



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)

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

# 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 سوم - شماره‌ی چهل و یکم

پاییز ۱۴۰۲

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>

۲ .....انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵ ..... بررسی عددی میراگر دوسطحی با ورق روسری در اتصال خمشی تیر به ستون  
Numerical Analysis of a Two-Level Friction Damper with a Cover Plate in the Beam-to-Column Moment Connection

هادی عسگری، سید مهدی زهرائی، مهدی وجدیان، سید محمد میر حسینی

۲۶ ..... مقایسه رفتار قاب‌های فولادی تحت اثر انفجار  
Comparison of the Behavior of Steel Frames under Blast Effects

محمدصادق شهیدزاده، ابراهیم شاهلونژاد، امیر حسین درخشان نژاد

۴۰ ..... ارزیابی عملکرد تیر پیوند قوطی شکل با اتصال فلنجی دارای مقطع کاهش یافته تحت بارگذاری چرخه‌ای  
Evaluation of the Performance of Box Link Beam with Reduced Section Flange under Cyclic Loading

دانیال پسران بهبهانی، نادر فنائی

۶۰ ..... ارتقای تاب‌آوری دیوار برشی بتن آرمه با استفاده از المان تعویض پذیر کمانش تاب  
Enhancing the resilience of reinforced concrete shear walls using replaceable buckling-restrained elements

سید علی رضوی طباطبایی، علی مردانی

۷۵ ..... تحلیل کمانش و ارتعاشات ستون‌های با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی  
Analysis of buckling and vibrations of Non-Prismatic Columns under thermal changes

امیر حسین طاهرخانی، مجید امین افشار

رفتار غیرخطی دیافراگم‌ها در ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب مهاربندی همگرای ناپیوسته از نوع جابه‌جایی خارج از صفحه در طبقه همکف  
۹۶ .....  
Nonlinear Behavior of Diaphragms in Concentrically Braced Steel Frames with Ground Floor Out-of-Plane Offset Irregularities

سلمان محمدی، امین محب خواه

۱۱۳ ..... شیوه نگارش

۱۱۴ ..... 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

## بررسی عددی میراگر دوسطحی با ورق روسری در اتصال خمشی تیر به ستون

هادی عسگری<sup>۱</sup>، سیدمهدی زهرائی<sup>۲\*</sup>، مهدی وجدیان<sup>۳</sup>، سیدمحمد میرحسینی<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک، اراک

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

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد الیگودرز، الیگودرز

۴- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک، اراک

\* تهران، صندوق پستی، ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳۱۲، [mzahrai@ut.ac.ir](mailto:mzahrai@ut.ac.ir)

### چکیده

زلزله‌های گذشته با تحمیل خسارت‌های زیاد، بیانگر ضعف عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به‌خصوص در محل اتصال تیر به ستون بوده و کاربرد قطعاتی مثل میراگرهای اصطکاکی و جاری‌شونده جهت استهلاک انرژی زلزله و کاهش ارتعاشات ناشی از آن، به یکی از ضرورت‌های مهندسی عمران تبدیل گردیده است. سیستم‌های کنترل غیرفعال چندسطحی یکی از مواردی است که در دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. ایده کلی در سیستم‌های مذکور، ترکیب دو سیستم کنترل غیرفعال با سختی متفاوت بوده که تحت نیروهای با شدت مختلف، موجب تغییر در مشخصات سیستم و بروز رفتارهای متفاوت تحت سطوح انرژی است. در این تحقیق در ابتدا یک سیستم کنترل دوسطحی با میراگر غیرفعال اصطکاکی-جاری‌شونده در ورق روسری در محل اتصال گیردار تیر به ستون، با قابلیت جذب انرژی و تغییر سختی در سطوح متفاوت زلزله، جهت کاهش ارتعاشات لرزه‌ای سازه‌ها ارائه گردیده و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS عملکرد آن‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به نتایج ارزیابی، بهبود عملکرد نمونه‌های تحلیلی با نسبت بهینه طول به ضخامت ورق روسری بوده و افزایش پایداری و مساحت زیر منحنی‌های هیستریزس و به تبع آن افزایش استهلاک انرژی از اثرات آن است. مقایسه منحنی‌های هیستریزس میراگر پیشنهادی در محل اتصال گیردار، گویای رفتار شکل‌پذیر با عملکرد دوسطحی مناسب مطابق انتظار بوده و اتلاف انرژی در سطوح مختلف نیرویی را به خوبی فراهم آورده است، طوری که ضوابط طرح لرزه‌ای برای اتصال خمشی ویژه را بر اساس آیین‌نامه AISC تأمین می‌کند. همچنین میراگر پیشنهادی به‌عنوان عضو مستهلک‌کننده انرژی در سطوح مختلف زلزله، باعث جذب انرژی شده و با تحمل لغزش و تسلیم، قادر به کنترل لرزه‌ای سازه خواهد بود.

### واژگان کلیدی

کنترل دوسطحی، میراگر اصطکاکی-جاری‌شونده، ورق روسری، شکل‌پذیری، تحلیل استاتیکی غیرخطی

## Numerical Analysis of a Two-Level Friction Damper with a Cover Plate in the Beam-to-Column Moment Connection

Hadi Asgari, Seyed Mehdi Zahrai\*, Mehdi Vajdian, S. Mohammad Mirhosseini

### Abstract

In previous earthquakes, many steel frames suffered damage to their ordinary rigid moment beam-to-column connections. As a result, the use of multi-level control systems in structures has gained attention from engineers in recent years. The main idea in this system is to combine two separate control systems with different stiffness and strength, thus creating dual seismic behaviors. In this study, a two-level friction-yielding damper passive control system is presented for beam-to-column connections, and its cyclic behavior is evaluated using nonlinear static analysis with the finite element method using ABAQUS software. The evaluation results demonstrate that the performance of the samples improves with an optimal ratio of length to thickness. This improvement is reflected in increased stability and area of the hysteresis curves, ultimately leading to higher energy absorption. Additionally, the hysteresis curves indicate a ductile behavior for the proposed damper in the moment connection. Moreover, the obtained hysteresis curves show that the system reliably dissipates energy at different earthquake levels, satisfying the seismic criteria for special moment resistant connections based on the AISC code. The proposed damper serves as an energy dissipating device, effectively dissipating energy at different levels of earthquakes by facilitating slip and yielding, thereby controlling the seismic response of the structure.

