندوق پستی

## چکیده

در دهه اخیر استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی سازه‌ها به‌منظور دستیابی به وزن کمینه و سود بیشینه، مورد توجه محققان قرار گرفته است. بهینه‌سازی چندهدفه به‌منظور ایجاد موازنه بین توابع هدف و به‌دست آوردن جبهه پارتو از اهمیت بیش‌تری برخوردار بوده است. در این مقاله الگوریتم بهینه‌سازی آموزش-یادگیری (Teaching-Learning-Based Optimization) برای حالت چندهدفه توسعه داده شده است. برای بررسی کارایی الگوریتم، پنج قاب فولادی بهینه‌سازی شده‌اند که شامل سه قاب خمشی و دو قاب مهاربندی هستند. توابع هدف در این مقاله وزن سازه و جابه‌جایی بام در نظر گرفته شده است. مقطع المان‌های سازه‌های قاب‌ها به‌عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده و تنش‌های موجود در اعضا، قیود طراحی می‌باشند. قاب‌ها توسط برنامه تحلیل ماتریسی نوشته‌شده در نرم‌افزار Matlab تحلیل شده‌اند و طراحی آن‌ها مطابق با ضوابط آیین‌نامه AISC-LRFD انجام شده است. نتایج بهینه‌سازی از جمله جبهه پارتو و موازنه بین توابع هدف برای مثال‌های عددی ارائه شده‌اند که نشان‌دهنده عملکرد و کارایی بسیار مناسب الگوریتم هستند.

## واژگان کلیدی

بهینه‌سازی چندهدفه، الگوریتم مبتنی بر آموزش و یادگیری، مرتب‌سازی نامغلوب، قاب فولادی

## Multiobjective Optimization of Steel Frames using Non-dominated Sorting Teaching-Learning-Based Optimization Algorithm

M. Babaei, H. Mirzakhani, M.R. Moghadami

### Abstract

During the recent decade, meta-heuristic algorithms have been developed by researchers for structural optimization. Multiobjective optimization aims at finding a trade-off between objective functions. In this paper, Teaching-Learning-Base Optimization (TLBO) algorithm is developed for multiobjective optimization of steel frames, called Non-dominated Sorting Teaching-Learning-Based Optimization (NSTLBO) algorithm. To evaluate the efficiency of the algorithm, five benchmark steel frames including three moment resisting frame and two braced frames are optimized using NSTLBO. The weight of the structure and the maximum displacement are considered as the objective functions to be minimized. Sizes of the elements are employed as design variables. The structures analyzed using a developed code in MATLAB, and designed according to the AISC-LRFD specifications. Results including trade-off between the objective functions showed the efficiency of the algorithm.

### Keywords

Multiobjective Optimization, Teaching-Learning-Based Optimization (TLBO), No-Dominated Sorting, Steel Frame



LRFD طراحی و مقاطع آنها که به عنوان تنها متغیر طراحی هستند از بین ۲۶۷ مقطع استاندارد AISC انتخاب شده‌اند [۱۱].

## ۲- فرایند بهینه‌سازی

### ۲-۱- توابع هدف

همان‌گونه که در مقدمه بیان شد این مقاله دارای دو تابع هدف می‌باشد که در رابطه (۱) نشان داده شده‌اند:

$$(1) \begin{cases} \text{Minimize Roof Displacement} \\ \text{Minimize } W = \sum_{i=1}^{Ne} L_i W_n(\eta_i) \end{cases}$$

در رابطه بالا اولین تابع هدف، جابه‌جایی بام است که با تحلیل قاب و با توجه به بارهای وارده با کمک نرم‌افزار Matlab محاسبه می‌شود و تابع هدف دوم ( $W$ ) یعنی وزن کل قاب می‌باشد. ( $L_i$ ) طول مربوط به هر عضو از قاب، ( $\eta_i$ ) شماره مقطع انتخاب شده در فایل اکسل ساخته شده، که نمونه‌ای از آن در جدول (۱) نمایش داده شده است و ( $W_n$ ) وزن واحد متر همان مقطع در جدول می‌باشد.

جدول ۱- نمونه از جدول مربوط به شماره مقاطع

شماره مقطع	اسم مقطع	سطح مقطع ( $m^2$ )	ممان اینرسی ( $m^4$ )
1	W 6*8.8	0.00162	0.0000061
2	W 6*9	0.00173	0.0000068
3	W 8*10	0.00191	0.000013
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
266	W 36*798	0.151	0.026
267	W 14*808	0.153	0.0066

### ۲-۲- معرفی توابع جریمه

در مسائل بهینه‌سازی باید تمام قیود مانند تنش‌های موجود در هر یک از المان‌ها ارضا شده و محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای موجود برای تغییر شکل سازه نیز رعایت شوند. اگر هر یک از قیود ارضا نگردند، توابع هدف (وزن و جابه‌جایی) جریمه می‌شوند. تاکنون توابع جریمه مختلفی ارائه شده است، اما در این مقاله از تابع جریمه به صورت رابطه (۲) استفاده شده است.

$$(2) F = W(1 + C)^E$$

بهینه‌سازی، تلاش جهت به دست آوردن بهترین جواب ممکن برای مسئله تحت شرایط داده شده می‌باشد. بهینه‌سازی در حالت کلی به معنی انتخاب بهترین حالت ممکن از میان حالت‌های موجود و در دسترس است. کلمه "بهترین" می‌تواند دارای تعاریف مختلفی مانند کم‌ترین هزینه، بیش‌ترین سود، کم‌ترین وزن، بیش‌ترین سختی و از این قبیل باشد. به‌طور کلی در هر مسئله بهینه‌سازی، سه فاکتور اساسی دخالت دارند: تابع هدف، متغیرهای طراحی و قیود. برای حل مسئله بهینه‌سازی، با توجه به نوع مسئله راه‌های متفاوتی وجود دارد. سابقه روش‌های بهینه‌سازی به زمان نیوتون، لاگرانژ و کوشی باز می‌گردد. اما از آن زمان تاکنون الگوریتم‌های بهینه‌سازی دستخوش تحولات شگرفی شده‌اند. تلاش برای مؤثر نمودن روش بهینه‌سازی از دهه ۱۹۷۰ آغاز شد. الگوریتم‌های فراابتکاری، یکی از انواع الگوریتم‌های بهینه‌سازی هستند که دارای راهکارهای برون‌رفت از بهینه محلی می‌باشند و قابل کاربرد در طیف گسترده‌ای از مسائل هستند. در دهه اخیر بسیاری از الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی تک‌هدفه سازه‌ها استفاده شده است. اما استفاده از این الگوریتم‌ها در بهینه‌سازی چندهدفه به دلیل داشتن دو یا چند تابع هدف که باید به صورت هم‌زمان به حالت بهینه دست یابند، دارای چالش‌های بیش‌تری است. از جمله کارهای انجام شده در بهینه‌سازی چندهدفه می‌توان به بهینه‌سازی چندهدفه برای یافتن توپولوژی و اندازه بهینه قاب‌های فولادی توسط بابایی و ثنایی در سال ۲۰۱۶، بهینه‌سازی چندهدفه تعداد و محل قرارگیری سیستم خریای کمربندی فولادی توسط بابایی در سال ۲۰۱۷، بهینه‌سازی چندهدفه سازه‌های متوسط و بلند فولادی با استفاده از یک الگوریتم ابتکاری ترکیبی کارآمد توسط بابایی در سال ۲۰۱۲، بهینه‌سازی چندهدفه قاب‌های بتن‌آرمه با استفاده از الگوریتم NSGA-II توسط بابایی و مولایی در سال ۲۰۱۶ و بهینه‌سازی چندهدفه کنترل نیمه‌فعال سازه‌ها با استفاده از امیراگرهای ویسکوز به کمک الگوریتم رقابت استعماری توسط بابایی و مرادی در سال ۲۰۱۹ اشاره کرد [۱۰-۱]. در این مقاله دو تابع هدف در نظر گرفته شده است که به ترتیب جابه‌جایی بام و وزن سازه هستند. هدف این مقاله بهینه‌کردن این دو تابع هدف به صورت هم‌زمان با استفاده از الگوریتم چینی نامغلوب آموزش-یادگیری و به دست آوردن مجموعه‌ای از پاسخ‌ها که به آن جبهه پارتو گفته می‌شود، می‌باشد. قاب‌های مورد بررسی در این مقاله با توجه به آیین‌نامه AISC-

<sup>1</sup> Pareto Front



$$P_n = A_g F_y \quad (9)$$

در رابطه فوق ( $A_g$ ) برابر است با مساحت سطح مقطع هر عضو، ( $F_y$ ) برابر با تنش تسلیم فولاد و ( $F_{cr}$ ) طبق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود:

$$F_{cr} = \begin{cases} (F_y) 0.658 F_y / F_e & \text{if } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ (0.877) F_e & \text{otherwise} \end{cases} \quad (10)$$

در فرمول بالا، ( $E$ ) مدول الاستیسیته، ( $K$ ) ضریب طول مؤثر، ( $L$ ) طول هر عضو، ( $r$ ) شعاع ژیراسیون و ( $F_e$ ) نیروی خمشی اوپلر است.

توابع جریمه گفته‌شده در روابط گذشته، برای قاب‌های مهاربندی نیز صادق هستند، اما در بعضی از روابط تفاوت‌هایی ایجاد می‌شود که در ادامه توضیح داده خواهد شد. در قاب‌های مهاربندی ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری برابر با یک در نظر گرفته می‌شود، مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کم‌تری را تعیین نماید. مقاومت کششی طراحی ( $\phi_t P_n$ ) در اعضای تحت کشش، باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی ( $A_g$ )، گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو ( $A_n$ ) و مقطع خالص مؤثر ( $A_e$ ) در نظر گرفته شود. برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو از رابطه (۱۱) استفاده می‌شود.

$$P_n = F_y A_g \quad \phi_t = 0.9 \quad (11)$$

برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو از رابطه (۱۲) استفاده می‌شود.

$$P_n = F_u A_n \quad \phi_t = 0.75 \quad (12)$$

همچنین محدودیت جابه‌جایی برای قاب‌های مهاربندی برابر با ارتفاع سازه تقسیم بر ۴۰۰ می‌باشد [۶].

### ۳- معرفی الگوریتم NSTLBO

#### ۳-۱ معرفی روش NS

تفاوت‌های بنیادی بین اصول الگوریتم‌های بهینه‌یابی چندهدفه و تک‌هدفه وجود دارد. در یک مسئله بهینه‌یابی تک‌هدفه، یافتن جوابی که منجر به بهبود تنها یک تابع هدف شود مورد نظر است. مسائل بهینه‌یابی چندهدفه، عبارت است از تعدادی توابع هدف که باید هم‌زمان کمینه یا بیشینه گردند. در اینجا نیز همانند مسائل بهینه‌یابی تک‌هدفه، قیودی وجود دارد که هر کدام از جواب‌ها باید آن‌ها را ارضا نمایند [۱۳]. در این روش با حل مسئله، مجموعه‌ای از جواب‌ها به دست می‌آید. این روش بسیار پیچیده‌تر از روش‌های سنتی است، اما به دلیل به‌کارگیری الگوریتم‌های

در فرمول بالا ( $F$ ) وزن جریمه‌شده، ( $W$ ) وزن اولیه به دست آمده، ( $C$ ) تابع جریمه که در ادامه به شرح کامل آن پرداخته می‌شود و ( $\epsilon$ ) که معمولاً عددی بزرگ‌تر از یک می‌باشد. تابع جریمه ( $C$ ) طبق رابطه (۳) به صورت زیر محاسبه می‌شود [۱۲].

$$c = \sum_{i=1}^{N_e} C_i^g + \sum_{i=1}^{N_s} C_i^d + \sum_{i=1}^{N_c} C_i^l \quad (3)$$

در فرمول بالا ( $C_i^g$ )، ( $C_i^d$ ) و ( $C_i^l$ ) به ترتیب تابع جریمه برای تنش‌های داخلی اعضا، جابه‌جایی و همچنین اندرکنش فشار و خمش می‌باشد. ( $N_s$ ) و ( $N_c$ ) به ترتیب تعداد طبقات و تعداد تیر ستون موجود در قاب می‌باشد. به طور معمول توابع جریمه مطابق رابطه (۴) تعریف می‌شود:

$$C_i = \begin{cases} \alpha_i & \text{if } \alpha_i > 0 \\ 0 & \text{if } \alpha_i \leq 0 \end{cases} \quad (4)$$

در فرمول بالا به چند قسمت تقسیم می‌شود، که برای تنش‌های داخلی طبق رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$\alpha_i^g = \frac{|\sigma_i|}{|\sigma_i^a|} - 1 \quad (5)$$

در فرمول بالا ( $\sigma_i$ ) تنش موجود در عضو  $i$ ام و ( $\sigma_i^a$ ) تنش قابل قبول برای عضو  $i$ ام می‌باشد. برای جابه‌جایی هیچ تابع جریمه‌ای لحاظ نمی‌شود زیرا جابه‌جایی در این مقاله به عنوان یکی از توابع هدف در نظر گرفته شده است. اما حداکثر مقدار جابه‌جایی در قاب‌های خمشی که برابر است با: ارتفاع سازه تقسیم بر ۳۰۰ باید رعایت شود [۶]. همچنین مقدار ( $\alpha_i$ ) برای اندرکنش خمش و فشار طبق روابط (۶) و (۷) محاسبه می‌شود:

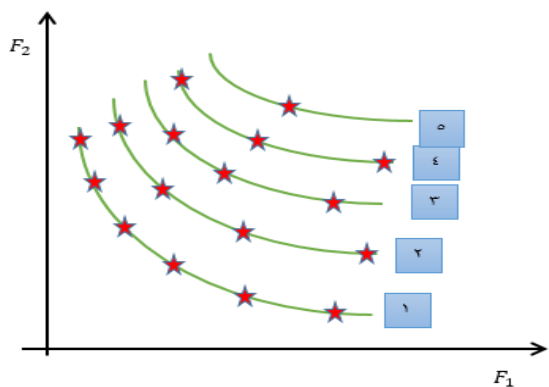
$$\alpha_i^l = \frac{p_u}{2\phi_c M_{nx}} + \left( \frac{M_{ux}}{2\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{2\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \quad \text{for } \frac{p_u}{\phi_c p_n} < 0.2 \quad (6)$$

$$\alpha_i^l = \frac{p_u}{2\phi_c M_{nx}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{2\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{2\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \quad \text{for } \frac{p_u}{\phi_c p_n} \geq 0.2 \quad (7)$$

در فرمول بالا ( $p_u$ ) نیروی فشاری موجود و ( $p_n$ ) مقدار مجاز آن است. به ( $\phi_c$ ) ضریب کاهش مقاومت در فشار گفته می‌شود که برابر با ۰/۹ است. ( $M_{ux}$ ) و ( $M_{uy}$ ) تنش‌های خمشی موجود در عضو در راستای محورهای مختصات  $x$  و  $y$  هستند. همچنین باید توجه شود که در سازه‌های دوبعدی مقدار ( $M_{uy}$ ) برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. ضریب ( $\phi_b$ ) ضریب کاهش مقاومت برای خمش است که برابر با ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود. نیروی مجاز فشاری و کششی که در بالا گفته شد طبق روابط (۸) و (۹) محاسبه می‌گردد:

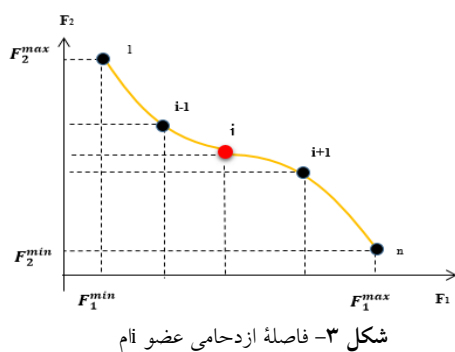
$$P_n = A_g F_{cr} \quad (8)$$





شکل ۲- رتبه‌بندی پاسخها

اگر رتبه برای انتخاب، معیار کافی نباشد و نتوان تمام جواب‌های موجود در یک رتبه را انتخاب کرد، جواب‌هایی انتخاب خواهند شد که فاصله ازدحامی بیش‌تری داشته باشند. در شکل (۳) اعضای جمعیت به‌طور مثال نشان داده شده است که در آن عضو اول، آخر و همچنین عضو آم مشخص شده‌اند. با توجه به شکل و رابطه (۱۴) فاصله ازدحامی عضو آم محاسبه می‌شود.



شکل ۳- فاصله ازدحامی عضو آم

$$\begin{cases} d_i^1 = \frac{|f_1^{i+1} - f_1^{i-1}|}{f_1^{max} - f_1^{min}} \\ d_i^2 = \frac{|f_2^{i+1} - f_2^{i-1}|}{f_2^{max} - f_2^{min}} \end{cases} \xrightarrow{\text{yields}} d_i = d_i^1 + d_i^2 \quad (14)$$

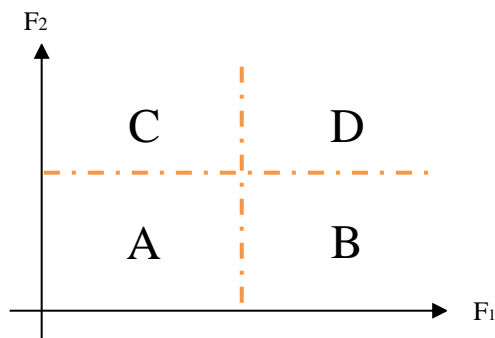
بنابراین بر روی اعضا دو مرتبه مرتب‌سازی صورت می‌گیرد، یک‌بار مرتب‌سازی بر اساس رتبه‌بندی و بار دیگر بر اساس فاصله ازدحامی و جمعیت جدید؛ بعد از این مرتب‌سازی‌ها انتخاب می‌شوند. در شکل (۴) نحوه مرتب‌سازی در هر تکرار نشان داده شده است.

فراابتکاری، برای دستیابی به مجموعه‌ای از جواب‌ها، اطلاعات کمی درباره مسئله نیاز دارند و نتایج قابل قبول‌تری ارائه می‌دهند [۱۴]. پایه و اساس این روش بر مبنای مقایسه هر دو عضو دلخواه از مجموعه جواب‌ها می‌باشد، یعنی تمام جواب‌های داده‌شده توسط الگوریتم دوبه‌دو با یکدیگر مقایسه شده، جواب بهتر (کم‌تر) ذخیره شده و جواب بدتر، از صفحه جواب‌های موجود حذف می‌شود. همچنین تمام جواب‌ها باید رتبه‌بندی شده و فاصله ازدحامی<sup>۱</sup> جواب‌های موجود در یک رتبه نیز محاسبه شود [۱۵].

تعریف مفهوم غلبه<sup>۲</sup>: همان‌گونه که در بالا بیان شد، مبنای این روش بر اساس مقایسه هر دو جواب دلخواه بر روی صفحه جواب‌ها می‌باشد. در رابطه (۱۳) مفهوم غلبه به زبان ریاضی مشاهده می‌شود:

$$X \text{ dom } Y \Leftrightarrow \begin{cases} \forall i : x_i \leq y_i \\ \exists i_0 : x_{i_0} < y_{i_0} \end{cases} \quad (13)$$

$X$  بر  $Y$  غلبه می‌کند اگر و فقط اگر،  $Y$  از هیچ نظر بهتر از  $X$  نباشد و  $X$  حداقل از یک نظر اکیداً بهتر از  $Y$  باشد. در شکل (۱)،  $X$  بر تمام اعضای ناحیه  $D$  غلبه می‌کند و مغلوب هر یک از اعضای ناحیه  $A$  می‌شود ولی در مورد دو ناحیه دیگر نمی‌شود نظری داد زیرا دو شرط غلبه‌کردن را ندارد.