### Keywords

two-level control system, friction-yielding damper, Top plates, ductility, nonlinear static analysis

در زلزله‌های گذشته، تعداد زیادی از ساختمان‌های فولادی با اتصالات معمول و رایج در آن زمان، به‌گونه‌ای که اتصال مستقیم تیر به ستون با جوش صورت می‌گرفت، متحمل آسیب شدند. بررسی سازه‌های آسیب‌دیده، نشان از عملکرد ضعیف این سازه‌ها از نظر شکل‌پذیری و اتلاف انرژی داشت و موارد مختلفی از شکست ترد در اتصالات تیر به ستون در قاب خمشی فولادی ناشی از ظرفیت کم چرخش پلاستیک تیر مشاهده گردید. به دلیل وقوع خرابی و آسیب‌های زیاد به اعضای سازه‌ای به‌خصوص در محل اتصالات، ارائه راهکارهای مناسب جهت بهبود شکل‌پذیری در محل اتصالات خمشی، مورد توجه محققین قرار گرفت. در سال‌های اخیر رویکرد طراحی به‌گونه‌ای در نظر گرفته شد که استهلاک انرژی در فاصله‌ای مناسب از بر ستون توسط تیر انجام شود یا این که خرابی در قطعات الحاقی در محل اتصال تیر به ستون اتفاق بیفتد. طی مطالعات انجام‌شده که منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به فاصله‌ای مناسب از بر ستون می‌شود، عمدتاً برش در قسمتی از بال و جان تیر [۱ و ۲]، ایجاد سوراخ در بال فوقانی و تحتانی تیر [۳]، سوراخ‌کاری در بال تیر و جدا کردن بال از جان [۴]، ایجاد جان چین‌دار و جان دایره‌ای در فاصله از ستون [۵ و ۶]، کاهش نقطه تسلیم فولاد در تیر به‌صورت موضعی در نزدیکی اتصال آن به ستون توسط حرارت [۷] انجام می‌شود.

روش‌های ذکرشده اگرچه باعث کنترل خرابی و تأمین پایداری سازه‌ها در هنگام زلزله می‌شود ولیکن خسارت متحمل‌شده متمرکز بر روی تیر به‌عنوان عضو سازه‌ای خواهد بود. در این خصوص نیز راه‌حلی توسط محققین ارائه شده است. استفاده از میراگرها در اتصالات، یکی از روش‌های کنترل سازه‌ای غیرفعال است که معمولاً به‌عنوان یکی از روش‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای در سازه‌های موجود نیز استفاده می‌شود. این میراگرها به گروه‌های مختلف جاری‌شونده، اصطکاکی و ویسکوز طبقه‌بندی می‌شوند.

استفاده از میراگرهای جاری‌شونده در محل اتصال گیردار تیر به ستون، باعث استهلاک انرژی توسط این قطعات الحاقی شده و از طرفی میزان انرژی تلف‌شده توسط عناصر سازه‌ای نیز کاهش می‌یابد. استفاده از این سیستم‌های کنترل غیرفعال در محل اتصال

تیر به ستون اولین بار توسط اوه<sup>۱</sup> و همکاران انجام شد. آن‌ها سه نمونه تمام‌مقیاس را مورد آزمایش قرار دادند. ارزیابی و نتایج تست‌های آزمایشگاهی نشان از عملکرد ایده‌آل این نوع سیستم در محل اتصال داشت [۸]. صفری و همکاران این نوع سیستم را با ساختاری متفاوت نسبت به حالت قبلی در محل اتصال تیر به ستون معرفی کردند و رفتار چرخه‌ای را با مطالعه اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند [۹]. کوکن<sup>۲</sup> و همکاران اتصال تیر به ستون فولادی با استفاده از میراگر شکاف‌دار را مورد بررسی آزمایشگاهی و اجزای محدود قرار دادند [۱۰]. واسدراولیس<sup>۳</sup> و همکاران اتصال پیش‌تینده تیر به ستون فولادی با استفاده از میراگرهای تسلیمی در جان تیر را تحت بارگذاری چرخه‌ای به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار دادند [۱۱].

سیوندی و همکاران نوع جدیدی از میراگرهای جاری‌شونده را در اتصالات قاب خمشی فولادی، مورد ارزیابی عددی و آزمایشگاهی قرار دادند. نتایج تست‌های آزمایشگاهی نشان از عملکرد مطلوب میراگر پیشنهادی در محل اتصال صلب تیر به ستون دارد [۱۲]. ایزدی نیا و همکاران رفتار چرخه‌ای اتصال تیر به ستون فولادی را با استفاده از میراگر میله‌ای فولادی تسلیم شونده در برش، مورد بررسی اجزاء محدود و آزمایشگاهی قرار دادند [۱۳].

معیارهای طراحی که در سیستم‌های میراگر جاری‌شونده استفاده می‌شوند، مبتنی بر مقاومت هستند که هدف آن‌ها افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی با اعمال تغییر شکل پلاستیک، یعنی آسیب، در میراگر است. با این حال، دلایل رفاهی و اقتصادی اخیراً محققان و طراحان را به سمت سیستم‌هایی سوق داده است که می‌توانند در برابر حرکات شدید زمین، با آسیب کم یا بدون آسیب مقاومت کنند. استفاده از میراگرهای اصطکاکی راه‌حلی مناسب برای کاهش آسیب در سازه‌ها هستند، به‌طوری که انرژی ورودی به سازه از طریق اصطکاک مستهلک شود.

اولین بار استفاده از میراگر اصطکاکی در سیستم قاب خمشی توسط گریگوریان<sup>۴</sup> و همکاران انجام شد [۱۴]. استفاده از میراگرهای اصطکاکی در ناحیه اتصال گیردار تیر به ستون نخستین بار در نیوزلند انجام گرفت. در این اتصالات، میراگر اصطکاکی به وسیله پیچ و صفحات اصطکاکی در بال پایین تیر قرار گرفت. رفتار این سیستم عمدتاً بر اساس مکانیزم اصطکاک نامتقارن است.

<sup>2</sup> Köken

<sup>3</sup> Vasdravellis

<sup>4</sup> Grigorian

<sup>1</sup> Oh



این نوع اتصال توسط محققان انجمن تحقیقاتی مهندسی نیوزلند توسعه داده شد [۱۵-۲۱]. در اروپا نوع متفاوت و جدیدتری از میراگرهای اصطکاکی در محل اتصال صلب تیر به ستون در نظر گرفته شده است [۲۲-۲۴]. طراحی این نوع اتصالات بر پایه مکانیزم متقارن اصطکاک است. چیدمان اتصالات اصطکاکی اروپایی به سادگی اتصال نیوزلندی نیست، اما به گونه‌ای طراحی شده‌اند که امکان ساخت و نصب اجزای میراگر را به‌عنوان یک بخش جداگانه فراهم کنند.

تفاوت اصلی اتصالات اروپایی نسبت به اتصالات نیوزلندی، نوع مکانیزم اصطکاک است؛ در واقع اتصالات نیوزلندی بر اساس مکانیزم اصطکاک نامتقارن است درحالی‌که اتصالات اروپایی بر اساس مکانیزم اصطکاک متقارن طراحی شده‌اند. اتصالات اصطکاکی نامتقارن در آزمایشگاه و همچنین در ساختمان‌های واقعی که در معرض زلزله‌های قوی در نیوزلند قرار گرفته‌اند، به‌طور گسترده تجزیه و تحلیل و آزمایش شدند که نتایج آن‌ها، عملکرد مطلوب این نوع اتصالات را نشان می‌دهد [۲۵-۲۸].

در اروپا اخیراً دو نوع اتصال اصطکاکی متقارن برای طراحی لرزه‌ای به‌کار برده می‌شود. در نوع اول اتصال، سطح اصطکاک به‌صورت عمودی و در نوع دوم سطح اصطکاک به‌صورت افقی تنظیم شده است که در هر دو اتصال، میراگر به وسیله پیچ به بال ستون و بال تیر متصل می‌شود [۲۹]. مطالعات عددی و آزمایشگاهی در اتصالات مذکور نشان از رفتار مطلوب با پاسخ چرخه‌ای مناسب دارد [۳۰].

میراگرهای ویسکوز نیز یکی دیگر از سیستم‌های کنترل غیرفعال است که بخش بزرگی از انرژی ورودی به سازه را جذب کرده و سبب می‌شود که تقاضای استهلاک انرژی روی المان‌های سازه‌ای کاهش یافته و در نتیجه خرابی به حداقل برسد.

سیستم‌های کنترل غیرفعال چندسطحی یکی از مواردی است که در دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته و در سازه‌ها استفاده می‌شود. ترکیب دو سیستم کنترل غیرفعال دارای سختی متفاوت، ایده اصلی در این‌گونه سیستم‌ها بوده که عملاً تحت نیروهای مختلف، موجب تغییر مشخصات سیستم و بروز رفتارهای متفاوت تحت سطوح انرژی می‌شود.

میراگرهای اصطکاکی که برای استهلاک انرژی در سازه مخصوصاً در مقابل زلزله‌های خفیف و متوسط و نیز بار باد به‌کار گرفته می‌شوند، با ایجاد حلقه‌های هیستریزس مستطیلی شکل نسبت به استهلاک انرژی ورودی به سازه، وارد عمل شده و

همچنین رفتار این میراگر تا حدود زیادی حساس به تعدد سیکل‌های بار یا تغییرات دمای محیط نبوده و مقاومت بالایی در برابر خستگی از خود نشان می‌دهد. همچنین میراگرهای فلزی تسلیم‌شونده با دارا بودن مزایایی همچون عدم نیاز به منبع انرژی خارجی، چرخه‌های هیستریزس پایدار، سهولت نصب و تعویض آن پس از زلزله، عدم حساسیت به تغییرات دمای و قیمت ارزان آن مورد توجه بسیاری قرار گرفته است. ضمن آن که امکان توسعه و تحقیق بیشتر بر روی این میراگرها در اغلب کشورها به‌علت عدم نیاز به مواد خاص یا تکنولوژی‌های طراحی و ساخت پیچیده، وجود خواهد داشت.

**زهرائی و همکاران** سیستم کنترل دوسطحی با استفاده از ترکیب تیر پیوند قائم و المان زانویی را مورد بررسی قرار دادند. تحت نیروهای خفیف زلزله، مفاصل پلاستیک بر روی تیر پیوند قائم تشکیل شده که استهلاک انرژی را در سطح اول انجام داده و با افزایش نیروی زلزله، تغییرشکل‌های پلاستیک المان زانویی سبب افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی بیشتر سیستم می‌گردد [۳۱]. **هاشمی و همکاران** یک سیستم کنترل دوسطحی را در قاب با استفاده از میراگرهای اصطکاکی و صفحات جاری‌شونده مثلی پیشنهاد داده‌اند. با غلبه نیروی لغزش بر اصطکاک بین سطوح، در سطح اول در زلزله‌های خفیف و متوسط، استهلاک انرژی انجام گرفته است؛ با افزایش نیروی زلزله میراگر جاری‌شونده وارد عمل شده و در سطح دوم در زلزله‌های شدید نقش خود را ایفا می‌کند [۳۲].