شکل ۱- تقسیم‌بندی فضای جستجو با توجه به مفهوم غلبه

رتبه‌بندی جواب‌ها به این صورت است؛ جواب‌هایی که اصلاً مغلوب نشده‌اند در رتبه ۱، جواب‌هایی که یک بار مغلوب شده‌اند در رتبه ۲ و به همین ترتیب تمام جواب‌های موجود رتبه‌بندی می‌شوند. به‌عنوان مثال در شکل (۲) مجموعه جواب‌ها به پنج رتبه تقسیم و شماره هر رتبه مشخص شده است.

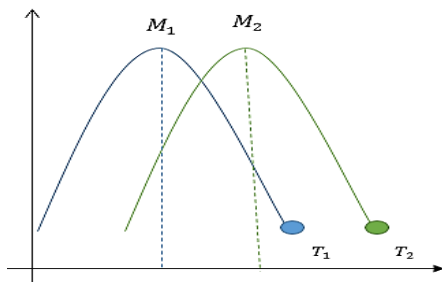
<sup>1</sup> Crowding-Distance

<sup>2</sup> Dominance

### ۳-۲-۱ نحوه عملکرد الگوریتم

مبنا و پایه این الگوریتم بر اساس آموزش و یادگیری دانش‌آموزان در کلاس است. به‌عنوان یک مثال، اگر نمودار توزیع نمرات یک کلاس با توجه به چگالی نمرات رسم شود، یک شکل مشابه شکل (۵) پدید می‌آید؛ در این شکل باید میانگین مشخص شود؛ چراکه معیار مقایسه کلاس‌ها با یکدیگر همین میانگین می‌باشد؛ میانگین یکی از متغیرهای مهم در این روش است. تنها فرق این روش با واقعیت این است که در آن معلم، به معنی یک معلم خارجی نمی‌باشد. در اصل بهترین شاگرد یا همان بهترین نمره به‌عنوان معلم در نظر گرفته می‌شود (T1). کار معلم تلاش برای بهبود وضعیت کلاس خواهد بود، در واقع تلاش می‌کند میانگین کلاس را به بهترین حالت ممکن افزایش دهد. بیش‌ترین افزایش در این حالت، یعنی این که میانگین برابر شود با همان مقدار T1، که این یک ایده‌آل و بهترین حالت ممکن است. بنابراین معلم در تلاش است که تمام اعضا را بهبود دهد و یک نمودار جدید را به‌دست آورد (شکل (۵)).

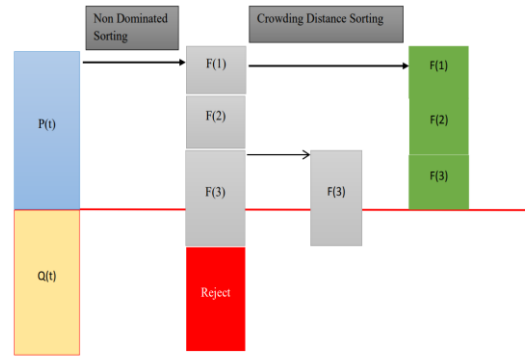
چگالی نمرات



شکل ۵- نمودار توزیع نمرات [۱۳]

با تشکیل شدن نمودار جدید، یک میانگین جدید نیز تعریف می‌شود (M2). در نمودار به‌دست‌آمده یک معلم جدید مشخص می‌شود (T2). این فرایند به همین ترتیب شروع به بهبودبخشیدن به تمامی اعضا می‌کند. به مرحله گفته‌شده در بالا که آموزش بر اساس یادگیری از معلم است، مرحله آموزش (Teaching-phase) گفته می‌شود.

آموزش مرحله دیگری دارد، که آن را می‌توان تعامل دانش‌آموزان با یکدیگر و تبادل اطلاعات آن‌ها با هم بیان کرد. یعنی دانش‌آموزان می‌توانند با تعامل با یکدیگر باعث پیشرفت هم شوند. به‌طور مثال در شکل (۶)، دو همکلاسی  $X_i$  و  $X_j$  در نظر



شکل ۴- مرتب‌سازی جمعیت در هر تکرار

در شکل فوق  $P(t)$  جمعیت اصلی (اولیه) و  $Q(t)$  جمعیت بهبودیافته هستند. ابتدا رتبه‌بندی بر روی هر دو جمعیت به‌صورت هم‌زمان انجام می‌گیرد سپس همان‌گونه که در شکل مشخص است برای تمام اعضای رتبه سوم در جمعیت اصلی، فضا وجود ندارد و در این قسمت فاصله ازدحامی اعضا در هر رتبه محاسبه می‌شود و جمعیت بر اساس فاصله ازدحامی (زیاد به کم) مرتب‌سازی شده و بعد از این مرتب‌سازی قسمتی از رتبه سوم که در جمعیت اصلی قرار می‌گیرد انتخاب می‌شود.

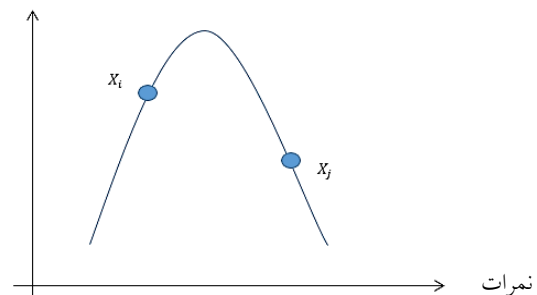
### ۳-۲ معرفی الگوریتم TLBO

اولین بار این الگوریتم توسط آقای رائو<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۱ معرفی شده است [۱۶]. این الگوریتم با الهام‌گرفتن از فرآیند آموزش و یادگیری در کلاس درس شکل گرفته است و با استفاده از این فرآیند توانسته مدلی برای بهینه‌سازی ارائه دهد. با توجه به تحقیقات آقای رائو و همکاران در سال ۲۰۱۲، در این الگوریتم بهینه‌سازی، گروهی از فراگیران به‌عنوان یک جمعیت محسوب می‌شوند و موضوعات مختلف ارائه‌شده به دانش‌آموزان، به‌عنوان تابع تناسب در نظر گرفته می‌شود و بهترین راه حل (نمره) به‌عنوان معلم در نظر گرفته می‌شود. TLBO فقط نیاز به کنترل پارامترهای معمول مانند: اندازه جمعیت و ... دارد و نیاز به کنترل پارامترهای خاص استفاده‌شده در دیگر الگوریتم‌ها نمی‌باشد؛ پس می‌توان به آن، الگوریتمی بدون نیاز به پارامترهای خاص گفت. راه حل‌های بهینه‌سازی همواره در تلاش هستند که جواب‌های مناسب و قابل‌قبول را از مرحله قبل به مراحل بعدی منتقل کنند و این یکی از مهم‌ترین قسمت‌ها در روش‌های بهینه‌سازی است. به این ترتیب، این روش بهترین جواب‌های موجود را از چرخه خود خارج نمی‌کند و با استفاده از آن تلاش می‌کند که تمام جواب‌ها را بهبود بخشد [۱۷].

<sup>1</sup> Rao

گرفته شده‌اند. با توجه به نمودار و نمرات کسب‌شده توسط آن‌ها،  $X_i$  باید از  $X_j$  آموزش بپذیرد؛ در بهترین شرایط دانش‌آموز ضعیف‌تر دقیقاً به نمره دانش‌آموز قوی‌تر دست پیدا خواهد کرد یا به‌طور دیگر  $X_i$  و  $X_j$  بر یکدیگر منطبق شوند که بسیار ایده‌آل می‌باشد و همچنین از گستردگی و تصادفی بودن جواب‌های به‌دست‌آمده می‌کاهد، که مورد قبول نخواهد بود. برای آن که حالت تصادفی در به‌دست‌آوردن جواب‌های جدید در نظر گرفته شود و گستردگی جواب‌ها نیز رعایت شده باشد، برای دستیابی به عضو جدید یک بردار تصادفی  $r$  را در در اختلاف بین دو عضو قدیم ضرب کرده، که به تصادفی بودن جواب‌ها کمک بسیاری خواهد کرد.

جگالی نمرات



شکل ۶- نمودار مقایسه نمرات دو دانش‌آموز [۱۶]

به مرحله گفته‌شده در بالا همان مرحله یادگیری یا به‌عبارت دیگر Learner-phase گفته می‌شود. به‌طورکلی نحوه عملکرد این الگوریتم را می‌توان به هشت مرحله زیر تقسیم‌بندی نمود:

- ۱- آماده‌سازی: تنظیم پارامترها و تولید جمعیت اولیه
- ۲- محاسبه میانگین اعضای جمعیت اولیه  $M_0$
- ۳- انتخاب بهترین عضو جمعیت به‌عنوان معلم

۴- مرحله معلم یا آموزش: در این مرحله همان‌طور که گفته شد، بهترین عضو جمعیت به‌عنوان معلم انتخاب می‌شود و عملکرد آن به این شکل است که میانگین جمعیت را بهبود بخشیده و به مقدار خود نزدیک می‌کند و یک میانگین جدید برابر با خود ( $M_{new} = Teacher$ ) تشکیل می‌دهد، پس با توجه به این جابه‌جایی تمام اعضای جدید جمعیت را طبق رابطه (۱۵) محاسبه می‌کنند.

$$X_i^{new} = X_i + \bar{r} [M_{new} - T_f M_0] \quad (15)$$

در فرمول بالا از بردار  $(r)$  برای تصادفی کردن بیش‌تر جواب‌ها استفاده شده است. همچنین یک ضریب دیگر به نام  $(Tf)$  در فرمول مشاهده می‌شود که به آن Teacher factor یا ضریب معلم گفته

می‌شود؛ این ضریب تصادفی از بین دو عدد یک و دو انتخاب می‌شود. اما در پژوهش حاضر برای این ضریب فرمول دیگری انتخاب شده است که از رابطه (۱۶) محاسبه می‌شود [۱۸]. کار این ضریب در واقع این است که جواب‌های جدید را به‌طور تصادفی با شتاب یک و یا دو برابر حالت قبلی به جواب‌های جدید تبدیل کند و باعث به‌وجود آمدن جواب‌های بهتر نسبت به حالت اول شده و یا دانش جدیدی را ایجاد می‌کند.

$$T_{Fi} = \frac{M_{D,i}}{M_{newD,i}} \quad D = 1.2 \dots D_n \quad i = 1.2 \dots N_G \quad (16)$$

در رابطه فوق  $(D_n)$  تعداد متغیرهای طراحی،  $(N_G)$  شماره نسل‌ها،  $(M_{D,i})$  میانگین دانش‌آموزان در تکرار  $i$ ام و  $(M_{newD,i})$  وضعیت معلم در همان تکرار می‌باشد.

۵- پاسخ‌هایی که بهتر باشند، جایگزین پاسخ‌های قدیمی می‌شوند.

۶- مرحله دانش‌آموز یا یادگیری: برای هر پاسخ مانند  $X_i$  یک پاسخ دیگر مانند  $X_j$  به تصادف انتخاب می‌شود، که ممکن است دو حالت برای این انتخاب‌ها رخ بدهد:

حالت اول: اگر  $X_i$  بهتر باشد جواب جدید از رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود:

$$X_i^{new} = X_i + \bar{r}(X_i - X_j) \quad (17)$$

حالت دوم: اگر  $X_j$  بهتر باشد جواب جدید از رابطه (۱۸) محاسبه خواهد شد:

$$X_i^{new} = X_i + \bar{r}(X_j - X_i) \quad (18)$$

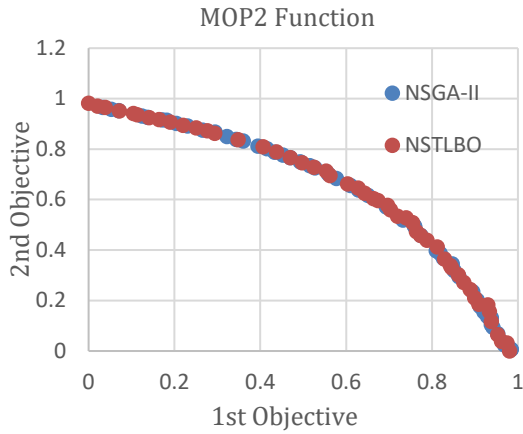
۷- پاسخ‌هایی که بهتر باشند، جایگزین پاسخ‌های قدیمی می‌شوند.

۸- شرایط خاتمه بررسی می‌شود و در صورت برآورده‌نشدن این شرایط، الگوریتم از مرحله دو ادامه پیدا کرده و تکرار می‌شود. در غیر این صورت الگوریتم خاتمه یافته و بهترین جواب به‌عنوان جواب بهینه به‌دست‌آمده در نظر گرفته می‌شود.

### ۳-۳ معرفی الگوریتم NSTLBO

در دو بخش گذشته روش NS و الگوریتم TLBO به‌صورت مجزا توضیح داده شد. در این بخش نحوه عملکرد الگوریتم NSTLBO به‌صورت مختصر و طی چند گام توضیح داده خواهد شد:

گام اول: جمعیت اولیه به‌صورت تصادفی و با توزیع یکنواخت تشکیل می‌شود.



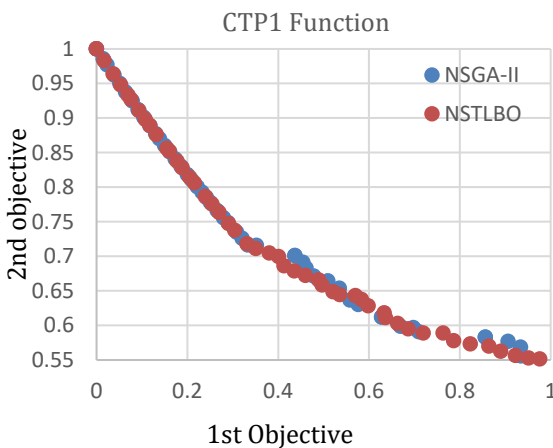
شکل ۷- نمودار صحت‌سنجی NSGA-II و NSTLBO در مثال اول

#### ۴-۲- مثال دوم

این مثال که CPT1 Function نام دارد دارای دو تابع هدف به صورت زیر می‌باشد. همچنین قیود و دامنه متغیرها مشخص شده است.

$$\begin{aligned} \text{Minimize} &= \begin{cases} F_1(x, y) = x \\ F_2(x, y) = (1 + y) \exp\left(-\frac{x}{1 + y}\right) \end{cases} \\ \text{Constraints} &= \begin{cases} g_1(x, y) = \frac{f_2(x, y)}{0.858 \exp(-0.541 f_1(x, y))} \\ g_2(x, y) = \frac{f_2(x, y)}{0.728 \exp(-0.295 f_1(x, y))} \end{cases} \\ \text{Search domain} &= 0 \leq x, y \leq 1 \end{aligned}$$

در شکل (۸) نتایج و جبهه اول پاسخ به دست آمده با دو روش NSTLBO و NSGA-II مشاهده می‌شود.



شکل ۸- نمودار صحت‌سنجی NSGA-II و NSTLBO در مثال دوم

گام دوم: مقادیر توابع هدف برای جمعیت مورد نظر محاسبه می‌شود.

گام سوم: مقادیر توابع هدف (جواب‌ها) رتبه‌بندی می‌شوند.

گام چهارم: فاصله ازدحامی تمام جواب‌ها محاسبه می‌شود.

گام پنجم: تمام اعضا با توجه به رتبه‌بندی و فاصله ازدحامی

چیده می‌شوند.

گام ششم: اعضای چیده شده وارد حلقه بهینه‌سازی الگوریتم

شده و بهبود می‌یابند.

گام هفتم: در پایان هر تکرار مرتب‌سازی اعضا مانند گام پنجم

انجام می‌پذیرد و جبهه اول پاسخ شکل خواهد گرفت.

با افزایش تعداد تکرارها، جبهه اول پاسخ به صورت کامل شکل

می‌گیرد.

باید توجه داشت که جبهه اول پاسخ دارای کیفیت و نظم

باشد، یعنی علاوه بر این که بهترین جواب‌ها را داشته باشد، این

جواب‌ها نیز باید در سراسر جبهه به صورت یکنواخت موجود

باشند. بنابراین یک جبهه پاسخ قابل قبول باید دارای کیفیت و نظم

به صورت هم‌زمان باشد.

#### ۴- صحت‌سنجی الگوریتم NSTLBO

صحت‌سنجی الگوریتم با استفاده از چهار مثال پرتکرار ریاضی

که در کتاب آقای کونلو<sup>۱</sup> و همکاران ارائه شده، انجام گرفته است.

صحت الگوریتم موجود در این مقاله با مقایسه الگوریتم

NSGA-II بررسی شده است [۱۹].

#### ۴-۱- مثال اول

این مثال که به نام MOP2 (Fonseca and Fleming Function)

شناخته شده است دارای دو تابع هدف به صورت زیر می‌باشد:

$$\begin{cases} f_1(x) = 1 - \exp\left(-\sum_{i=1}^n \left(x_i + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)^2\right) \\ f_2(x) = 1 - \exp\left(-\sum_{i=1}^n \left(x_i - \frac{1}{\sqrt{n}}\right)^2\right) \end{cases}$$

در تابع هدف فوق،  $(x_i)$  متغیر آم و  $(n)$  تعداد متغیرها است. تعداد

متغیرها در این مثال برابر سه در نظر گرفته شده و حد بالا و پایین

آن به ترتیب برابر ۴ و -۴ می‌باشد. بهینه‌سازی این مثال به صورت

کمینه‌سازی صورت گرفته است. در شکل (۷) نتایج و جبهه اول

پاسخ به دست آمده با دو روش NSTLBO و

NSGA-II مشاهده می‌شود.

<sup>1</sup> Coello

### ۳-۴- مثال سوم

این مثال که به نام Constr-EX Problem شناخته می‌شود دارای دو تابع هدف به صورت زیر است. همچنین قیود و دامنه متغیرها مشخص شده است.

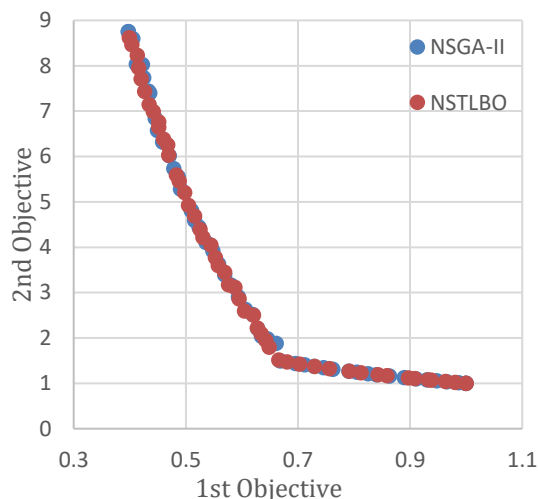
$$\text{Minimize} = \begin{cases} F_1(x, y) = x \\ F_2(x, y) = \frac{1+y}{x} \end{cases}$$

$$\text{constraints} \begin{cases} g_1(x, y) = y + 9x \geq 6 \\ g_2(x, y) = -y + 9x \geq 1 \end{cases}$$

$$\text{Search domain} \begin{cases} 0.1 \leq x \leq 1 \\ 0 \leq y \leq 5 \end{cases}$$

در شکل (۹) نتایج و جبهه اول پاسخ به دست آمده با دو روش NSTLBO و NSGA-II مشاهده می‌شود.