تحقیقاتی از این دست جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای و شکل‌پذیری سیستم‌های سازه‌ای همواره در حال انجام بوده است. استفاده از سیستم‌های کنترل دوسطحی در محل اتصال گیردار تیر به ستون تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است. در تحقیق حاضر به بررسی عملکرد لرزه‌ای میراگر دوسطحی با استفاده از میراگر اصطکاکی و میراگر جاری در محل اتصال صلب تیر به ستون پرداخته خواهد شد.

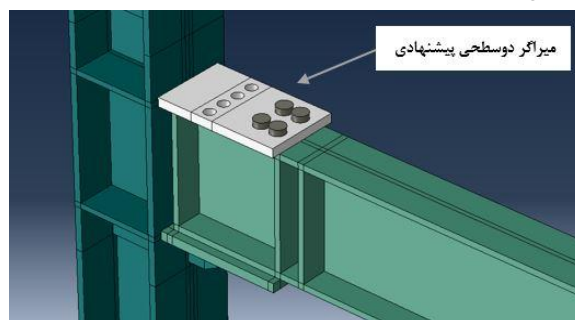
## ۲- دیدگاه کلی تحقیق

نیاز به افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه‌ها و همچنین کنترل خرابی امری بدیهی است که در این پژوهش به معرفی و بررسی رفتار یک سیستم کنترل غیرفعال با قابلیت تغییر سختی و جذب انرژی در محل اتصال گیردار تیر به ستون، در سطوح مختلف زلزله پرداخته شده است. این سیستم از ترکیب سری دو میراگر اصطکاکی



و جاری شونده تشکیل یافته و طراحی آن به گونه‌ای است که در حین وقوع سطوح مختلف زلزله، سیستم اتصال قادر به تغییر سختی سازه بوده و به صورت چندسطحی عمل نماید. تحت زلزله‌های خفیف که سازه درصد کوچکی از تغییر مکان جانبی نسبی بهره‌برداری را متحمل می‌شود، میراگر اصطکاکی با نیروی لغزش، بخشی از مقاومت لازم جهت بارهای سرویس را کاهش داده و با افزایش جابه‌جایی ارتعاشات، میراگر جاری شونده نیز وارد عمل شده و با ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در خود، سطح استهلاک انرژی را افزایش می‌دهد. با طراحی بهینه و قرار دادن قطعات میراگر در محل اتصال، می‌توان قسمت بزرگی از اتلاف انرژی را به این قطعات اختصاص داد که به دنبال آن خسارت‌های وارده به اعضای اصلی کاهش می‌یابد.

ایده اصلی میراگر پیشنهادی به صورت شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، میراگر مذکور از ترکیب سری دو میراگر اصطکاکی و جاری شونده تشکیل شده است.



شکل ۱- میراگر دوسطحی پیشنهادی

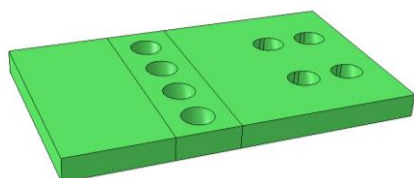
با اعمال دوران، میراگر اصطکاکی در مرحله اول وارد عمل شده و به واسطه غلبه نیروی لغزش بر اصطکاک بین صفحات ورق روسری و بال فوقانی تیر، موجب استهلاک انرژی می‌گردد. با افزایش نیرو و در نتیجه طی کردن طول لغزش، میراگر سطح دوم یعنی ورق جاری شونده روسری وارد عمل شده و با تسلیم شدن محوری باعث استهلاک انرژی می‌شود. لازم به ذکر است که ابعاد ورق روسری جاری شونده از لحاظ تئوری دارای محدودیت نبوده و با افزایش یا کاهش مدولار آن‌ها، امکان طراحی یک سیستم کنترل غیرفعال دوسطحی در محل اتصال تیر به ستون وجود دارد، اما طول لغزش در میراگر سطح اول با توجه به دررفت مجاز طبقه در سیستم قاب خمشی ویژه در وضعیت ایمنی، مطابق با آیین‌نامه FEMA 356 (2000) در نظر گرفته شده است. علاوه بر این جهت جلوگیری از کماتش ورق روسری تحت نیروی فشاری و افزایش شکل‌پذیری، مطالعه‌ای پارامتریک انجام شده که در ادامه

مناسب‌ترین نسبت‌های عددی جهت طراحی ورق روسری ارائه خواهد شد. انتخاب صحیح نسبت‌های مذکور از مراحل تأثیرگذار بوده، به طوری که در صورت کاهش سختی میراگر جاری شونده از حد بهینه، با انعطاف‌پذیری بیش از حد مقطع، موجب کماتش ورق روسری تحت نیروی فشاری می‌شود که افت عملکرد سیستم را به دنبال دارد و در صورت افزایش سختی میراگر جاری شونده از حد بهینه، عملاً اتصال پیشنهادی مؤثر نبوده و مفصل پلاستیک قبل از تشکیل در ورق جاری شونده، در تیر اتفاق می‌افتد. در صورت طراحی مناسب انتظار می‌رود میراگر نقش فیوز را داشته و شکل‌پذیری مناسبی را از خود نشان دهد.

### ۳- معرفی اجزا و قطعات اتصال پیشنهادی

#### ۳-۱- میراگر اصطکاکی

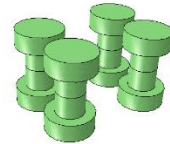
همان‌طور که در شکل (۲) ملاحظه می‌شود ۴ عدد سوراخ لوبیایی با طول لغزش بهینه طراحی گردیده است. طول لغزش متناسب با دررفت مجاز طبقه در سیستم قاب خمشی ویژه، در وضعیت ایمنی مطابق با آیین‌نامه FEMA 356 جدول C1-3، معادل با یک درصد ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است. بین ورق روسری و بال فوقانی تیر، هیچ صفحه اضافه‌ای قرار نگرفته و صرفاً اصطکاک فولاد روی فولاد مدنظر است. ضریب اصطکاک ۰/۵۵ مطابق با کارهای آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است [۳۳-۳۵].



شکل ۲- نمای میراگر اصطکاکی

همچنین تعداد پیچ‌های مورد استفاده ۴ عدد می‌باشد که در شکل (۳) نشان داده شده است، پیچ‌ها از نوع M16 و گرید اسمی ۱۰.۹ طبق ISO standard [ISO, 2009] هستند. نوع، قطر و تعداد پیچ‌ها متناسب با مقاومت خواسته شده در نظر گرفته شده‌اند. سوراخ‌کاری با اثر لقی ۲ میلی‌متر در بال فوقانی تیر برای قرارگیری پیچ‌ها لحاظ شده است. جهت جلوگیری از تمرکز تنش در پیچ‌ها و عدم تسلیم شدن پیچ‌ها و همچنین سادگی کار، سر پیچ‌ها قدری بزرگ‌تر از اندازه واقعی ساخته شده‌اند تا در عمل نقش واشر را نیز ایفا کنند.

بستگی دارد ولی با وجود همه این مشکلات، رابطه (۱) بهترین تئوری موجود برای میراگرهای اصطکاکی است.



شکل ۳- پیچ‌های میراگر اصطکاکی

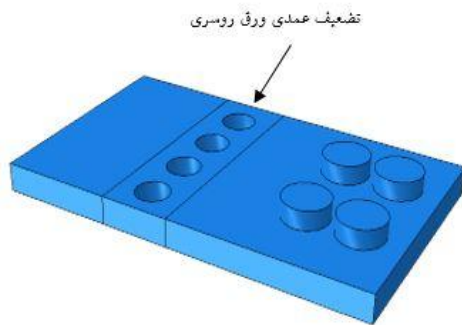
۳-۱-۲ محاسبه نیروی لغزش در اتصالات پیچی اصطکاکی  
در اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی با توجه به تعداد سطوح لغزش خواهیم داشت:

$$F = n \cdot T_b \cdot N \cdot \mu \quad (2)$$

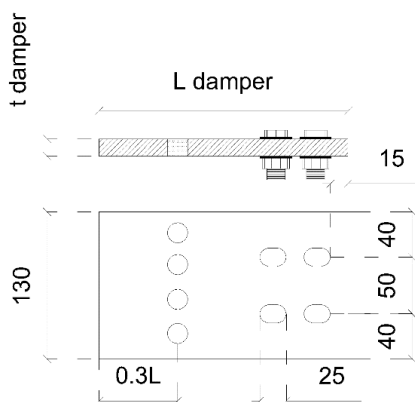
که در آن  $N$  تعداد پیچ‌ها،  $T_b$  نیروی پیش‌تندگی در یک پیچ،  $\mu$  ضریب اصطکاک و  $n$  تعداد سطوح لغزش است.

### ۳-۲- میراگر جاری‌شونده

همان‌طور که در شکل (۵) ملاحظه می‌گردد، میراگر جاری‌شونده همان ورق روسری در اتصال گیردار تیر به ستون است که با تسلیم‌شدگی محوری نقش فیوز سطح دوم را ایفا می‌کند. بر روی ورق روسری سوراخ‌هایی برای ضعیف کردن ورق در فاصله‌ای مناسب از بر ستون به میزان  $0.3$  طول ورق روسری مطابق با شکل (۶) قرار گرفته که بتواند با کاهش سختی ورق مذکور، پلاستیک‌شدگی را قبل از تشکیل در تیر، در ورق ایجاد کند.



شکل ۵- نمای میراگر دوسطحی پیشنهادی



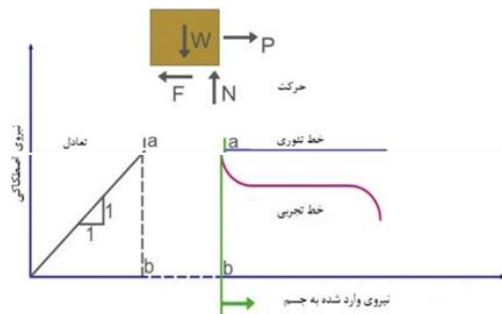
شکل ۶- جزئیات میراگر دوسطحی پیشنهادی

### ۳-۱-۱ تئوری میراگرهای اصطکاکی

بر اساس قوانین حاکم بر اصطکاک خشک، در لحظه شروع یا در طی لغزش رابطه زیر برقرار است:

$$F = \mu \cdot N \quad (1)$$

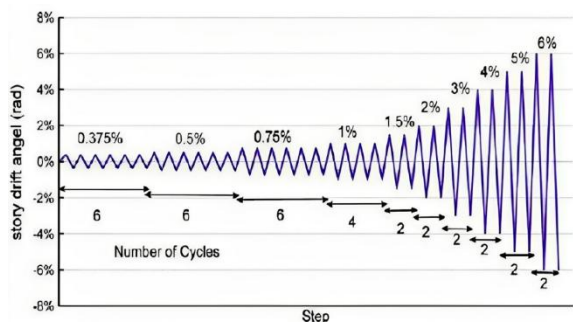
که در آن  $F$  معرف نیروهای اصطکاکی،  $N$  بیانگر نیروی عمودی بوده و  $\mu$  ضریب اصطکاک است. به عبارت دیگر با توجه به شکل (۴)، هنگامی که نیروی جانبی  $p$  به یک جسم وارد شود، با افزایش نیرو بیش از نیروی اصطکاک، جسم به صورت ناگهانی شروع به حرکت می‌کند. حرکت جسم و نیروی اصطکاک موجود بین سطوح، باعث تولید انرژی گرمایی در سطح بین دو جسم می‌شود. از آنجا که چندین بار مشاهده شده است ضریب اصطکاک تا حدی در هنگام شروع لغزش از حالت در حین لغزش بیش‌تر است، معمولاً ضریب اصطکاکی  $\mu_s$  و ضریب جنبشی  $\mu_k$  معرفی می‌شوند. در هر صورت نیروی اصطکاک به صورت مماس در سطح مشترک صفحه در جهت مخالف حرکت می‌کند. رابطه (۱) به عنوان تئوری کولمب هم شناخته می‌شود. لازم به ذکر است که فرآیندهای اصطکاکی اغلب به این سادگی نیستند و در عمل تئوری کولمب تنها به صورت تقریبی واقعی است. به عنوان مثال، ضریب اصطکاک  $\mu$  در هر لحظه علاوه بر ماده لغزشی، به شرایط حاضر در فصل مشترک دو سطح نیز وابسته است.



شکل ۴- رابطه نیروی اصطکاکی با نیروی عمود بر سطح

مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده بر روی میراگرهای اصطکاکی نشان می‌دهد ضریب اصطکاک به عواملی از جمله فشار تماس، سرعت لغزش، دما، تعداد چرخه‌های بارگذاری و ...

که در Step اول بارگذاری پیچ‌ها و در Step دوم اعمال تغییر مکان به سیستم انجام شده است. شرایط مرزی در مدل‌های عددی به صورت مفصل در بالا و پایین ستون فرض شده است. همچنین الگوی بارگذاری مطابق با بارگذاری عملی به روش کنترل تغییر مکان بر طبق پیشنهاد FEMA-350 مطابق شکل (۸) انجام گرفته است.



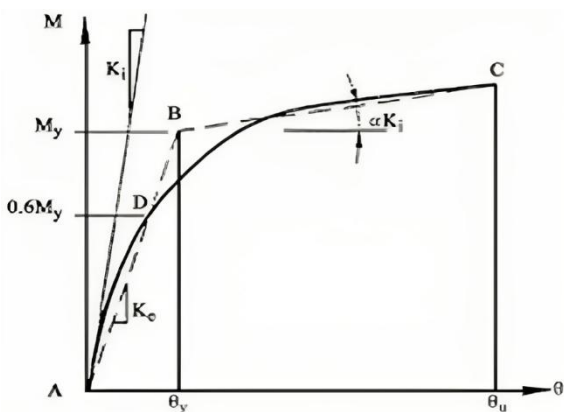
شکل ۸- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مطابق FEMA-350

#### ۴-۲- مصالح به کار رفته در تحلیل

فولاد به کار رفته در مدل‌سازی‌های عددی برای تیر و ستون و ورق‌ها از نوع ST37 و برای پیچ‌ها از کلاس 10.9 با مشخصات موجود در جدول (۱) است. مصالح مورد استفاده به صورت غیرخطی مدل‌سازی و گزینه سخت‌شوندگی کینماتیکی فعال گردیده است. نمودار رفتار فولاد مورد استفاده در شکل (۹) نشان داده شده است.

جدول ۱ - مشخصات فولاد مصرفی

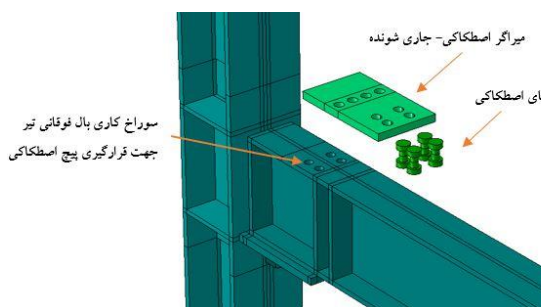
نسبت پواسون	چگالی ( $\text{kg/m}^3$ )	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مقطع
۰.۳	۷۸۵۰	۳۷۰	۲۰۰۰۰۰	۲۴۰	تیر-ستون
۰.۳	۷۸۵۰	۱۰۵۰	۲۰۰۰۰۰	۹۵۰	پیچ‌ها



شکل ۹- خصوصیات فولاد مورد استفاده

همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، میراگر اصطکاکی با استفاده از ۴ پیچ پرمقاومت درون میراگر جاری‌شونده قرار گرفته و موجب رفتار مرکب آن‌ها و مشارکت در توزیع نیروی جانبی تحت لنگ‌های کششی و فشاری ناشی از اتصال خواهد بود.

جهت مشاهده بهتر مکانیزم رفتاری میراگر پیشنهادی در اتصال، نمای کامل آن در شکل (۷) ترسیم گردیده است. در ابتدا دو میراگر کاملاً از هم مستقل بوده و با اعمال تغییر مکان، تنها میراگر اصطکاکی بعد از غلبه نیروی لغزش بر اصطکاک بین سطوح فولادی ورق روسری و بال فوقانی تیر، وارد عمل شده و اصطکاک بین سطوح ذکر شده باعث استهلاک انرژی خواهد شد. افزایش تغییر مکان و در نتیجه دوران بیش‌تر اتصال، سبب طی شدن کامل طول لغزش توسط پیچ‌ها شده و در ادامه ورق جاری‌شونده روسری با ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در خود، باعث استهلاک انرژی بیش‌تر می‌شود. نکته حائز اهمیت در تعیین طول لغزش مناسب در سطح اصطکاک و سطح مقطع سوراخ‌های تضعیف‌کننده ورق جاری‌شونده، در محدوده رفتار مناسب هر کدام از میراگرها نهفته است به طوری که قبل از وقوع خرابی عمده در بال تیر، باید ورق روسری جاری‌شونده وارد عمل شده و با افزایش سختی، رفتار مرکب هر دو میراگر و وقوع کرنش‌های پلاستیک در ورق روسری موجب استهلاک انرژی گردد.