Constr-Ex Problem



شکل ۹- نمودار صحت‌سنجی NSGA-II و NSTLBO در مثال سوم

### ۴-۴- مثال چهارم

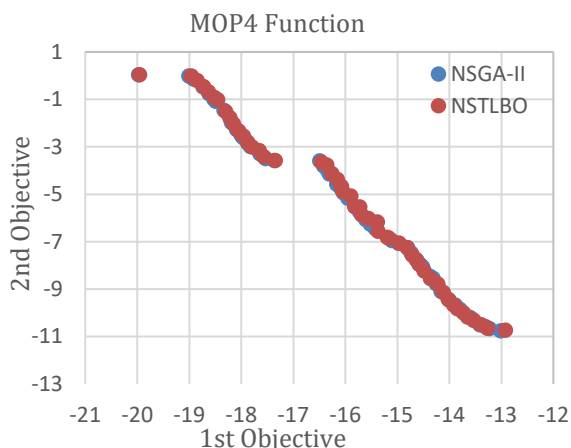
این مثال که MOP4 (Kursawe Function) نام دارد دارای دو تابع هدف به صورت زیر می‌باشد. همچنین قیود و دامنه متغیرها مشخص شده است.

$$f_1(x) = \sum_{i=1}^{n-1} (-10e^{(-0.2) * \sqrt{x_i^2 + x_{i+1}^2}})$$

$$f_2(x) = \sum_{i=1}^n |x|^{0.8} + 5 \sin(x_i)^3$$

تعداد متغیرها برابر سه و حد بالا و پایین آن به ترتیب برابر ۵ و ۰ می‌باشد. بهینه‌سازی این مثال به صورت کمینه‌سازی صورت گرفته است. در شکل (۱۰) نتایج و جبهه اول پاسخ به دست آمده با دو روش NSTLBO و NSGA-II مشاهده می‌شود.

با بررسی نتایج چهار مثال فوق، صحت الگوریتم نوشته شده تأیید می‌شود و می‌توان از این الگوریتم برای بهینه‌سازی قاب‌ها استفاده نمود.



شکل ۱۰- نمودار صحت‌سنجی NSGA-II و NSTLBO در مثال

چهارم

### ۵- معرفی نمونه‌های مطالعه

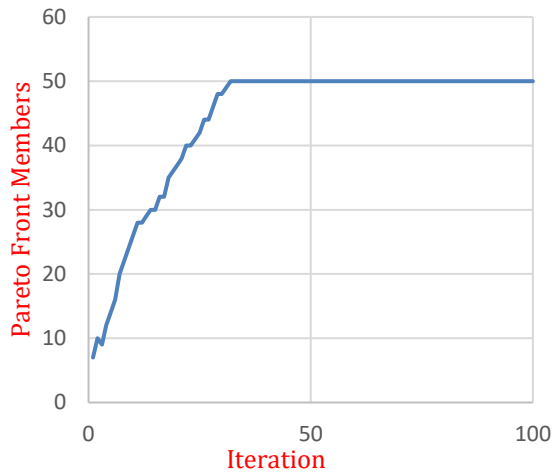
در این مقاله پنج نمونه بررسی شده است تا عملکرد الگوریتم سنجدیده شود. سه قاب خمشی با دهانه و طبقات مختلف که نشان‌دهنده سه تیپ ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلند از لحاظ ارتفاعی می‌باشند. همچنین دو قاب مهاربندی مورد مطالعه قرار گرفته است. این کار تاکنون توسط کسی صورت نگرفته، به همین علت جبهه اول پاسخی برای مقایسه وجود ندارد.

#### ۵-۱- نمونه اول

تمامی ستون‌ها یک تیپ و از مقاطع W10 (۱۸ مقطع) و تمامی تیرها نیز یک تیپ هستند که از بین ۲۶۷ مقطع انتخاب می‌شوند. فضای جستجوی این قاب برابر ۴۸۰۶ طراحی است. ضریب پواسون برابر ۰/۳، مدول الاستیسیته برابر  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$  تنش تسلیم فولاد برابر  $248 \text{ MPa}$  و طول مهارنشده تیر برابر یک‌ششم طول دهانه می‌باشد. در شکل (۱۱) یک نمای کلی از مدل‌سازی و بارگذاری قاب مورد نظر مشاهده می‌شود.

سناریوی سوم که بیش‌ترین وزن یا به‌عبارت دیگر بزرگ‌ترین مقاطع را دارد باید کم‌ترین نسبت تنش داخلی را داشته باشد که در شکل (۱۳) صحت این موضوع مشخص شده است. همچنین نسبت تنش‌های اعضا در سناریوی اول که کم‌ترین وزن به‌دست آمده می‌باشد، از مقدار مجاز آیین‌نامه بیش‌تر نشده و می‌توان آن را به‌عنوان وزن بهینه‌سازه در نظر گرفت.

در شکل (۱۴) تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول پاسخ با توجه به تکرارها مشاهده می‌شود.

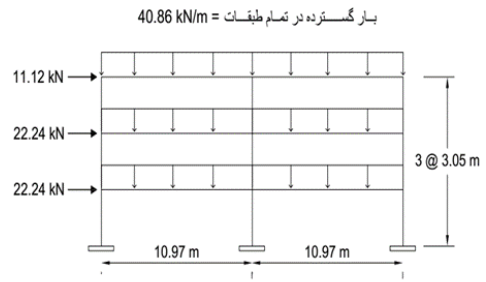


شکل ۱۴- نمودار تعداد جواب‌ها در جبهه اول پاسخ، قاب خمشی ۳ طبقه

تعداد جواب‌ها در جبهه اول با افزایش تکرارها بیش‌تر می‌شود تا به تعداد مورد نظر که ۵۰ عدد است، برسد. در شکل نیز مشخص است که الگوریتم در تکرار ۳۲ به تمام ۵۰ جواب مورد نظر رسیده و در ادامه به بهبود جواب‌های موجود می‌پردازد که نشان‌دهنده سرعت الگوریتم در به‌دست آوردن جبهه اول پاسخ می‌باشد.

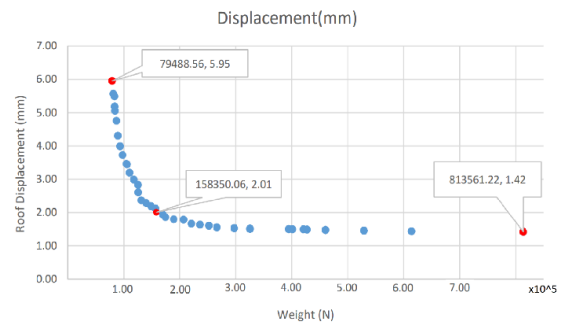
#### ۵-۲- نمونه دوم

تیب‌بندی اعضا به‌صورت پنج تیپ ستون و چهار تیپ تیر می‌باشد. ستون‌ها در هر دو طبقه یک تیپ هستند که از بین مقاطع W12 و W14 (۶۶ مقطع) انتخاب می‌شوند. تیرها در هر سه طبقه یک تیپ و در طبقه آخر یک تیپ جداگانه دارند که از بین ۲۶۷ مقطع انتخاب می‌شوند. فضای جستجو حدود  $6.36 \times 10^{18}$  طراحی است. ضریب پواسون برابر ۰/۳، مدول الاستیسیته برابر  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ ، تنش تسلیم فولاد برابر  $248 \text{ MPa}$  و طول مهارنشده تیر برابر یک‌پنجم طول دهانه می‌باشد. در شکل (۱۵) نمای کلی از مدل‌سازی و بارگذاری قاب مورد نظر مشاهده می‌شود.



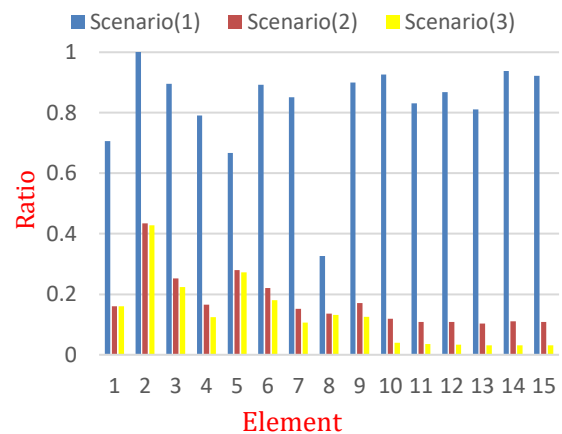
شکل ۱۱- مدل‌سازی و بارگذاری قاب خمشی ۳ طبقه

شکل (۱۲) نمودار جبهه اول پاسخ برای قاب خمشی سه طبقه است.

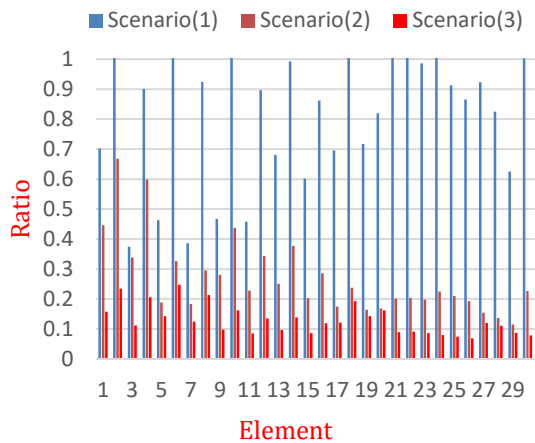


شکل ۱۲- جبهه اول پاسخ قاب خمشی ۳ طبقه

محور Xها وزن قاب بر حسب نیوتن و محور Yها جابه‌جایی طبقه بام بر حسب میلی‌متر است. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود هر چقدر وزن بیش‌تر شود جابه‌جایی بام کم‌تر خواهد شد. در شکل فوق سه سناریو انتخاب شده است؛ کم‌ترین وزن (نقطه قرمز)، بیش‌ترین وزن و یک سناریو میان آن‌ها. هر یک از این سناریوهای انتخابی، سازه‌های مختلف با مقاطع متفاوت هستند. شکل (۱۳) نسبت تنش موجود در اعضای سه سناریوی انتخابی را نشان می‌دهد.

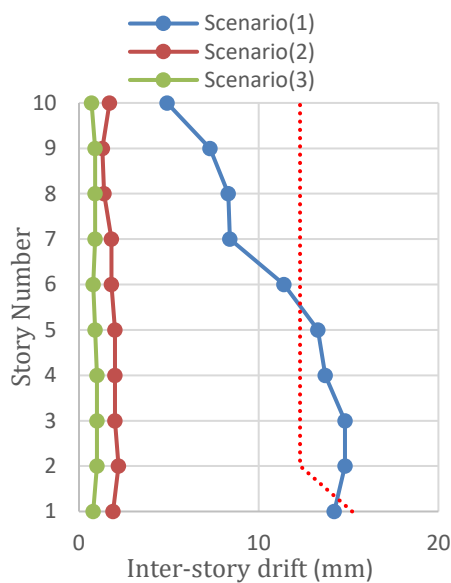


شکل ۱۳- نسبت تنش‌های داخلی در سه سناریوی انتخابی جبهه اول پاسخ در قاب خمشی ۳ طبقه



شکل ۱۷- نسبت تنش‌های داخلی در سه سناریوی انتخابی جبهه اول پاسخ در قاب خمشی ۱۰ طبقه

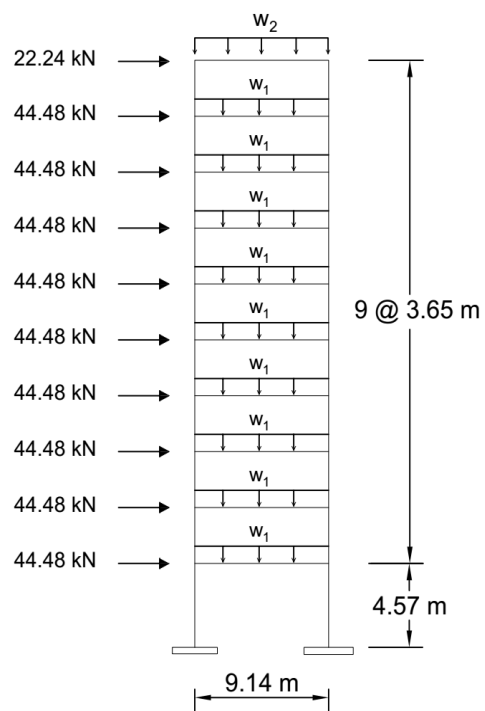
شکل (۱۸) نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای سه سناریوی انتخابی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل مشخص است، جابه‌جایی نسبی طبقات سناریوی اول که کم‌ترین وزن را دارد از مقدار مجاز در آیین‌نامه بیش‌تر شده، بنابراین به‌عنوان وزن بهینه قابل قبول نیست. در شکل (۱۶) نقاط، قبل از خط قرمز رنگ هستند، به همین علت غیر قابل قبول می‌باشند. این خط بهترین وزن به‌دست آمده برای سازه فوق است.



شکل ۱۸- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سه سناریوی انتخابی جبهه اول پاسخ در قاب خمشی ۱۰ طبقه

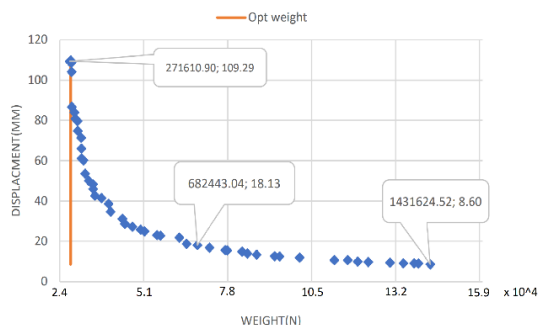
در شکل (۱۹) تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول پاسخ با توجه به تکرارها قابل مشاهده است.

$$w_1 = 87.56 \text{ kN/m} \quad w_2 = 43.78 \text{ kN/m}$$

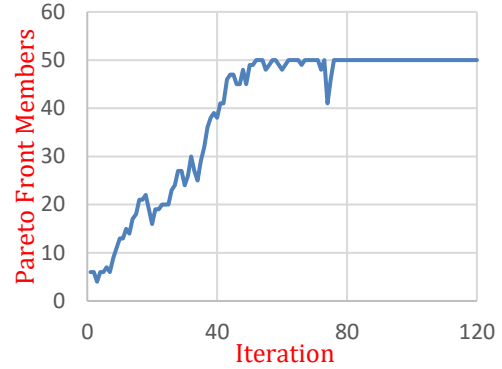
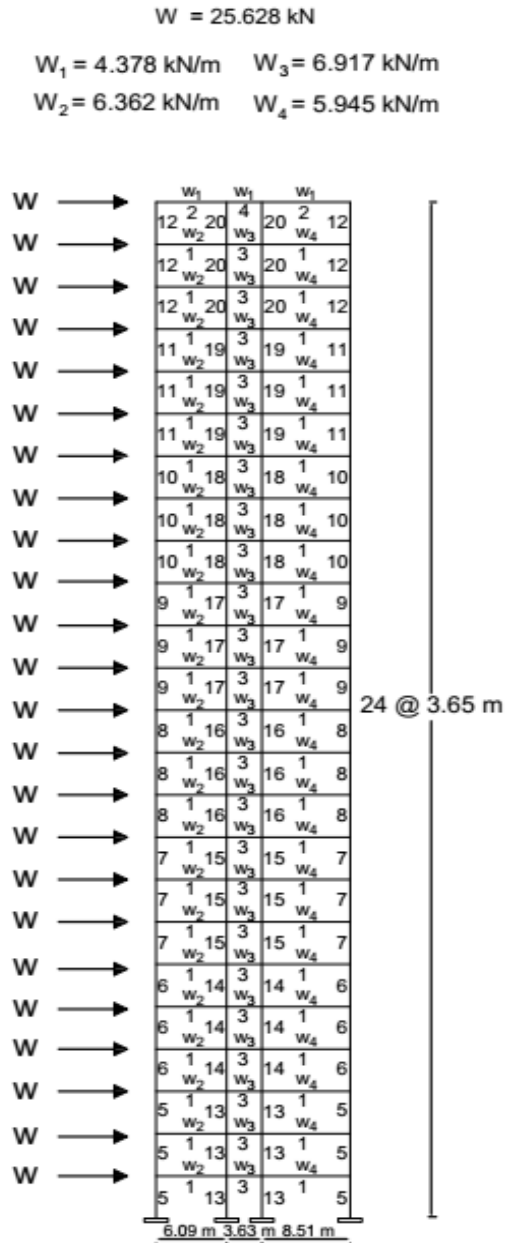


شکل ۱۵- مدل سازه‌ای و بارگذاری قاب خمشی ۱۰ طبقه

شکل (۱۶) نمودار جبهه اول پاسخ برای قاب خمشی ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود هر چقدر وزن بیش‌تر شود جابه‌جایی بام کم‌تر خواهد شد. در شکل فوق سه سناریو انتخاب شده است؛ کم‌ترین وزن، بیش‌ترین وزن و یک سناریو میان آن‌ها. هر یک از این سناریوهای انتخابی، سازه‌های مختلف با مقاطع متفاوت هستند. شکل (۱۷) نسبت تنش موجود در اعضای سه سناریوی انتخابی را نشان داده و مشخص می‌کند هر مقدار وزن سازه بیش‌تر شود، مقاطع بزرگ‌تر و در نتیجه نسبت تنش‌های داخلی اعضا کاهش پیدا می‌کند.



شکل ۱۶- جبهه اول پاسخ قاب خمشی ۱۰ طبقه



شکل ۱۹- نمودار تعداد جواب‌ها در جبهه اول پاسخ قاب خمشی ۱۰ طبقه

همان‌گونه که در شکل مشخص است با افزایش تعداد تکرارها، تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول افزایش می‌یابد. سرعت افزایش تعداد پاسخ‌ها با توجه به تکرارها نشان از سرعت بالای الگوریتم دارد. همچنین کاهش نمودار در تکرارهای مختلف به این معنی است که در آن تکرارها تعدادی از جواب‌های موجود مغلوب شده‌اند و در ادامه جواب‌های بهبودیافته جدید جایگزین آن‌ها خواهند شد.

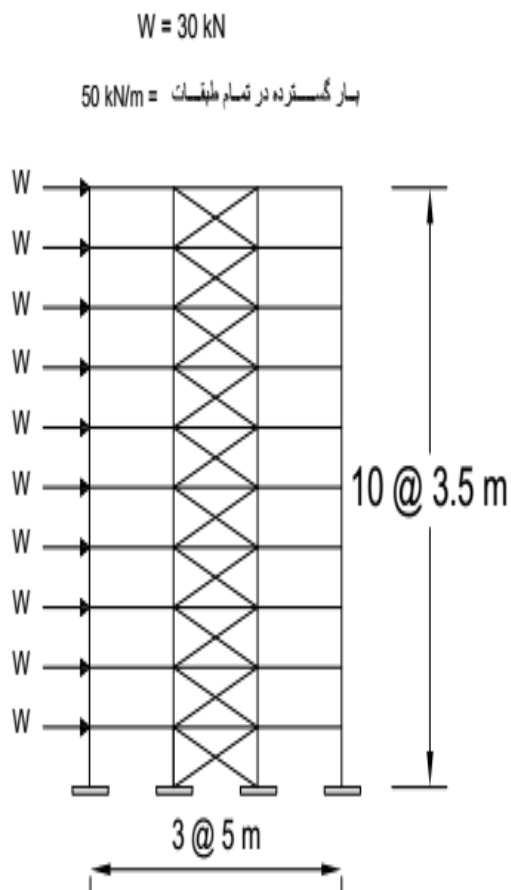
### ۳-۵- نمونه سوم

یک قاب سه دهانه ۲۴ طبقه در نظر گرفته شده است که طول دهانه‌های آن از راست به چپ به ترتیب برابر با  $۸/۵۱$ ،  $۳/۶۳$  و  $۶/۰۹$  متر می‌باشد. ارتفاع تمام طبقات آن یکسان و برابر  $۳/۶۵$  متر است. بار اعمالی بر روی سقف طبقه آخر برابر  $W_1$ ، بر روی دهانه سمت راست برابر  $W_2$ ، بر روی دهانه وسط برابر  $W_3$  و بر روی دهانه سمت چپ برابر  $W_4$  می‌باشد. تیپ‌بندی به صورت چهار تیپ تیر و ۱۶ تیپ ستون است. که در شکل (۲۰) مشخص شده است. تیرها از بین ۲۶۷ مقطع و ستون‌ها از بین مقاطع  $W14$  (۳۷ مقطع) انتخاب شده‌اند. فضای جستجو  $6.27 \times 10^{34}$  طراحی است. ضریب پواسون برابر  $۰/۳$ ، مدول الاستیسیته برابر  $2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$ ، تنش تسلیم فولاد برابر  $230 \text{ MPa}$  و طول مهارنشده تیر برابر طول دهانه می‌باشد.

شکل ۲۰- نمای کلی مدل‌سازی و بارگذاری قاب خمشی ۲۴ طبقه

در شکل (۲۱)، نمودار جبهه اول پاسخ برای قاب خمشی ۲۴ طبقه ارائه شده است. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود هر مقدار وزن بیش‌تر شود جابه‌جایی بام کم‌تر خواهد شد. همچنین در شکل مقدار مجاز جابه‌جایی بام مطابق آیین‌نامه مشخص شده است و نقاطی که جابه‌جایی بیش‌تری دارند، غیرقابل قبول هستند. در این شکل سه عضو مشخص شده است که از اطلاعات آن‌ها می‌توان برای مقایسه کار حاضر با مطالعات آینده استفاده نمود.

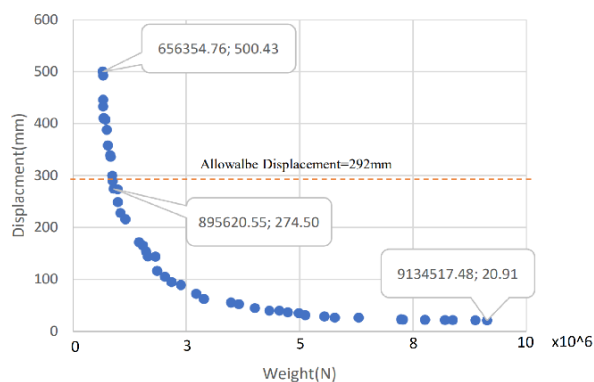
به صورت صلب و مهاربندها در ابتدا و انتهای خود مفصلی فرض می‌شوند. در شکل (۲۳) یک نمای کلی از مدل‌سازی و بارگذاری قاب مورد نظر مشاهده می‌شود. در گذشته بهینه‌سازی توپولوژی این قاب توسط بابایی و ثنائی در سال ۲۰۱۶ انجام گرفته است [۲۰].



شکل ۲۳- مدل‌سازی و بارگذاری قاب مهاربندی ۱۰ طبقه

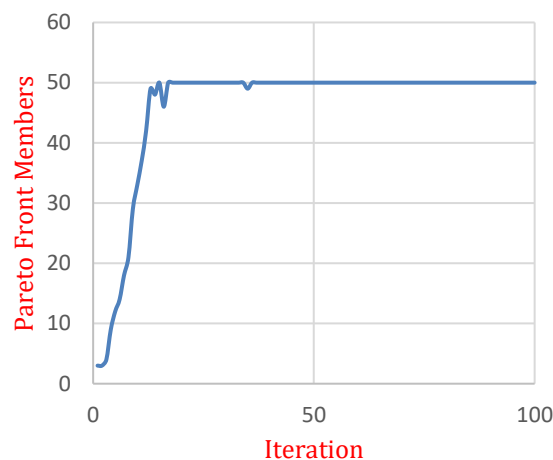
شکل (۲۴) نمودار جبهه اول پاسخ برای قاب مهاربندی ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل مشخص است، هر چقدر وزن بیش‌تر شود جابه‌جایی بام کم‌تر خواهد شد. در این شکل سه عضو مشخص شده است که از اطلاعات آن‌ها می‌توان برای مقایسه کار حاضر با مطالعات آینده استفاده نمود.

در شکل (۲۵) تعداد جواب‌های موجود جبهه اول پاسخ در قاب مهاربندی ۱۰ طبقه با توجه به تکرارها مشاهده می‌شود.



شکل ۲۱- جبهه اول پاسخ قاب خمشی ۲۴ طبقه

در شکل (۲۲) تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول پاسخ در قاب خمشی ۲۴ طبقه با توجه به تکرارها مشاهده می‌شود.



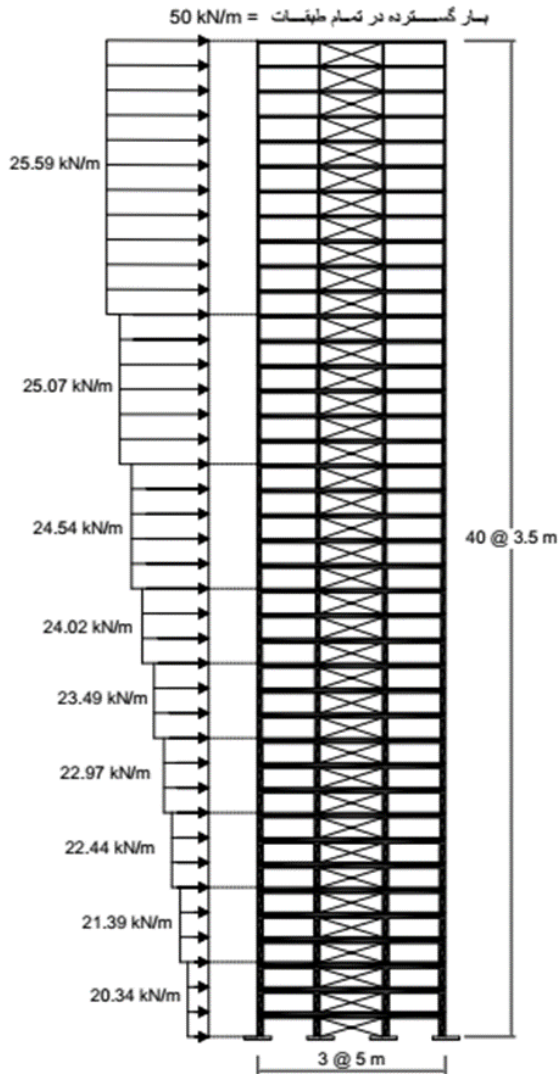
شکل ۲۲- نمودار تعداد جواب‌ها در جبهه اول پاسخ قاب خمشی ۲۴ طبقه

همان‌گونه که در شکل مشخص است با افزایش تکرارها تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول پاسخ نیز افزایش می‌یابد. روند صعودی و یکنواخت این نمودار نشان‌دهنده کارایی بالایی الگوریتم در سازه‌های بلند است که در تکرار پایین، جبهه اول پاسخ را به‌طور کامل تشکیل می‌دهد.

#### ۴-۵- نمونه چهارم

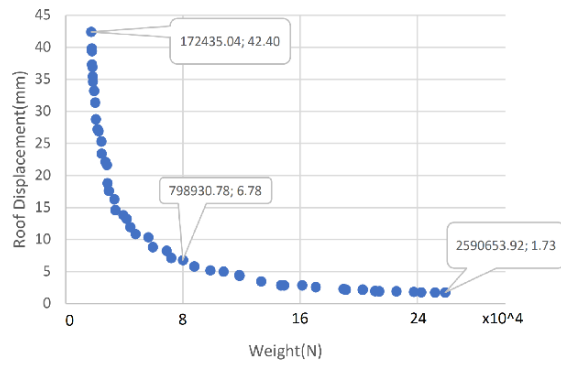
تیپ‌بندی به صورت ۱۰ تیپ ستون، ۱۰ تیپ تیر و پنج تیپ بادبند است. ستون‌ها در هر طبقه یک تیپ هستند که از مقاطع W14 (۳۷ مقطع)، تیرها در هر طبقه یک تیپ که از بین ۲۶۷ مقطع و بادبندها در هر دو طبقه یک تیپ که از بین مقاطع W6 و W8 (۲۰ مقطع) انتخاب می‌شوند. فضای جستجو  $2.83 \times 10^{46}$  طراحی است. ضریب پواسون برابر  $0.3$ ، مدول الاستیسیته برابر  $2.04 \times 10^5 MPa$ ، تنش تسلیم فولاد برابر  $253 MPa$  و طول مهارنشده تیر برابر طول دهانه می‌باشد. اتصال تیر به ستون

می‌شوند. در گذشته بهینه‌سازی توپولوژی این قاب توسط بابایی و ثنائی در سال ۲۰۱۶ انجام گرفته است [۳].

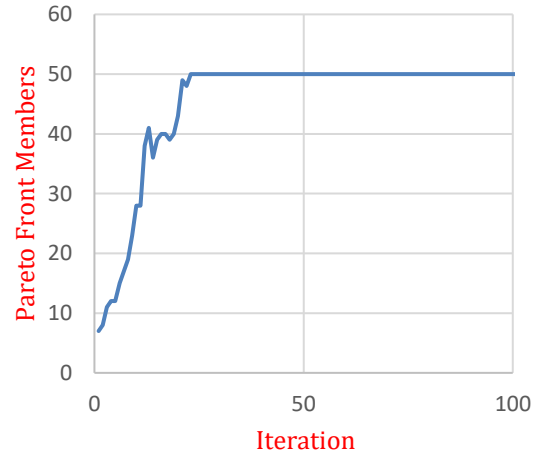


شکل ۲۶- نمای کلی و بارگذاری قاب مهاربندی ۴۰ طبقه

شکل (۲۷) نمودار جبهه اول پاسخ برای قاب مهاربندی ۴۰ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود هر مقدار وزن بیشتر شود جابه‌جایی بام کم‌تر خواهد شد. در این شکل سه عضو مشخص شده است که از اطلاعات آن‌ها می‌توان برای مقایسه کار حاضر با مطالعات آینده استفاده نمود. کاهش شدید موجود در شکل به این دلیل است که هر مقدار مقاطع بزرگ‌تر شوند سختی سازه نیز بیشتر خواهد شد؛ زیاد شدن این سختی باعث می‌شود که جابه‌جایی سازه کاهش یابد و نیروی جانبی وارد شده به سازه توسط مقاطع تحمل شود.



شکل ۲۴- جبهه اول پاسخ قاب مهاربندی ۱۰ طبقه



شکل ۲۵- نمودار تعداد جواب‌ها در جبهه اول پاسخ قاب مهاربندی ۱۰ طبقه

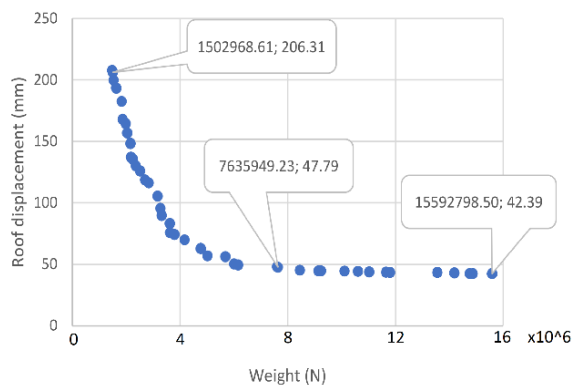
همان‌گونه که در شکل بالا مشاهده می‌شود تعداد جواب‌های موجود با توجه به زیاد شدن تکرارها بیشتر می‌شود و با نوسان کمی، تمامی اعضای موجود در جبهه اول پاسخ را تشکیل می‌دهد.

#### ۵-۵- نمونه پنجم

یک قاب سه دهانه با ۴۰ طبقه در نظر گرفته شده است که طول هر سه دهانه آن ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر می‌باشد. بر روی سقف تمامی طبقات آن یک بار گسترده یکنواخت به میزان ۵۰ کیلو نیوتن در هر متر و یک بار جانبی مطابق شکل (۲۶) اعمال شده است. تیپ‌بندی به صورت ۴۰ تیپ ستون، ۴۰ تیپ تیر و ۲۰ تیپ بادبند است. ستون‌ها در هر طبقه یک تیپ هستند که از مقاطع W14 (مقطع ۳۷)، تیرها در هر طبقه یک تیپ که از بین ۲۶۷ مقطع و بادبندها در هر دو طبقه یک تیپ که از بین مقاطع W8 و W6 (۲۰ مقطع) انتخاب می‌شوند. فضای جستجو  $6.44 \times 10^{185}$  طراحی است. ضریب پواسون برابر ۰/۳، مدول الاستیسیته برابر  $2.04 \times 10^5$  MPa، تنش تسلیم فولاد برابر 253 MPa و طول مهارنشده تیر برابر طول دهانه می‌باشد. اتصال تیر به ستون به صورت صلب و مهاربندها در ابتدا و انتهای خود مفصلی فرض

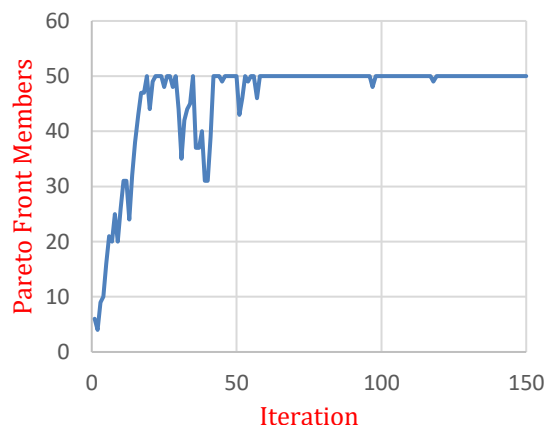
## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله بهینه‌سازی چندهدفه قاب‌های فولادی با استفاده از الگوریتم چینش نامغلوب آموزش-یادگیری (NSTLBO) انجام شده است. توابع هدف در نظر گرفته شده، وزن سازه و جابه‌جایی بام هستند. پنج قاب فولادی شامل سه قاب خمشی و دو قاب فولادی مورد بررسی قرار گرفته شده است. تمامی قیدهای محدودکننده برای محاسبات توابع جریمه مورد نظر با توجه به آیین‌نامه AISC-LRFD در نظر گرفته شده‌اند. به دلیل آن که جابه‌جایی به‌عنوان یکی از توابع هدف در نظر گرفته شده است و این که مسئله باید به‌صورت چندهدفه حل گردد، قید جابه‌جایی از میان قیود موجود در مسئله حذف گردیده است. این کار تاکنون توسط محققان انجام نپذیرفته است، بنابراین هیچ جبهه اول پاسخی برای مقایسه وجود ندارد؛ اما صحت‌سنجی الگوریتم نوشته شده با استفاده از چهار مثال پرتکرار ریاضی صورت گرفته است. در تمامی مثال‌ها جبهه اول پاسخ به خوبی تشکیل شده است و دو شرط نظم و کیفیت را دارا می‌باشد. همچنین در دو مثال سه و ۱۰ طبقه قاب خمشی، سه سناریوی انتخابی برای مقایسه در نظر گرفته شده است. نتایج مقایسه این سناریوها صحت جبهه اول پاسخ به‌دست‌آمده را تأیید می‌کند.



شکل ۲۷- جبهه اول پاسخ قاب مهاربندی ۴۰ طبقه

همان‌گونه که در شکل (۲۷) مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی به‌دست‌آمده برای این سازه کم است که این اتفاق دو دلیل دارد: ۱- تعداد زیاد بادبند با توجه به مقاطع آن‌ها و بار جانبی وارد شده نسبتاً کم به سازه، ۲- در صورت کمتر شدن وزن سازه از مقدار به‌دست‌آمده، نسبت تنش داخلی اعضا با توجه به بارهای ثقلی از مقدار مجاز بیش‌تر خواهد شد که مطابق با محدودیت آیین‌نامه مورد قبول نیستند.



شکل ۲۸- نمودار تعداد جواب‌ها در جبهه اول پاسخ قاب مهاربندی ۴۰ طبقه

در شکل (۲۸) تعداد جواب‌های موجود در جبهه اول پاسخ در قاب مهاربندی ۴۰ طبقه با توجه به تکرارها مشاهده می‌شود. همان‌گونه که مشخص است، هر چقدر تعداد تکرارها بیش‌تر می‌شود، تعداد پاسخ‌های موجود در جبهه اول نیز افزایش می‌یابد. کاهش موجود در نمودار بیانگر این است که در آن تکرار تعدادی از جواب‌ها توسط پاسخ‌های بهتر مغلوب شده‌اند و پاسخ‌های بهبود یافته جایگزین آن‌ها خواهند شد تا جبهه اول پاسخ به‌طور کامل تشکیل شود.