شکل ۷- نمای کامل میراگر دوسطحی پیشنهادی در اتصال

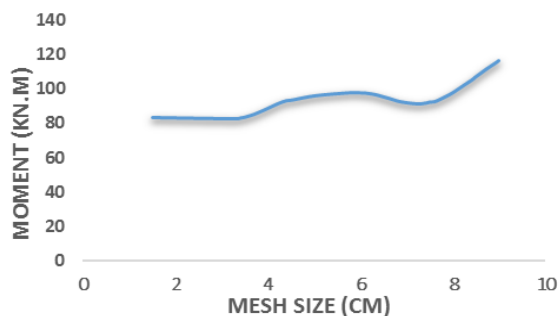
#### ۴-۱- مدل‌سازی عددی

##### ۴-۱-۱- شرح روش اجزای محدود

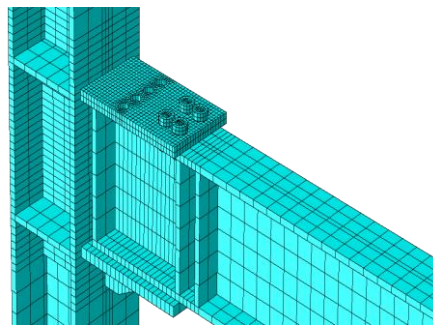
در این بخش با استفاده از نرم‌افزار المان محدود Abaqus و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بر روی مدل سه‌بعدی، رفتار میراگر دوسطحی پیشنهادی در اتصال گیردار تیر به ستون مورد بررسی قرار خواهد گرفت. حلگر مورد استفاده abaqus/standard و المان‌ها از نوع Solid بوده و تحلیل در دو Step مجزا انجام شده،

#### ۳-۴- مش بندی بهینه

برای انتخاب ابعاد بهینه مش، تحلیل حساسیت مش بندی انجام شده و مش ها در مدل به یک اندازه تغییر سایز داده شدند. مش بندی هر بخش متناسب با اهمیت و شدت تنش وارده به صورت جداگانه انجام گرفته به طوری که در محل چشمه اتصال و نواحی اطراف آن از مش بندی با سایز کوچکتری استفاده شده است. لذا جهت اطمینان بیشتر، مش بندی ورق روسری و پیچ ها با سایز کوچکتر مش لحاظ شده است. شکل (۱۰) نتایج به دست آمده برای لنگر-سایز مش ورق روسری، در محل اتصال صلب تیر به ستون برای یکی از مدل های پیشنهادی را نشان می دهد. در نمودار مشخص است با انتخاب ابعاد مش کوچکتر از ۳ سانتی متر، نتایج تغییر پیدا نمی کند. در نهایت جهت اطمینان، ابعاد مش در ورق روسری و پیچ ها ۱ سانتی متر در نظر گرفته شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱۰- الف) تحلیل حساسیت مش، ب) مش بندی المان

#### ۴-۴- طراحی مدل استاندارد

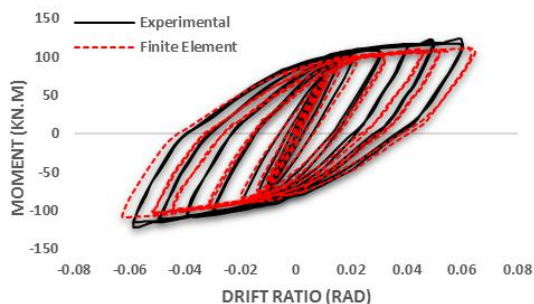
برای ستون و تیر به ترتیب پروفیل معادل IPB160 و پروفیل IPE220 در نظر گرفته شده است. حداکثر نیرو و لنگرهای قابل تحمل برای این اتصال به دست آمده و بر آن اساس، طراحی برای قطر و تعداد پیچ ها لحاظ شده است، همچنین مشخصات سایر اجزای اتصال نظیر سخت کننده ها، لچکی تیر، ورق پیوستگی، ورق مضاعف و... مشخص شدند. بر روی بال فوقانی تیر ۴ عدد

سوراخ به قطر ۱۸ میلی متر با لحاظ اثر لقی، برای قرارگیری پیچ های اصطکاکی تعبیه شده است. طول تیر و ستون به ترتیب ۱۵۰۰ و ۲۰۰۰ میلی متر در نظر گرفته شده که متناسب با اندازه متداول setup در تحقیقات قبلی است [۳۶-۳۹]. جزئیات ابعاد تیر و ستون در جدول شماره (۲) نشان داده شده است.