- (HPW) Algorithms", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 7(4), pp.72-92.
- [15] Babaei, M., and Mollayi, M. (2021), "Multi-objective optimal design of reinforced concrete frames using two meta-heuristic algorithms", *Journal of Engineering Research*, 9(4B).
- [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] Rao, R., and Patel, V. (2012), "An elitist teaching-learning-based optimization algorithm for solving complex constrained optimization problems", *International Journal of Industrial Engineering Computations*, 3(4), pp.535-560.
- [18] Rao, R.V., and Patel, V. (2013), "Multi-objective optimization of two stage thermoelectric cooler using a modified teaching-learning-based optimization algorithm", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 26(1), pp.430-445.
- [19] Coello, C.A.C. (2007), "Evolutionary algorithms for solving multi-objective problems", Springer. com.
- [20] Babaei, M., and Sanaei, E. (2016), "Multi-objective optimal design of braced frames using hybrid genetic and ant colony optimization", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 10, pp.472-480.
- [1] Babaei, M., Mollayi, M. (2016), "Multi-Objective Optimization Of Reinforced Concrete Frames Using NSGA-II Algorithm", *Engineering Structures And Technologies*. Vol 8, pp.157-164.
- [2] Babaei, M. (2017), "Multi-Objective Optimal Number And Location For Steel Outrigger-Belt Truss System", *Journal of Engineering Science and Technology*. Vol 12, pp.2599-2612.
- [3] Babaei, M., and Sanaei, E. (2016), "Multi-objective optimal design of braced frames using hybrid genetic and ant colony optimization", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Vol 10, pp.472-480.
- [4] Sanaei, E., and Babaei, M. (2012), "Topology optimization of structures using cellular automata with constant strain triangles", *International Journal of Civil Engineering*, 10(3), pp.179-188.
- [5] Yan, G., and Zhou, L.L. (2006), "Integrated fuzzy logic and genetic algorithms for multi-objective control of structures using MR dampers", *Journal of Sound and Vibration*, 296(1-2), pp.368-382.
- [6] Babaei, M., Taghaddosi, N., and Seraji, N. (2023), "Optimal Design of MR Dampers Using NSGA-II Algorithm", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 7(1), pp.72-92.
- [7] Seraji, N., and Babaei, M. (2024), "Discrete Sizing Optimization of Steel Structures Using Modified Fireworks Algorithm", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, pp.40-64.
- [۸] بابائی، م.، و مرادی، م. (۱۳۹۷)، "بهینه‌سازی چندهدفه کنترل نیمه‌فعال سازه‌ها با استفاده از میراگرهای ویسکوز به کمک الگوریتم رقابت استعماری"، *نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد*، ۱۳(۲۵)، ص. ۴۵-۵۵.
- [9] Babaei, M., and Mollayi, M. (2020), "An improved constrained differential evolution for optimal design of steel frames with discrete variables", *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 48(6), pp.697-723.
- [10] Danesh, M., and Jalilkhani, M. (2020), "Sizing optimization of truss structures with newton meta-heuristic algorithm", *Iran University Science and Technology*, 10(3), pp.433-450.
- [11] AISC. AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings. Am Inst Steel Constr 2022.
- [12] Kaveh, A., and Bakhshpoori, T. (2013), "Optimum design of steel frames using Cuckoo Search algorithm with Lévy flights", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(13), pp.1023-1036.
- [13] Hashemi, M.R., Vahdani, R., Gerami, M., and Kheyroddin, A. (2022), "A New Approach to the Optimal Placement of the Viscous Damper Based on the Static Force Distribution Pattern", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 66(3), pp.866-875.
- [14] Mashayekhi, M., Shirpour, A., and Sadeghi, R. (2023), "Finding Optimum Parameters of Passive Tuned Mass Damper by PSO, WOA, and Hybrid PSO-WOA

# ارزیابی روش تشخیص آسیب مبتنی بر پاسخ‌های حوزه زمان با پارامترهای مودال برای کابل‌ها در پل‌های ترکه‌ای

مهتاب محسنی مقدم<sup>۱</sup>، احسان دهقانی<sup>۲\*</sup>، مریم بیطرف<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

\*قم، صندوق پستی ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱، [dehghani@qom.ac.ir](mailto:dehghani@qom.ac.ir)

## چکیده

با توجه به نقش حیاتی پل‌های ترکه‌ای و شرایط محیطی نامطلوب که اغلب برای این پل‌ها چالش‌برانگیز است، پایش سلامت آن‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است. کابل‌های کششی، به‌عنوان اجزای اصلی برابر در پل‌های ترکه‌ای به‌دلیل شرایط محیطی، بسیار آسیب‌پذیر هستند. در این مقاله، به بررسی عملکرد روشی جهت ارزیابی کابل‌های پل ترکه‌ای توسط پاسخ‌های عرشه در قیاس با پارامترهای مودال پرداخته شد. این روش با استفاده از تحلیل فضای فاز پاسخ‌های تغییرمکان عرشه در حوزه زمان تحت عبور بار مشخص، از طریق یک شبیه‌سازی عددی از پل ترکه‌ای ماناواگات ارزیابی شد. سناریوهای آسیب با شدت‌های آسیب ۲۰٪، ۳۰٪ و ۴۰٪ برای سطح مقطع کابل‌ها در نظر گرفته شد. شناسایی آسیب از طریق بررسی تغییرات در توپولوژی فضای فاز پاسخ‌ها بین مدل‌های سالم و آسیب‌دیده و دو شاخصه معیار اطمینان مودال و انعطاف‌پذیری مودال انجام شد. بر اساس نتایج، شاخصه تغییر در توپولوژی فضای فاز برخلاف انعطاف‌پذیری مودال، کابل‌های آسیب‌دیده را در تمام سطوح آسیب در نظر گرفته شده به‌غیر از کابل‌های پشتیبان شناسایی کرد. تغییرات ایجادشده در معیار اطمینان مودال برای سطح آسیب ۴۰٪ نیز بسیار ناچیز بود. این روش می‌تواند به‌عنوان یک ایده اولیه برای پایش سریع و مستمر کابل‌ها در پل‌های ترکه‌ای با حداقل اختلال ترافیکی و تنها با تکیه بر پاسخ‌های تغییرمکان عرشه مورد استفاده قرار گیرد.

## واژگان کلیدی

پل ترکه‌ای، پایش سلامت کابل، پاسخ‌های حوزه زمان، فضای فاز، پارامترهای مودال

## Evaluation of a Damage Detection Method Using Time-Domain Responses and Modal Parameters for Cables in Cable-Stayed Bridges

M. Mohseni Moghaddam, E. Dehghani, M. Bitaraf

### Abstract

Given the crucial role of cable-stayed bridges and the challenging environmental conditions they often face, monitoring their health is essential. Stay cables, which are the primary load-bearing elements in cable-stayed bridges, are prone to damage due to environmental conditions. This paper investigated the performance of a method for evaluating the cables of a cable-stayed bridge using deck responses, compared to modal parameters. The technique utilized phase space analysis of deck displacement responses in the time domain under a specific moving load. This method was evaluated through a numerical simulation of the Manavgat cable-stayed bridge. Damage scenarios with intensities of 20%, 30%, and 40% were applied to the cross-sections of the cables. Damage identification was carried out by analyzing the changes in phase space topology (CPST) of the responses between the healthy and damaged models, along with two indicators, the modal assurance criterion (MAC) and modal flexibility. The results showed that the CPST index, unlike modal flexibility, identified the damaged cables at all damage levels except for the back-stay cables. The changes in the modal assurance criterion (MAC) at the 40% damage level were also very insignificant. This method can serve as a preliminary approach for fast and continuous monitoring of cables in cable-stayed bridges, minimizing traffic disruption while relying solely on the displacement responses of the deck.

### Keywords

Cable-Stayed Bridge, Cable Health Monitoring, Time-Domain Responses, Phase Space, Modal Parameters

## ۱- مقدمه

پل‌های ترکه‌ای تحت تأثیر شرایط محیطی نامطلوب از جمله بادهای شدید، تغییرات دمایی زیاد و بارهای سنگین و سایل نقلیه هستند، که اغلب چالش‌هایی را برای مدیریت و نگهداری مؤثر این سازه‌ها ایجاد می‌کنند. بازرسی‌های معمول برای نگهداری مطلوب این پل‌ها، ناکافی و از نظر نیروی کار پرهزینه و زمانبر است. بنابراین، تمایل به استفاده از سیستم‌های پایش سلامت سازه<sup>۱</sup> در ارزیابی پل‌های ترکه‌ای نیز افزایش یافته است. پایش سلامت سازه شامل نظارت بر سازه در طول زمان، با استفاده از اندازه‌گیری پاسخ‌های دوره‌ای در فواصل معین، استخراج مشخصه‌های حساس به آسیب از پاسخ‌ها و تحلیل آماری این مشخصه‌ها برای تعیین سطح سلامت فعلی سازه می‌باشد. این سیستم‌ها می‌توانند با ارائه هشدارهای اولیه، امکان اصلاح و نگهداری به‌موقع را تسهیل سازند. همچنین، ارزیابی آسیب در اجزای حیاتی از جمله درزهای انبساط و کابل‌های کششی را سهولت بخشند [۱ و ۲]. کابل‌های کششی، اجزای اصلی باربر در پل‌های ترکه‌ای هستند. عوامل محیطی، خوردگی، خستگی و ضربه می‌توانند به تخریب کابل‌ها منجر شده و سبب کاهش ظرفیت باربری آن‌ها گردند. اطمینان از سلامت کابل‌ها در طول عمر سازه و ارزیابی کارایی آن‌ها، یک مسئله مهم برای پل‌های ترکه‌ای موجود و تازه ساخته شده است.

با گذشت زمان، مطالعات عددی و آزمایشگاهی متعددی به بررسی پایش سلامت پل‌های ترکه‌ای پرداختند. در زمینه پایش سلامت پل‌های ترکه‌ای تحت تحریکات لرزه‌ای، **بخشی‌زاده** و **همکاران** [۳]، تأثیر تحریکات چندگانه تکیه‌گاهی<sup>۲</sup> بر پاسخ دینامیکی پل‌های ترکه‌ای با دهانه بلند را تحت اثر مخاطرات لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند. **تومه**<sup>۳</sup> و **همکاران** [۴]، روشی آنلاین جهت تشخیص زودهنگام آسیب و محل آن تحت تأثیر تغییرات شرایط محیطی و اجرایی پیشنهاد کردند که بر روی داده‌های پل ترکه‌ای بتنی پیش‌تنیده پیاده‌سازی شد. پل‌های ترکه‌ای انعطاف‌پذیری بسیاری دارند. در پیکربندی سازه‌ای آن، تیر اصلی مانند یک تیر بر روی پایه‌های الاستیک رفتار می‌کند. تکیه‌گاه‌های الاستیکی در حقیقت همان کابل‌های پل در نقاط اتصالشان هستند. مسیرهای اصلی بار در سراسر عرشه پل، اطلاعات ارزشمندی در

مورد وضعیت المان‌های سازه‌ای ثانویه ارائه می‌دهند. به بیان دیگر می‌توان نیروهای المان‌های ثانویه را یک تکیه‌گاه جزئی برای المان‌های اصلی در نظر گرفت. در پل‌های ترکه‌ای، کابل‌ها به‌عنوان المان‌های ثانویه، تکیه‌گاهی برای مسیر اصلی بار (تیرهای عرشه) هستند. **نظریان** و **همکاران** [۵]، رویکردی ساده برای شناسایی مکان کابل آسیب‌دیده و تخمین سطح آسیب در پل‌های ترکه‌ای معرفی نمودند. این روش شامل نظارت بر تغییرات واکنش‌های تکیه‌گاهی از طریق تحلیل نیروهای برشی وارد بر اجزای عرشه در نزدیک تکیه‌گاه بود. تغییر مکان‌های تیر اصلی و پایلون که عموماً با استفاده از حسگرهای سیستم موقعیت‌یابی جهانی<sup>۴</sup> و روش‌های مبتنی بر تصویر<sup>۵</sup> پیگیری می‌شوند، از شاخصه‌های اصلی عملکرد پل ترکه‌ای هستند. در پل‌های ترکه‌ای با دهانه‌های بلند، این تغییر مکان‌ها اغلب به‌صورت استاتیکی در حین آزمایش بارگذاری قبل از افتتاح پل جهت تردد، اندازه‌گیری می‌شوند. اندازه‌گیری‌های شتاب نیز می‌توانند داده‌های تغییر مکان را ارائه دهند، اما دقت آن‌ها کم‌تر است (**ژانگ**<sup>۶</sup> و **همکاران** [۶]). علاوه بر این، عوامل مختلفی مانند تغییرات دمایی، نیروهای باد و ترافیک و سایل نقلیه بر تغییر مکان پل‌های با دهانه بلند تأثیر می‌گذارند. در مطالعه **لی**<sup>۷</sup> و **همکاران** [۷]، رویکردی شامل یک مدل رمزگذار خودکار حلقه‌ای باقی‌مانده<sup>۸</sup> یک‌بعدی جهت تخمین پاسخ‌های تغییر مکان یک پل ترکه‌ای تحت شرایط بارگذاری مختلف جهت ارائه هشدارهای اولیه برای خرابی‌های احتمالی پل پیشنهاد کردند.

بازرسی کابل‌ها به‌عنوان اجزای حیاتی پل‌های ترکه‌ای به‌دلیل انتقال مستقیم بارهای مرده و زنده از طریق کابل‌ها به پایلون از جمله مسائل بنیادی و مهم است. از اولین پژوهش‌ها در زمینه اهمیت تأثیر سختی کابل‌ها در رفتار پل‌های ترکه‌ای، مطالعه **کریشنا**<sup>۹</sup> و **همکاران** بود [۸]. مطالعات آن‌ها بر روی پل‌هایی با تعداد کابل‌های مختلف و نسبت‌های متفاوت دهانه‌کناری به میانی انجام پذیرفت. پاسخ کشش کابل‌ها، تغییر شکل تیر و پایلون و لنگر تیر، تحت بار گسترده یکنواخت سراسر عرشه مورد بررسی قرار گرفت. روش‌های مبتنی بر ارتعاش به‌طور گسترده‌ای برای تخمین کشش کابل و ارزیابی سلامت سازه‌های کابلی استفاده می‌شوند. کشش کابل می‌تواند با استفاده از روش‌های مختلفی از جمله اندازه‌گیری‌های مستقیم با حسگر نیرویی، اندازه‌گیری‌های

<sup>4</sup> Global Positioning System

<sup>5</sup> Vision-based Methods

<sup>6</sup> Zhang

<sup>7</sup> Lei

<sup>8</sup> Residual Convolutional Autoencoder Model

<sup>9</sup> Krishna

<sup>1</sup> Structural Health Monitoring

<sup>2</sup> Multiple Support Excitations

<sup>3</sup> Tomé



بدون تماس<sup>۱</sup> و یا ارزیابی پارامترهایی مانند تنش، کرنش و فرکانس طبیعی تعیین شود [۹-۱۱]. در مطالعه زرباف و همکاران [۱۲]، از فرکانسهای طبیعی، خواص مکانیکی و ویژگیهای هندسی کابلها برای برآورد کشش و ارزیابی کابلهای پل ترکه‌ای استفاده شد. وانگچوک<sup>۲</sup> و همکاران [۱۳]، مطالعه‌ای در زمینه تخمین کشش کابل‌های ترکه‌ای با استفاده از اندازه‌گیری‌های مبتنی بر تصویر انجام دادند. جابه‌جایی‌های مکانی کابل از توالی تصاویر کابل استخراج گردید و پارامترهای مودال کابل از پاسخ‌های جابه‌جایی کابل شناسایی شدند. تکنیک پیشنهادی بر اساس فرکانس‌های طبیعی شناسایی شده، به‌طور دقیق کشش کابل‌ها را برآورد کرد.

درحالی‌که اندازه‌گیری فرکانس دقت بالایی ارائه می‌دهد، اما به یک دید کلی تمایل دارد. این روش برای تشخیص آسیب‌های موضعی چالش‌هایی ایجاد کرده است. شکل مد و مشتقات آن نیز مانند انحنا مودال و انعطاف‌پذیری مودال، از نظر تئوری حساس به آسیب هستند. با این حال، اغلب تحت تأثیر نوفه<sup>۳</sup> اندازه‌گیری قرار می‌گیرند و قابلیت اطمینان آن‌ها در سناریوهای عملی هنگام استفاده از داده‌های جابه‌جایی یا شتاب کاهش می‌یابد (وو<sup>۴</sup> و همکاران [۱۴]). روش‌های تشخیص آسیب مبتنی بر پاسخ‌های حوزه‌ی زمان در شناسایی آسیب‌های موضعی قوی‌تر عمل کرده است. روش‌های مبتنی بر پاسخ‌های حوزه‌ی زمان به‌صورت مستقیم آسیب را از پاسخ‌های خروجی بدون نیاز به تبدیل به مشخصات مودال سازه شناسایی می‌کنند. این روش به‌طور مستقیم سطح آسیب موضعی پل را منعکس کرده است و حساسیت بالاتری نسبت به آسیب‌های موضعی نشان داده است [۱۵ و ۱۶]. وسایل نقلیه عامل اصلی تأثیرگذار بر رفتار پل‌ها هستند. وو و همکاران [۱۴]، روشی جهت پایش سختی و تشخیص آسیب در پل‌ها، تحت عبور وسیله نقلیه پیشنهاد کرده‌اند. ژانگ و همکاران [۱۷]، یک تکنیک سریع برای تشخیص آسیب در پل‌های بزرگراهی تحت بار متحرک مبتنی بر خروجی معرفی کرده‌اند. این تکنیک بر اساس بعد فراکتال<sup>۵</sup> پاسخ‌های کرنش عمل کرده است.

تحلیل فضای فاز<sup>۶</sup> به‌عنوان ابزاری ارزشمند برای شناسایی آسیب ظهور کرده است. این روش در ابتدا داده‌های سری زمانی را به یک حوزه فضایی تبدیل می‌کند. در این حوزه، تغییرات

جزئی در پارامترها نیز می‌توانند در سراسر سیستم منعکس شوند. ژانگ و همکاران [۱۸]، روشی برای شناسایی آسیب در پل با تکیه‌گاه‌های ساده تحت عبور بار متحرک پیشنهاد دادند که از تغییرات در مسیرهای فازی استفاده کرده است. نتایج این پژوهش نشان داد، روش ارائه‌شده عملکرد بسیار خوبی در تشخیص آسیب موضعی در پل‌های تحت عبور بار متحرک داشت و مقدار آن با افزایش شدت آسیب نیز افزایش یافت. این روش همچنین عملکرد قابل‌قبولی در مقابله با اثرات نوفه در اندازه‌گیری‌ها داشت. نی<sup>۷</sup> و همکاران [۱۹ و ۲۰]، شاخص‌ای برای شناسایی آسیب سازه‌ای بر اساس تغییرات در توپولوژی فضای فاز (CPST)<sup>۸</sup> پاسخ‌های یک دال دو دهانه پیشنهاد دادند. مقادیر CPST ناشی از پاسخ‌های نقاط اندازه‌گیری در فضای فاز نیز با افزایش سطح آسیب افزایش یافت. مطالعه توتیپونگسوات<sup>۹</sup> و همکاران [۲۱] نیز در زمینه تشخیص آسیب در تیر بتنی پیش‌تنیده بر اثر تغییرات توپولوژی فضای فاز بود. پنگ<sup>۱۰</sup> و همکاران [۲۲]، رویکردی برای افزایش قابلیت شناسایی آسیب سازه‌ای با استفاده از تکنیک توپولوژی فضای فاز مبتنی بر تحلیل طیف منفرد<sup>۱۱</sup> از پاسخ‌های شتاب پیشنهاد دادند. حساسیت قابل‌توجه تحلیل فضای فاز به آسیب، سبب شده است که این روش به‌طور گسترده‌ای در مطالعات مختلف مربوط به شناسایی آسیب‌های سازه‌ای استفاده شود [۲۳-۲۵].

مقاله حاضر به بررسی عملکرد پایش سلامت کابل‌های پل‌های ترکه‌ای در حوزه فضای فاز با پارامترهای مودال می‌پردازد. در بسیاری از مطالعات و پژوهش‌های انجام‌شده بر روی پل‌های ترکه‌ای، تشخیص آسیب اغلب در حوزه فرکانس بررسی شده است. این روش برای تشخیص آسیب‌های موضعی چالش‌هایی ایجاد کرده است. روش‌های مبتنی بر پاسخ‌های حوزه زمان به‌صورت مستقیم آسیب را از پاسخ‌های خروجی بدون نیاز به تبدیل به مشخصات مودال سازه، شناسایی می‌کنند. همان‌طور که در مطالعات گذشته ذکر شد، تکنیک فضای فاز اغلب بر روی قاب‌ها یا پل‌های بزرگراهی انجام شده است. در این مقاله از این روش برای شناسایی آسیب در پل‌های ترکه‌ای استفاده شد. به‌کارگیری پاسخ‌های حوزه زمان مانند تغییر مکان عرشه و پس از آن و ارزیابی تغییرات توپولوژی فضای فاز پاسخ‌ها در یک پل

<sup>7</sup> Nie

<sup>8</sup> Change in Phase Space Topology

<sup>9</sup> Tuttipongsawat

<sup>10</sup> Peng

<sup>11</sup> Singular Spectrum Analysis

<sup>1</sup> Non-Contact Measurements

<sup>2</sup> Wangchuk

<sup>3</sup> Noise

<sup>4</sup> Wu

<sup>5</sup> Fractal Dimension

<sup>6</sup> Phase Space Analysis



آسیب با حالت سالم، امکان شناسایی آسیب را فراهم می‌کند. در این مقاله، شاخصه آسیب تغییر در توپولوژی فضای فاز (CPST) برای پل ترکه‌ای مورد استفاده قرار گرفت.

مفهوم CPST، اندازه‌گیری عدم تشابه بین حالت آسیب پیش‌بینی‌شده و حالت آسیب واقعی است (پاموانی<sup>۷</sup> و شلکه<sup>۸</sup> [۲۳]). اگر  $X(n)$  و  $Y(n)$  به ترتیب پاسخ‌های بازسازی‌شده در فضای فاز برای حالت سالم و حالت آسیب‌دیده در نظر گرفته شود، ابتدا یک نقطه مرجع  $Y(k)$  در زمان  $k$  از حالت آسیب‌دیده انتخاب و بر روی حالت سالم نگاشت می‌شود. با کمینه‌کردن نرم اقلیدسی، نزدیک‌ترین نقاط در همسایگی این نقطه مرجع در حالت سالم به دست می‌آیند:

$$NN_f(n_j): \min \|X(n_j) - Y(k)\|, \quad j = 1, \dots, p \quad (2)$$

(P) نشان‌دهنده تعداد کل نقاط همسایگی است. مجموعه نقاط همسایگی نزدیک به نقطه مرجع  $Y(r)$  با عنوان (NN) نشان داده می‌شود. حالت آسیب پیش‌بینی‌شده در گام زمانی (s) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

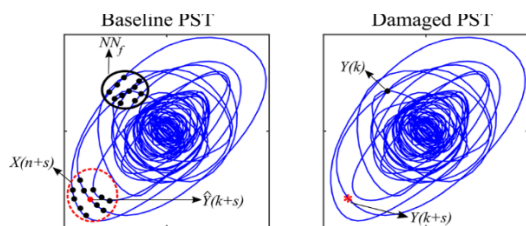
$$\bar{Y}(k+s) = \frac{1}{p} \sum_{j=1}^p X(n_j + s), \quad j = 1, \dots, p \quad (3)$$

تفاوت حالت آسیب واقعی و حالت آسیب پیش‌بینی‌شده در نقطه مرجع در زمان (r) به شرح زیر است:

$$CPST = \frac{1}{p} \left\| \bar{Y}(k+s) - Y(k+s) \right\| \quad (4)$$

برای دستیابی به برآورد معقول از CPST، روند محاسبات بالا برای تعداد (nt) نقاط مرجع تکرار می‌شود. در نظر گرفتن حداقل ۵٪ از کل تعداد نقاط در مسیر بازسازی‌شده به عنوان تعداد نقاط مرجع توصیه شده است (نیکلز<sup>۹</sup> [۳۱]). نمای شماتیک از محاسبات ذکر شده در شکل (۱) نشان داده شده است.

$$CPST = \frac{1}{nt} \sum_{i=1}^{nt} CPST(i) \quad (5)$$



شکل ۱- تصویر شماتیک محاسبه CPST بین مسیر فضای فاز برای حالت سالم و آسیب‌دیده [۲۳]

ترکه‌ای معیار، جهت بررسی سلامت کابل‌ها در اثر عبور بار متحرک مورد بررسی و تحلیل قرار گرفت. رویکرد مورد بررسی، نیاز به جایگذاری سنسورهای پرهزینه در سراسر پل و اختلال ترافیک جهت آزمایش‌های فرکانس را به حداقل می‌رساند. تغییر مکان‌های عرشه توسط روش‌های مبتنی بر دید<sup>۱</sup> به وسیله دوربین قابل اندازه‌گیری هستند. جزئیات بازسازی فضای فاز، مدل پل ترکه‌ای و نتایج حاصل از پاسخ‌های فضای فاز و مشخصه‌های مودال در بخش‌های بعد ارائه شده است.

## ۲- روش شناسی

### ۲-۱- تغییر در توپولوژی فضای فاز (CPST)

تحلیل فضای فاز روشی نوین جهت تشخیص آسیب است. این روش به دلیل بزرگ‌نمایی تغییرات ایجاد شده در پاسخ‌های حوزه زمان و بازگردانی آن‌ها در یک حوزه فضایی، حساسیت بالایی نسبت به آسیب‌ها نشان می‌دهد. در فضای فاز، هر متغیر از سازه، نشان‌دهنده یک بعد متمایز از فضای چندبعدی می‌باشد. در نتیجه هر تغییری در یک پارامتر، در کل سیستم انعکاس می‌یابد. سیستم‌های دینامیکی را نیز می‌توان با بازسازی پاسخ‌های سری زمانی اندازه‌گیری‌شده در یک فضای فاز تعریف کرد. بازسازی این فضا می‌تواند با به‌کارگیری چندین نوع پاسخ انجام پذیرد و یا با استفاده از یک نوع پاسخ مبنی بر یک اختلاف فاز یا تأخیر زمانی بر اساس پارامترهای تأخیر زمانی (T) و بعد تعبیه‌شده (d) صورت گیرد (تاکنس<sup>۲</sup> [۲۶]). در هر زمان (n)، بازسازی را می‌توان به صورت زیر بیان کرد [۲۱]:

$$X(n) = [x(n), x(n+T), \dots, x(n+(d-1)T)] \quad (1)$$

تأخیر زمانی با استفاده از روش‌هایی مانند تابع همبستگی خودکار<sup>۳</sup> و تابع اطلاعات متقابل میانگین<sup>۴</sup> تعیین می‌شود [۲۷ و ۲۸]. تکنیک‌های برجسته‌ای شامل تحلیل سیستم منفرد<sup>۵</sup> و روش نزدیک‌ترین همسایگان کاذب<sup>۶</sup>، برای تعیین بعد تعبیه‌شده مناسب استفاده می‌شود [۲۹ و ۳۰]. در این مقاله، از تابع اطلاعات متقابل میانگین برای تعیین تأخیر زمانی و از روش نزدیک‌ترین همسایگان کاذب برای تعیین بعد تعبیه‌شده استفاده شد. مجموعه تمام ابعاد ترسیم‌شده به عنوان توپولوژی فضای فاز شناخته می‌شود. هندسه مسیر فاز به شدت به پاسخ و رفتار دینامیکی سازه وابسته است. با وقوع تدریجی آسیب، تغییرات قابل توجهی در پاسخ‌های سازه ایجاد می‌شود که به صورت متمایزی در توپولوژی فضای فاز منعکس می‌شود. کمی‌سازی عدم تشابه توپولوژی در هنگام وقوع

<sup>7</sup> Pamwani  
<sup>8</sup> Shelke  
<sup>9</sup> Nichols

<sup>1</sup> Vision-based Methods  
<sup>2</sup> Takens  
<sup>3</sup> Autocorrelation Function  
<sup>4</sup> Average Mutual Information Function (AMIF)  
<sup>5</sup> Singular System Analysis (SSA)  
<sup>6</sup> False Nearest Neighbor (FNN)

## ۲-۲- مشخصه‌های مودال

با ایجاد آسیب سختی، جرم و یا مشخصه‌های اتلاف انرژی سیستم تغییر می‌کنند. مشخصه‌های مودال تابعی از این خصوصیات هستند. آسیب به‌طور معمول یک پدیده موضعی است و ممکن است تأثیر قابل توجهی بر پاسخ سازه در فرکانس‌های پایین نداشته باشد. عدم امکان تعیین دقیق موقعیت مکانی آسیب نیز از معایب دیگر فرکانس مودال به‌عنوان شاخصه شناسایی آسیب است. شکل‌های مد برخلاف فرکانس، می‌توانند اطلاعات مکانی در مورد وضعیت آسیب ارائه دهند و قابل اندازه‌گیری هستند. در این مقاله، از مشتقات شکل‌های مد به معیار اطمینان مودال (MAC)<sup>۱</sup> و انعطاف‌پذیری<sup>۲</sup> مودال پرداخته شد.

### ۲-۲-۱- معیار اطمینان مودال (MAC)

معیار اطمینان مودال یک شاخصه عددی جهت تعیین سطح همبستگی و تشابه بین مدهای حالت سالم و مدهای حالت آسیب‌دیده است. این مشخصه از ویژگی‌های تعامد شکل‌های مد بهره می‌گیرد و مقدار آن بین صفر و یک است. مقدار یک و صفر به ترتیب نشان‌دهنده تشابه کامل دو شکل مد و عدم تشابه کامل است. مقادیر بزرگ‌تر از ۰/۹ نشان‌دهنده تطابق سازگار است، در حالی که مقادیر کوچک نشان‌دهنده شباهت ضعیف بین دو شکل مد است (پاستور<sup>۳</sup> و همکاران [۳۲]).

$$MAC(\{\varphi\}_x, \{\varphi\}_y) = \frac{|\{\varphi\}_x^T \{\varphi\}_y|^2}{(\{\varphi\}_x^T \{\varphi\}_x)(\{\varphi\}_y^T \{\varphi\}_y)} \quad (6)$$

$\{\varphi\}_x$  و  $\{\varphi\}_y$  به ترتیب بردار شکل‌های مد برای حالت سالم و آسیب‌دیده هستند.

### ۲-۲-۲- انعطاف‌پذیری مودال

ماتریس نرمی  $[G]$  به‌عنوان معکوس ماتریس سختی  $[k]$  تعریف می‌شود:

$$\{f\} = [k]\{y\} \rightarrow \{y\} = [k]^{-1}\{f\} = [G]\{f\} \quad (7)$$

$\{f\}$  بردار بارهای استاتیکی اعمال‌شده به سازه و  $\{y\}$  بردار تغییرمکان متناظر این بارگذاری است. ماتریس نرمی از داده‌های مودال به‌صورت زیر مشتق می‌شود:

$$[G] \approx [\varphi][diag(\omega^2)]^{-1}[\varphi]^T \quad (8)$$

$[\varphi]$  ماتریس شکل مد و  $(\omega)$  فرکانس‌های طبیعی متناظر هستند. تفاضل ماتریس‌های نرمی دو مدل سالم و آسیب‌دیده،

معیاری جهت ارزیابی تغییرات نرمی حاصل از آسیب در نظر گرفته می‌شود.

$$[\Delta G] = [G]_x - [G]_y \quad (9)$$

که در آن  $[\Delta G]$  تغییرات ماتریس نرمی است و از شکل‌های مد و فرکانس‌های طبیعی تعیین می‌شود. بیش‌ترین مقدار مطلق هر ستون در این ماتریس برای تعیین سطح تغییرات ناشی از آسیب محاسبه می‌شود (پاندی<sup>۴</sup> و بیسواس<sup>۵</sup> [۳۳]). به‌دلیل آن که ایجاد آسیب در سازه اغلب بر سختی و فرکانس‌های طبیعی آن تأثیر می‌گذارد، تغییرات در انعطاف‌پذیری مودال نیز در پایش سلامت پل‌ها و سازه‌های دیگر استفاده می‌شود.

### ۳- پل ترکه‌ای مورد مطالعه

پل ترکه‌ای ماناواگات<sup>۶</sup> برای تحلیل عددی مورد مطالعه قرار گرفت. این پل اولین پل ترکه‌ای در کشور ترکیه است که برای عبور دو خط ترافیک طراحی شده است. پل ماناواگات دارای یک پایلون به ارتفاع ۴۲ متر و دو دهانه به طول ۱۰۱ متر است. عرشه آن به عرض ۱۳/۷ متر توسط ۲۸ کابل به برج فولادی متصل شده است. عرشه از یک مقطع کامپوزیت که شامل ۲۵ سانتی‌متر بتن، ۱۰ سانتی‌متر آسفالت و دو تیر فولادی پیوسته که به‌صورت عرضی مهار شده‌اند، ساخته شده است. پروفیل‌های فولادی I شکل به‌صورت پیوسته در طول عرشه تعبیه شده‌اند. فاصله کابل‌ها از یکدیگر مساوی و برابر با ۱۲ متر و فاصله نزدیک‌ترین کابل به پایلون ۱۹/۶ متر است. کابل‌های پشتیبان<sup>۷</sup> در فاصله ۹/۴ متری از تکیه‌گاه‌ها قرار دارند. آرایش کابل‌ها، سطح مقطع عرشه و پایلون در شکل (۲) نشان داده شده است (پن<sup>۸</sup> و همکاران [۳۴]).

### ۳-۱- مدل‌سازی

مدل‌سازی پل ترکه‌ای ماناواگات، توسط یک مدل سه‌بعدی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 انجام شد. برای مدل‌سازی عرشه و پایلون از المان قاب و برای کابل‌ها از المان خرپا استفاده شد. اتصال پایلون به فونداسیون به‌صورت گیردار در نظر گرفته شد. کابل‌ها که با برچسب C1 تا C7 و C14 تا C8 مشخص شده است، به ترتیب شامل ۲۴، ۱۹، ۲۲، ۱۹، ۱۹، ۱۶ و ۱۵ رشته<sup>۹</sup> هستند. هر رشته دارای مدول الاستیسیته ۱۹۷ گیگاپاسکال، سطح مقطع ۱۵۰ میلی‌مترمربع و مقاومت نهایی ۱۸۶۰ مگاپاسکال است. مدول

<sup>4</sup> Pandey

<sup>5</sup> Biswas

<sup>6</sup> Manavgat Cable-Stayed Bridge

<sup>7</sup> Back-stay cables

<sup>8</sup> Pan

<sup>9</sup> Strand

<sup>1</sup> Modal Assurance Criterion

<sup>2</sup> Modal Flexibility

<sup>3</sup> Pastor



جدول ۱- سناریوهای آسیب

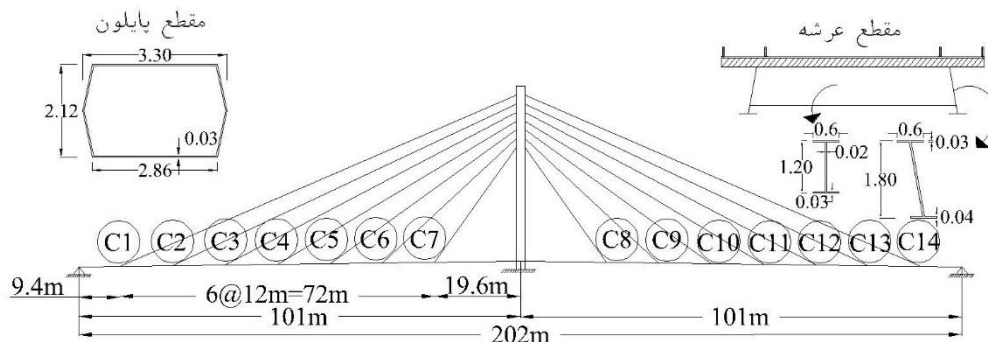
شماره	شماره	درصد	شماره	شماره	درصد
سناریو	کابل	آسیب (%)	سناریو	کابل	آسیب (%)
۱	C1	۲۰	۴	C9	۲۰
		۳۰			۳۰
		۴۰			۴۰
۲	C4	۲۰	۵	C12	۲۰
		۳۰			۳۰
		۴۰			۴۰
۳	C7	۲۰	۶	C13	۲۰
		۳۰			۳۰
		۴۰			۴۰

بار کامیون به مدل پل در حالت سالم و هر یک از شش سناریوی آسیب با درجات آسیب مختلف به صورت جداگانه اعمال شد. برای تحلیل تاریخچه زمانی، از فرکانس نمونه برداری ۲۰ هرتز و نسبت میرایی ۵٪ استفاده شد. پاسخهای تغییر مکان عرشه در نقاط اتصال به کابل‌ها استخراج شد. تغییر مکان هر نقطه در طول زمان عبور بار، با استفاده از تأخیر زمانی و بعد تعبیه شده که از خود تغییر مکان‌های اندازه‌گیری شده به دست آمده بود، در فضای فاز بازسازی شد. شاخصه CPST بین مسیرهای فاز مدل‌های سالم و آسیب‌دیده با استفاده از رابطه‌های (۲) الی (۵) محاسبه شد. با استفاده از فرکانس‌های طبیعی و شکل‌های مد برای شش مد اول حاصل از مدل‌های حالت سالم و آسیب‌دیده، انعطاف‌پذیری مودال و معیار اطمینان مودال (MAC) مطابق رابطه‌های (۶) الی (۹) به دست آمد.

الاستیسیته برای بتن و فولاد به ترتیب ۳۴ گیگاپاسکال و ۲۰۰ گیگاپاسکال لحاظ شد.

برای شبیه‌سازی تعامل بین پل و وسیله نقلیه، بار محورهای یک کامیون دومحوره مشابه بار استاندارد آشتو به عنوان نمونه در مدل سه‌بعدی به کار گرفته شد. تحلیل پل ترکه‌ای با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی تحت عبور کامیون به صورت رفت و برگشت با سرعت متوسط ۱۰ کیلومتر بر ساعت انجام شد. از اثرات دینامیکی در تحلیل صرف نظر شد. بار متحرک از طریق توزیع چندین بار متمرکز با فواصل یکسان با تابع زمانی مثلثی به صورت متوالی به عرشه اعمال شد. بدین صورت که هر یک از بارهای متمرکز به صورت تاریخچه زمانی به عرشه اعمال و از روی آن حذف شدند. بارهای متمرکز با اختلاف زمانی معادل نسبت فاصله بارها از هم به سرعت عبور، به صورت متحرک از روی عرشه عبور داده شده است.

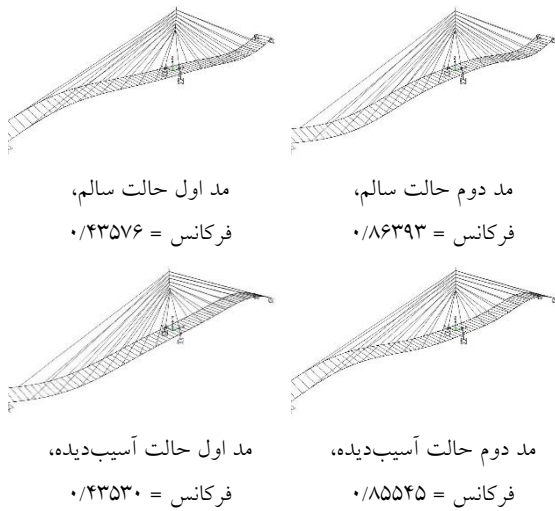
آسیب در کابل‌ها می‌تواند ناشی از عوامل متفاوتی مانند خوردگی، خستگی یا برخورد وسایل نقلیه ایجاد شود. همه حالت‌های آسیب سبب کاهش سختی کابل و تغییر در نیروی آن می‌شود. کاهش سختی اغلب با تغییر در سطح مقطع و یا مدول الاستیسیته کابل شبیه‌سازی می‌شود. در این مقاله، میزان کاهش سختی کابل با کاهش درصدی از سطح مقطع کابل شبیه‌سازی شد. برای نمونه، شش سناریوی آسیب هر کدام با درصدهای ۲۰٪، ۳۰٪ و ۴۰٪ طبق مشخصات ذکر شده در جدول (۱) انتخاب شدند. شماره‌گذاری کابل‌ها به ترتیب از چپ به راست، C1 تا C14 در نظر گرفته شد.



شکل ۲- نمایی از پل ترکه‌ای ماناوگات و مقاطع عرضی اجزای پل

#### ۴- بحث و بررسی نتایج

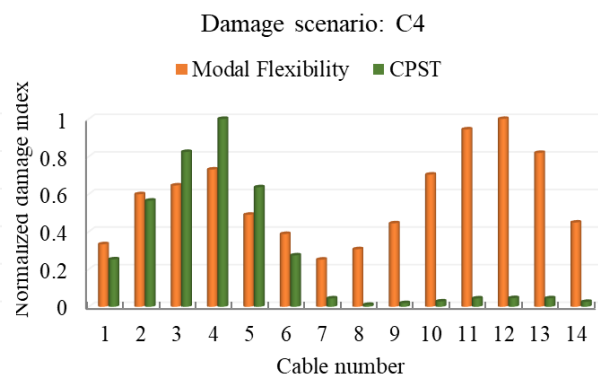
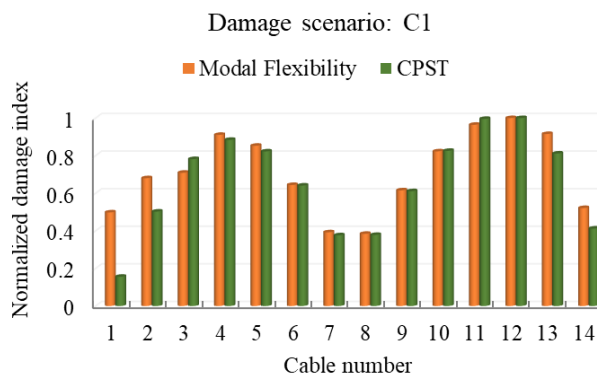
شکل‌های مد اول و دوم و فرکانس‌های شش مد اول سازه در حالت سالم و حالت ۳۰٪ آسیب در کابل ۱۲ برای نمونه به ترتیب در شکل (۳) و جدول (۲) نشان داده شده است. جهت ارزیابی تأثیر شدت آسیب در تشخیص کابل آسیب‌دیده توسط روش بیان‌شده و انعطاف‌پذیری مودال، نتایج سناریوها برای هر سطح آسیب به صورت مجزا در شکل‌های (۴) الی (۶) ارائه شده است. در شکل (۴) نتایج تشخیص آسیب برای سطح آسیب ۲۰٪ نشان داده شده است. با ایجاد آسیب در پل و تغییر در پاسخ‌های تغییرمکان، به دلیل عدم تشابه در مسیرهای فازی در فضای فاز، مقادیر CPST از مقدار صفر افزایش پیدا کرد. CPST در نقاط مشخصی به طور چشمگیر افزایش یافت و شماره کابل آسیب‌دیده با یک افزایش قابل توجه مشخص شد. شاخصه CPST برخلاف انعطاف‌پذیری مودال، کابل‌های آسیب‌دیده را در سناریوهای مربوط به کابل‌های ۴، ۷، ۹ و ۱۲ شناسایی کرد. همان‌طور که از نتایج نمودار این کابل‌ها مشخص است، تغییرات ایجادشده در سایر کابل‌ها به‌غیراز کابل آسیب‌دیده بسیار کم‌تر از پارامتر انعطاف‌پذیری مودال بود. زمانی که کابلی دچار کاهش سختی می‌شود و نیروی کششی آن کاهش می‌یابد، نیروی ازدست‌رفته بین کابل‌های نزدیک آن مجدداً توزیع می‌گردد. در نتیجه، در نمودار CPST برای کابل‌های نزدیک به کابل آسیب‌دیده نیز تغییرات بیشتری نسبت به کابل‌های دورتر مشاهده شد. کابل‌های آسیب‌دیده ۱ و ۱۳ توسط این شاخصه شناسایی نشدند. کابل شماره ۱ و ۱۳ کابل‌های پشتیبان هستند. کابل‌های پشتیبان، نقش تکیه‌گاه را برای سایر کابل‌های پل ایفا می‌کنند و هر تغییر در سختی و نیروی کششی آن‌ها در تمام کابل‌های پل نیز منعکس می‌شود.



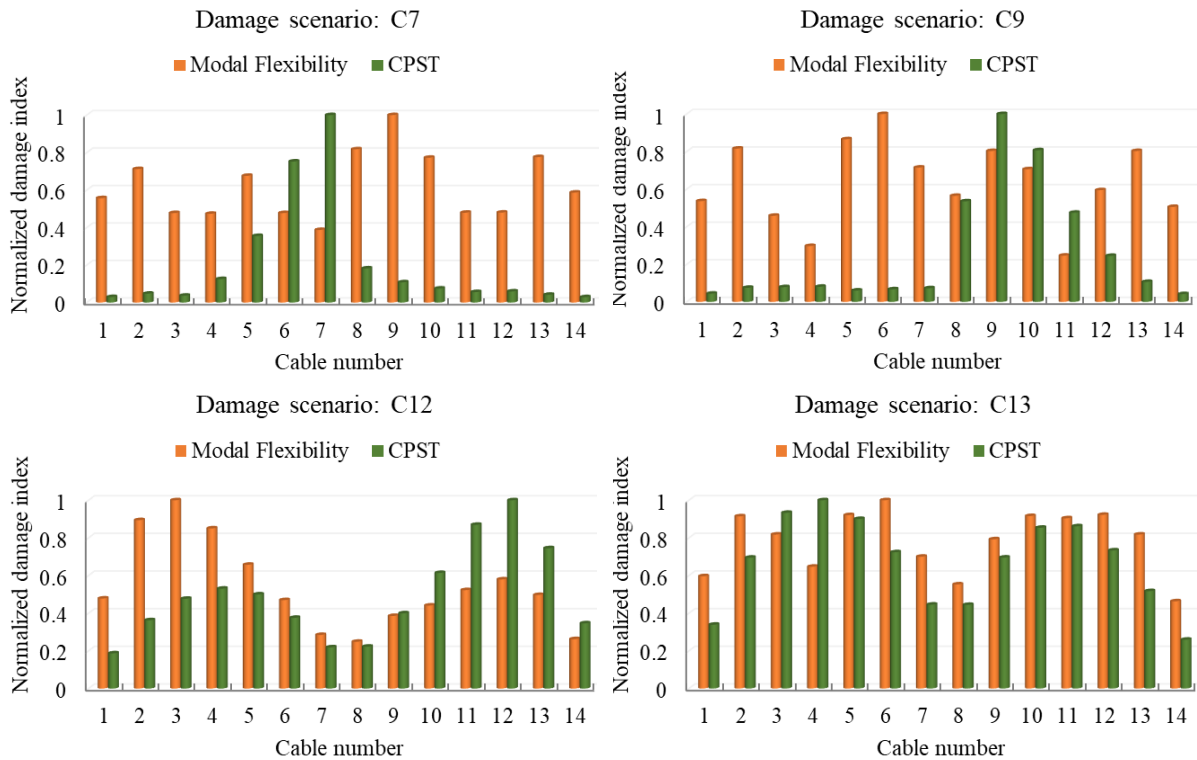
شکل ۳- شکل‌های مد اول و دوم برای حالت سالم و ۳۰٪ آسیب کابل ۱۲

جدول ۲- فرکانس‌های شش مد اول حالت سالم و ۳۰٪ آسیب کابل ۱۲

مد	فرکانس حالت سالم (Hz)	فرکانس حالت آسیب‌دیده (Hz)
۱	۰/۴۳۵۷۶	۰/۴۳۵۳۰
۲	۰/۸۶۳۹۳	۰/۸۵۵۴۵
۳	۱/۲۲۰۱۴	۱/۲۱۷۴۹
۴	۱/۳۹۳۹۲	۱/۳۹۳۶۱
۵	۱/۸۹۳۴۶	۱/۸۹۳۰۲
۶	۲/۱۶۱۸۲	۲/۱۶۱۴۱



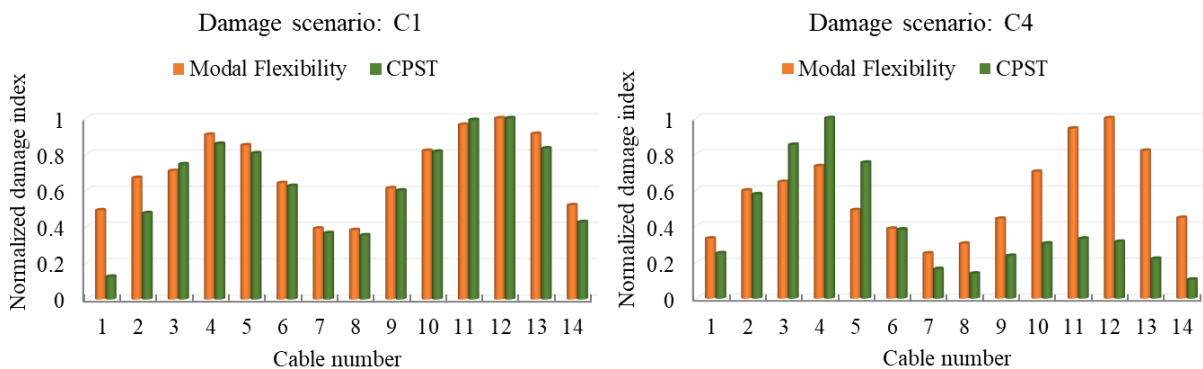
شکل ۴- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف‌پذیری مودال برای ۲۰٪ آسیب



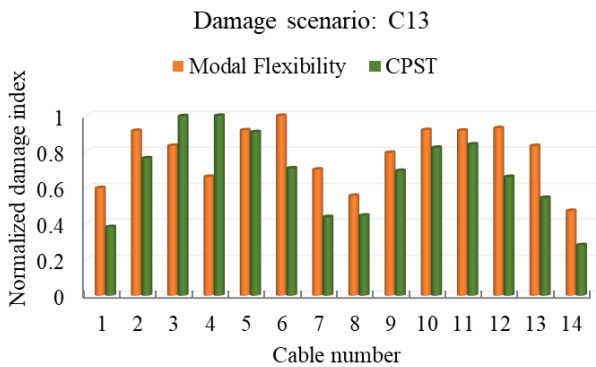
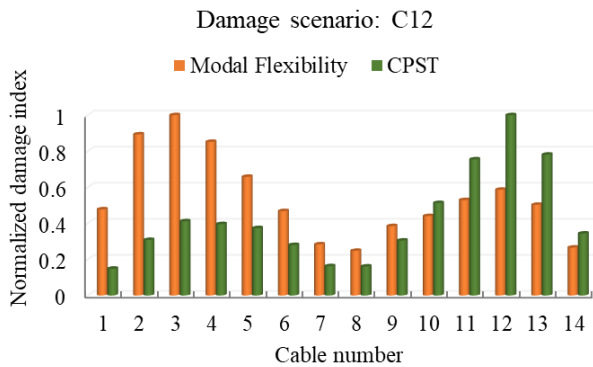
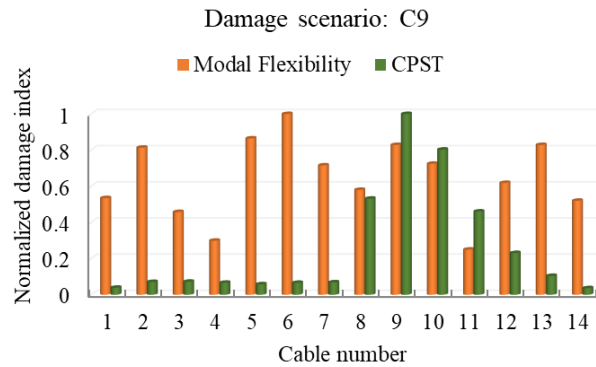
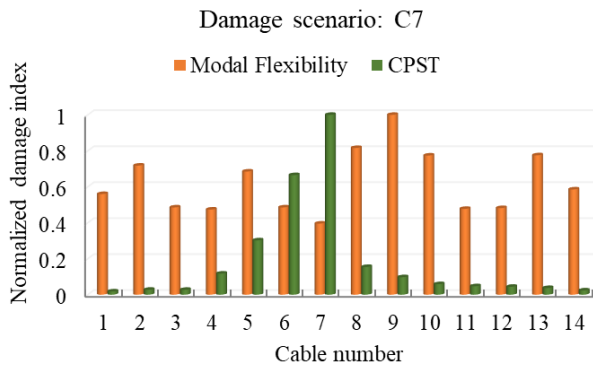
ادامه شکل ۴- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف‌پذیری مودال برای ۲۰٪ آسیب

کم بود. شاخصه CPST این تغییرات کم را نیز به درستی با تشخیص کابل ۱۲ به عنوان کابل آسیب دیده شناسایی کرد. در این سطح آسیب نیز انعطاف‌پذیری مودال قادر به تشخیص هیچ‌کدام از سناریوهای آسیب نبود.

نتایج تشخیص آسیب برای سطح آسیب ۳۰٪ در شکل (۵) نشان داده شده است. در این شدت آسیب نیز شاخصه CPST، تمام سناریوهای آسیب به غیر از سناریوهای مربوط به کابل‌های پشتیبان را شناسایی کرد. به دلیل افزایش شدت آسیب، تغییرات در سایر کابل‌ها نسبت به شدت آسیب ۲۰٪ افزایش داشته است. همان‌طور که در جدول (۲) نشان داده شد، اختلاف مقادیر فرکانس‌های شش مد اول در سناریوی ۳۰٪ آسیب کابل ۱۲ بسیار



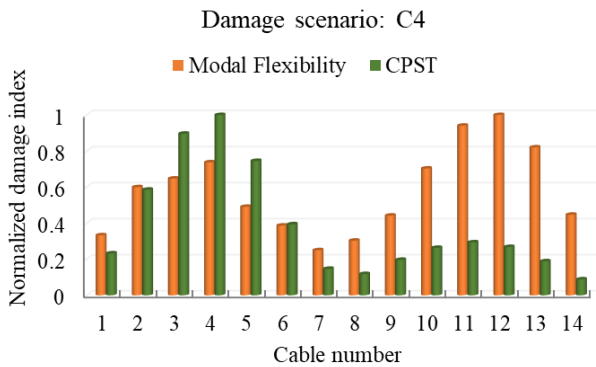
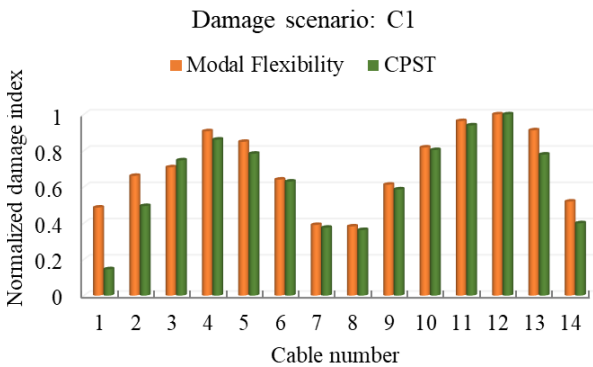
شکل ۵- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف‌پذیری مودال برای ۳۰٪ آسیب



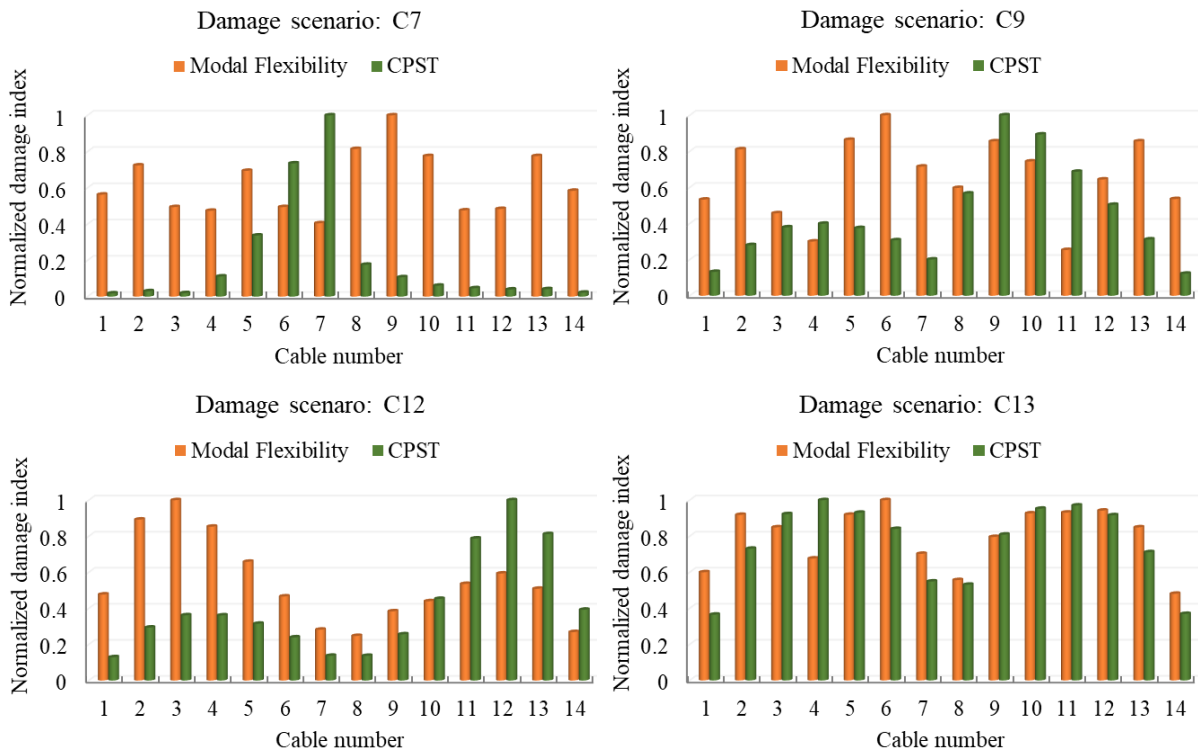
ادامه شکل ۵- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف پذیری مودال برای ۳۰٪ آسیب

میزان افزایش CPST با افزایش شدت آسیب بیشتر شده است. اما در این مقاله به دلیل امکان مقایسه با انعطاف پذیری مودال، هر دو شاخصه نسبت به بیشترین مقدار خود نرمال شدند.

همان طور که در نتایج تشخیص آسیب برای شدت آسیب ۴۰٪ در شکل (۶) نشان داده شده است، شاخصه CPST، سناریوهای آسیب مربوط به کابل های نزدیک پابلون (کابل ۷ و ۹) را نیز با دقت شناسایی کرد. نتایج در شدت آسیب ۴۰٪ نشان داد، CPST دقت بالایی برای شناسایی کابل های پشتیبان نداشت. مقایسه مقادیر CPST برای درجات مختلف آسیب نشان داد که



شکل ۶- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف پذیری مودال برای ۴۰٪ آسیب



ادامه شکل ۶- نتایج تشخیص آسیب توسط CPST و انعطاف‌پذیری مودال برای ۴۰٪ آسیب

مقادیر با فرض درصد آسیب‌های در نظر گرفته شده برابر با ۱/۱٪ و ۱٪ آسیب هستند. در صورتی که داده‌های مودال از حالت آسیب ۴۰٪ استخراج شدند. به عبارت دیگر، ۴۰٪ آسیب در کابل‌های پل در مکان‌های مختلف تأثیر قابل توجهی در شکل‌های مد سازه ایجاد نکرد.

معیار اطمینان مودال (MAC) برای تمام سناریوهای آسیب در سطح آسیب ۴۰٪ برای شش مد اول حالت سالم و آسیب‌دیده پل در جدول (۳) ارائه شده است. همان‌طور که در مقادیر قطر اصلی مشخص است، شاخصه MAC تغییرات بسیار ناچیزی برای تمامی کابل‌ها نشان داد. اگر بازه صفر (عدم تشابه کامل) تا یک (تشابه کامل) در شاخصه MAC معادل درصد آسیب ۰٪ تا ۱۰۰٪ در نظر گرفته شود، بیش‌ترین مقدار کاهش شاخصه MAC مربوط به مد سوم و چهارم کابل ۹ معادل ۰/۱۱۰۵ و ۰/۱۰۲۶ بود. این

جدول ۳- معیار اطمینان مودال (MAC) برای سناریوهای ۴۰٪ آسیب

سطح آسیب ۴۰٪ در C1						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۱/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۰۱۴	۰/۰۰۰۱۱	۰/۰۰۰۴۲۱	۰/۰۰۲۱۲	۰/۰۰۰۰۵
۲	۰/۰۰۰۱۵	۰/۹۹۹۹۸	۰/۰۰۷۸۹	۰/۰۰۰۲۲	۰/۰۰۰۹۳	۰/۰۰۱۸۵
۳	۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۷۳۰	۰/۹۹۹۹۶	۰/۰۰۰۴۸	۰/۰۰۰۳۴	۰/۰۰۲۴۸
۴	۰/۰۰۰۴۳۸	۰/۰۰۰۳۰	۰/۰۰۰۵۳	۰/۹۹۹۹۹	۰/۰۰۳۶۲	۰/۰۰۰۳۲
۵	۰/۰۰۱۶۷	۰/۰۰۰۷۷	۰/۰۰۰۲۵	۰/۰۰۰۲۶۵	۰/۹۹۹۹۲	۰/۰۰۰۲۳
۶	۰/۰۰۰۰۴	۰/۰۰۱۷۷	۰/۰۰۲۴۷	۰/۰۰۰۳۴	۰/۰۰۰۳۱	۰/۹۹۹۹۸
سطح آسیب ۴۰٪ در C4						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۰/۹۹۹۹۸	۰/۰۰۱۲۱	۰/۰۰۰۲۲	۰/۰۰۲۷۲	۰/۰۰۱۳۱	۰/۰۰۰۳۹
۲	۰/۰۰۱۲۸	۰/۹۹۹۸۳	۰/۰۰۵۶۲	۰/۰۰۰۹۱	۰/۰۱۵۷۵	۰/۰۰۷۸۴
۳	۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۳۲۵	۰/۹۹۹۷۱	۰/۰۰۰۰۸	۰/۰۰۲۱۰	۰/۰۰۱۳۷
۴	۰/۰۰۲۷۴	۰/۰۰۰۸۵	۰/۰۰۰۱۰	۰/۹۹۹۹۹	۰/۰۰۱۶۳	۰/۰۰۰۸۷
۵	۰/۰۰۰۹۷	۰/۰۱۱۱۳	۰/۰۰۱۶۶	۰/۰۰۱۴۵	۰/۹۹۹۶۷	۰/۰۲۹۷۳
۶	۰/۰۰۰۲۱	۰/۰۰۷۸۵	۰/۰۰۳۶۶	۰/۰۰۰۷۲	۰/۰۳۶۸۷	۰/۹۹۹۴۴
سطح آسیب ۴۰٪ در C7						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۱/۰۰۰۰۰	۰/۰۰۰۶۲	۰/۰۰۰۲۰	۰/۰۰۱۶۹	۰/۰۰۲۳۲	۰/۰۰۳۸۴
۲	۰/۰۰۰۶۲	۰/۹۹۹۹۷	۰/۰۰۰۴۴	۰/۰۰۳۴۰	۰/۰۰۰۸۶	۰/۰۰۰۲۴
۳	۰/۰۰۰۴۸	۰/۰۰۰۲۰	۰/۹۹۲۰۶	۰/۰۰۱۹۷	۰/۰۴۹۸۳	۰/۰۱۵۶۱
۴	۰/۰۰۱۶۰	۰/۰۰۳۳۵	۰/۰۰۰۸۷	۰/۹۹۹۹۹	۰/۰۰۱۳۰	۰/۰۰۳۵۵
۵	۰/۰۰۱۴۶	۰/۰۰۰۶۸	۰/۰۳۷۸۸	۰/۰۰۲۱۲	۰/۹۹۶۷۳	۰/۱۱۷۷۹
۶	۰/۰۰۴۴۱	۰/۰۰۰۱۵	۰/۰۴۱۲۸	۰/۰۰۱۸۸	۰/۱۴۸۱۶	۰/۹۹۰۲۴
سطح آسیب ۴۰٪ در C9						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۰/۹۹۹۷۹	۰/۰۰۰۳۳	۰/۰۰۵۲۳	۰/۰۰۱۶۹	۰/۰۰۰۸۶	۰/۰۰۱۳۲
۲	۰/۰۰۰۳۱	۱/۰۰۰۰۰	۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۱۵۱	۰/۰۰۰۸۹	۰/۰۰۴۶۱
۳	۰/۰۰۳۹۷	۰/۰۰۰۸۹	۰/۹۸۸۹۵	۰/۱۳۶۵۲	۰/۰۱۰۶۰	۰/۰۰۰۱۱
۴	۰/۰۰۶۶۶	۰/۰۰۰۰۳	۰/۱۴۳۵۴	۰/۹۸۹۷۴	۰/۰۰۸۸۱	۰/۰۰۳۷۱
۵	۰/۰۰۰۴۹	۰/۰۰۰۳۶	۰/۰۱۱۲۷	۰/۰۲۳۸۸	۱/۰۰۱۳۰	۰/۰۰۲۹۱
۶	۰/۰۰۱۵۷	۰/۰۰۴۳۵	۰/۰۰۳۰۹	۰/۰۰۲۴۵	۰/۰۰۳۵۲	۱/۰۰۰۰۰



سطح آسیب ۴۰٪ در C12						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۱/۰۰۰۱۰	۰/۰۰۱۰۴	۰/۰۰۲۹۶	۰/۰۰۰۲۸	۰/۰۰۰۱۷	۰/۰۰۰۳۰
۲	۰/۰۰۱۰۰	۰/۹۹۹۹۶	۰/۰۰۰۵۷	۰/۰۰۸۰۵	۰/۰۰۵۴۲	۰/۰۰۳۶۸
۳	۰/۰۰۲۸۱	۰/۰۰۰۵۵	۰/۹۹۹۹۰	۰/۰۰۰۰۲	۰/۰۰۰۴۰	۰/۰۰۰۶۸
۴	۰/۰۰۰۲۶	۰/۰۰۷۸۴	۰/۰۰۰۱۳	۰/۹۹۹۸۷	۰/۰۰۲۴۰	۰/۰۰۱۲۵
۵	۰/۰۰۰۰۹	۰/۰۰۴۱۱	۰/۰۰۰۳۹	۰/۰۰۱۶۸	۰/۹۹۹۹۸	۰/۰۰۳۶۹
۶	۰/۰۰۰۲۳	۰/۰۰۳۲۶	۰/۰۰۰۷۶	۰/۰۰۱۲۱	۰/۰۰۴۶۴	۱/۰۰۰۰۰

سطح آسیب ۴۰٪ در C13						
مد	۱	۲	۳	۴	۵	۶
۱	۰/۹۹۹۹۳	۰/۰۰۰۳۳	۰/۰۰۱۹۱	۰/۰۰۰۵۶	۰/۰۰۰۰۸	۰/۰۰۰۳۸
۲	۰/۰۰۰۳۳	۱/۰۰۰۰۰	۰/۰۰۰۹۷	۰/۰۰۰۸۷	۰/۰۰۳۹۷	۰/۰۰۳۲۲
۳	۰/۰۰۱۷۵	۰/۰۰۱۰۷	۰/۹۹۹۵۰	۰/۰۳۳۰۶	۰/۰۰۰۴۲	۰/۰۰۰۴۹
۴	۰/۰۰۱۸۸	۰/۰۰۰۴۳	۰/۰۳۵۴۹	۰/۹۹۹۴۱	۰/۰۰۲۲۳	۰/۰۰۰۴۲
۵	۰/۰۰۰۰۴	۰/۰۰۳۰۸	۰/۰۰۰۴۰	۰/۰۰۱۹۸	۰/۹۹۹۹۸	۰/۰۰۴۶۷
۶	۰/۰۰۰۳۶	۰/۰۰۳۰۶	۰/۰۰۰۵۸	۰/۰۰۰۳۲	۰/۰۰۵۷۴	۰/۹۹۹۹۶

### ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، عملکرد روش تشخیص آسیب در کابل‌های پل ترکیه‌ای توسط تغییر در توپولوژی فضای فاز پاسخ‌های حوزه‌ی زمان عرشه با پارامترهای مودال مانند شاخصه معیار اطمینان مودال و انعطاف‌پذیری مودال بررسی شد. برای این منظور، پل ترکیه‌ای ماناوگات با سناریوهای آسیب و شدت‌های آسیب مختلف به‌عنوان مدل عددی در نظر گرفته شد. روش تشخیص آسیب ارائه‌شده در فضای فاز بر پایه پاسخ تغییرمکان عرشه در نقاط اتصال به کابل‌ها تحت عبور بار متحرک مشخص بود. نتایج به‌دست‌آمده به شرح زیر است:

- به دلیل آن که هرگونه تغییر در مشخصات کابل‌های پل در پاسخ‌های سازه منعکس می‌شود، بازسازی آن‌ها در فضای فاز سبب بزرگ‌نمایی این تغییرات می‌شود. شاخصه تغییر در توپولوژی فضای فاز (CPST)، کابل‌های آسیب‌دیده را در تمام سطوح آسیب در نظر گرفته‌شده به‌غیر از کابل‌های پشتیبان شناسایی کرد.
- کابل‌های پشتیبان به دلیل رفتار پیچیده خود مانند تکیه‌گاهی برای سایر کابل‌ها عمل می‌کنند. هر تغییری در مشخصات آن‌ها در سایر کابل‌ها نیز مشاهده شد. در حال حاضر این

روش دقت کافی برای تشخیص آسیب در کابل‌های پشتیبان در ابتدا و انتهای پل را نداشت.

- انعطاف‌پذیری مودال که از معکوس ماتریس‌های سختی حالت سالم و آسیب‌دیده به‌دست آمد، قادر به تشخیص کابل آسیب‌دیده در هیچ‌کدام از سناریوهای آسیب نبود. در تمام سطوح آسیب، تغییرات زیادی در تمام کابل‌ها مشابه آنچه برای کابل‌های پشتیبان در شاخصه CPST رخ داد، مشاهده شد.
- در معیار اطمینان مودال ناشی از شکل‌های مد شش مد اول پل در سطح آسیب ۴۰٪ نیز تغییرات بسیار ناچیز مشاهده شد. به بیان دیگر، پایش سلامت کابل‌های پل مورد مطالعه در این پژوهش از طریق اشکال مد پل و مشتقات آن امکان‌پذیر نبود.



- [13] Wangchuk, S., Siringoringo, D.M., and Fujino, Y. (2022), "Modal Analysis and Tension Estimation of Stay Cables Using Noncontact Vision-Based Motion Magnification Method", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 29(7), pp. e2957.
- [14] Wu, B., Wu, G., Lu, H., and Feng, D. (2017), "Stiffness Monitoring and Damage Assessment of Bridges Under Moving Vehicular Loads Using Spatially-Distributed Optical Fiber Sensors", *Smart Materials and Structures*, Vol. 26(3), pp. 35058.
- [15] Wu, B., Wu, G., and Yang, C. (2019), "Parametric Study of a Rapid Bridge Assessment Method Using Distributed Macro-Strain Influence Envelope Line", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 120, pp. 642-663.
- [16] He, W.Y., Ren, W.X., and Zhu, S. (2017), "Baseline-free Damage Localization Method for Statically Determinate Beam Structures Using Dual-type Response Induced by Quasi-static Moving Load", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 400, pp. 58-70.
- [17] Zhang, L., Wu, G., and Cheng, X. (2020), "A Rapid Output-only Damage Detection Method for Highway Bridges Under a Moving Vehicle Using Long-gauge Strain Sensing and the Fractal Dimension", *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, Vol. 158, pp. 107711.
- [18] Zhang, W., Li, J., Hao, H., and Ma, H. (2017), "Damage Detection in Bridge Structures Under Moving Loads with Phase Trajectory Change of Multi-type Vibration Measurements", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 87(A), pp. 410-425.
- [19] Nie, Z., Hao, H., and Ma, H. (2013), "Structural Damage Detection Based on the Reconstructed Phase Space for Reinforced Concrete Slab: Experimental Study", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 332(4), pp. 1061-1078.
- [20] Nie, Z., Hao, H., and Ma, H. (2012), "Using Vibration Phase Space Topology Changes for Structural Damage Detection", *Structural Health Monitoring*, Vol. 11(5), pp. 538-557.
- [21] Tuttipongsawat, P., Sasaki, E., Suzuki, K., Fukuda, M., Kawada, N., and Hamaoka, K. (2019), "PC Tendon Damage Detection Based on Phase Space Topology Changes in Different Frequency Ranges", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 17(8), pp. 474-488.
- [22] Peng, Z., Li, J., Hao, H., and Nie, Z. (2021), "Improving Identifiability of Structural Damage Using Higher Order Responses and Phase Space Technique", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 28(10), pp. 2808.
- [23] Pamwani, L., and Shelke, A. (2018), "Damage Detection Using Dissimilarity in Phase Space Topology of Dynamic Response of Structure Subjected to Shock Wave Loading", *Journal of Nondestructive Evaluation, Diagnostics and Prognostics of Engineering Systems*, Vol. 1(4), pp. 1-13.
- [24] Peng, Z., Li, J., and Hao, H. (2022), "Data Driven Structural Damage Assessment Using Phase Space Embedding and Koopman Operator Under Stochastic Excitations", *Engineering Structures*, Vol. 255, pp. 113906.
- [1] Zhang, Y.M., Wang, H., Bai, Y., Mao, J.X., Chang, X.Y., and Wang, L.B. (2021), "Switching Bayesian Dynamic Linear Model for Condition Assessment of Bridge Expansion Joints Using Structural Health Monitoring Data", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 160, pp. 107879.
- [2] Li, S., Niu, J., and Li, Z. (2021), "Novelty Detection of Cable-Stayed Bridges Based on Cable Force Correlation Exploration Using Spatiotemporal Graph Convolutional Networks", *Structural Health Monitoring*, Vol. 20(4), pp. 2216-2228.
- [3] Bakhshizadeh, A., Sadeghi, K., Ahmadi, S., and Royaei, J. (2023), "Damage Identification in Long-Span Cable-Stayed Bridges Under Multiple Support Excitations", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, pp. 1275-1290.
- [4] Tomé, E.S., Pimentel, M., and Figueiras, J. (2019), "Online Early Damage Detection and Localisation Using Multivariate Data Analysis: Application to a Cable-Stayed Bridge", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 26(11), pp. 1-20.
- [5] Nazarian, E., Ansari, F., and Azari, H. (2016), "Recursive Optimization Method for Monitoring of Tension Loss in Cables of Cable-Stayed Bridges", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 27(15), pp. 2091-2101.
- [6] Zhang, H., Mao, J., Wang, H., Zhu, X., Zhang, Y., Gao, H., Ni, Y., and Hai, Z. (2023), "A Novel Acceleration-Based Approach for Monitoring the Long-Term Displacement of Bridge Cables", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 23(05), pp. 2350053.
- [7] Lei, X., Siringoringo, D.M., Sun, Z., and Fujino, Y. (2023), "Displacement Response Estimation of a Cable-Stayed Bridge Subjected to Various Loading Conditions with One-Dimensional Residual Convolutional Autoencoder Method", *Structural Health Monitoring*, Vol. 22(3), pp. 1790-1806.
- [8] Krishna, B.P., Arya, A.S., and Agrawal, T.P. (1985), "Effect of Cable Stiffness on Cable-Stayed Bridges", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111(9), pp. 2008-2020.
- [9] Cheng, Y., Su, Z., and Zhang, J. (2024), "Mode Shape-Aided Cable Force Estimation of a Double-Hanger System Using a Vision-Based Monitoring Method", *Measurement*, Vol. 227, pp. 114214.
- [10] Rinaldi, C., Lepidi, M., Potenza, F., and Gattulli, V. (2023), "Identification of Cable Tension through Physical Models and Non-Contact Measurements", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 205, pp. 110867.
- [11] Yu, C.P. (2020), "Tension Prediction for Straight Cables Based on Effective Vibration Length with a Two-Frequency Approach", *Engineering Structures*, Vol. 222, pp. 111121.
- [12] Zarbaf, S.E.H.A.M., Norouzi, M., Allemang, R.J., Hunt, V.J., Helmicki, A., and Venkatesh, C. (2018), "Ironton-Russell Bridge: Application of Vibration-Based Cable Tension Estimation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144(6), pp. 04018066.



- [30] Broomhead, D.S., and King, G.P. (1986), "Extracting Qualitative Dynamics from Experimental Data", *Physica D: Nonlinear Phenomena*, Vol. 20(2-3), pp. 217-236.
- [31] Nichols, J.M. (2003), "Structural Health Monitoring of Offshore Structures Using Ambient Excitation", *Applied Ocean Research*, Vol. 25(3), pp. 101-114.
- [32] Pastor, M., Binda, M., and Harčarik, T. (2012), "Modal Assurance Criterion", *Procedia Engineering*, Vol. 48, pp. 543-548.
- [33] Pandey, A.K., and Biswas, M. (1994), "Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 169(1), pp. 3-17.
- [34] Pan, H., Azimi, M., Yan, F., and Lin, Z. (2018), "Time-Frequency-Based Data-Driven Structural Diagnosis and Damage Detection for Cable-Stayed Bridges", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 23(6).
- [25] Paul, B., George, R.C., and Mishra, S.K. (2017), "Phase space interrogation of the empirical response modes for seismically excited structures", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 91, pp. 250-265.
- [26] Takens, F. (1981), "Detecting Strange Attractors in Turbulence", In: *Dynamical Systems and Turbulence*, Vol. 898, pp. 366-381.
- [27] Jiang, A.H., Huang, X.C., Zhang, Z.H., Li, J., Zhang, Z.Y., and Hua, H.X. (2010), "Mutual Information Algorithms", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 24(8), pp. 2947-2960.
- [28] Abarbanel, H., (2012), "Analysis of observed chaotic data", Springer Science and Business Media.
- [29] Rhodes, C., and Morari, M. (1997), "The False Nearest Neighbors Algorithm: An Overview", *Computers and Chemical Engineering*, Vol. 21, pp. 1149-1154.



## 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

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