جدول ۲- جزئیات مقطع تیر و ستون

	ضخامت		ارتفاع	
	عرض	ضخامت	جان	جان
تیر- IPE200	۱۰۰	۸.۵	۱۸۳	۵.۶
ستون- IPB160	۱۶۰	۱۲	۱۳۶	۸

طول سوراخ های لوبیایی در صفحه اصطکاکی به گونه ای در نظر گرفته شده که میراگر بعد از طی کردن طول لغزش، در تغییر مکان ۲ سانتی متر (دریفت مجاز طبقه در وضعیت ایمنی) در رفت و برگشت، وارد سطح دوم جاری شونده شده و در ادامه با تسلیم شدگی محوری استهلاک انرژی را انجام دهد، بنابراین طول لغزش ۲/۵ سانتی متر در نظر گرفته شده است. صحت سنجی مدل سازی عددی، بر اساس نتایج آزمایشگاهی تحقیق قبلی انجام شده است [۳۹]. همان طور که در شکل (۱۱) نشان داده شده است، منحنی هیستریزس عددی انطباق بسیار مناسبی با مدل آزمایشگاهی مذکور دارد.



شکل ۱۱- صحت سنجی مدل سازی عددی با نمونه آزمایشگاهی

جهت تبدیل دریفت طبقه به اعمال جابه جایی در نقطه ای خاص، نمونه ای جدا شده از وسط ارتفاع طبقات و نقطه میانی دهانه تیر در سیستم قاب خمشی مطابق با شکل (۱۲) در نظر گرفته شده است. شرایط مرزی مدل های عددی مشابه تحقیق قبلی [۳۹]، به صورت مفصل در بالا و پایین ستون فرض شده و تغییر مکان به انتهای تیر مطابق با پروتکل معرفی شده اعمال گردیده است. مقادیر دریفت در ارتفاع مؤثر تیر (فاصله محل اعمال بار تا مرکز ستون) یعنی طول ۱۴۲۲ میلی متر ضرب شده اند.

میراگر جاری‌شونده از جمله ضخامت، طول و سطح مقطع سوراخ‌های تضعیف‌کننده ورق روسری و همچنین با ۲ نیروی لغزش متفاوت در میراگر اصطکاکی طراحی شوند. برای این منظور از ۳ نوع طول، ۳ نوع ضخامت و همچنین ۲ نوع سطح مقطع سوراخ‌های تضعیف‌کننده در ورق روسری که همان میراگر جاری‌شونده است، استفاده شده است. ضخامت‌های در نظر گرفته شده متناسب با مقاطع ورق موجود در بازار هستند. عرض ورق روسری به صورت ثابت ۱۳۰ میلی‌متر است. مشخصات ۳۶ نمونه تحلیلی در جدول (۳) قرار گرفته است.

لازم به ذکر است که سطح مقطع ضعیف‌شدگی ورق برابر با مجموع سطح مقطع دایره‌های تضعیف‌کننده روی ورق روسری و همچنین سطح مقطع کلی ورق از حاصل ضرب طول در ضخامت ورق روسری بر اساس روابط (۳) و (۴) قابل محاسبه است.

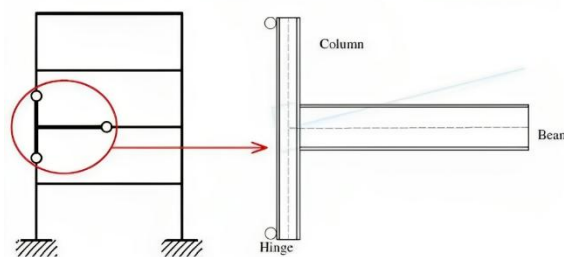
$$A_1 = \sum \pi r^2 \quad (3)$$

$$A_2 = L \cdot w \quad (4)$$

r: شعاع هر دایره تضعیف‌کننده بر روی ورق روسری

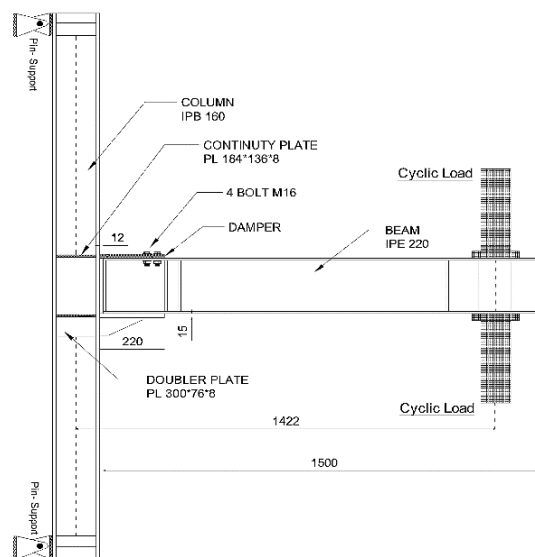
L: طول ورق روسری

w: عرض ورق روسری



شکل ۱۲- ایده آل‌سازی اتصال تیر به ستون

با فرض این که در مراحل اعمال بارگذاری تا مشاهده افت مقاومت در نمونه‌ها، شکستی در جوش مشاهده نگردد، از مدل‌سازی جوش صرف‌نظر شده و برای اتصال نمونه‌های یکپارچه مانند تیر، ورق زیرسری و سخت‌کننده‌های آن، همچنین اتصال ورق روسری به ستون از دستور Tie استفاده شده است. برای اتصال قطعات در محل تماس، مانند ورق روسری و بال فوقانی تیر، یا پیچ و بدنه سوراخ از ماژول اندرکنش در آباکوس استفاده شده است. اندرکنش سطوح در جهت عمودی به صورت hard contact و در جهت مماسی به صورت penalty فرض شده است. جزئیات اتصال در شکل (۱۳) نشان داده شده است.



شکل ۱۳- جزئیات اتصال گیردار پیشنهادی تیر به ستون (میلی‌متر)

## ۵- مطالعه پارامتری

### ۵-۱- تعداد مدل‌ها و تغییرمتغیرهای تحقیق

با لحاظ تغییرهای این تحقیق و در جهت رسیدن به یک دسته ابعاد قابل قبول و بهینه برای میراگر دوسطحی پیشنهادی در محل اتصال گیردار تیر به ستون، لازم است مدل‌هایی با ابعاد متغیر

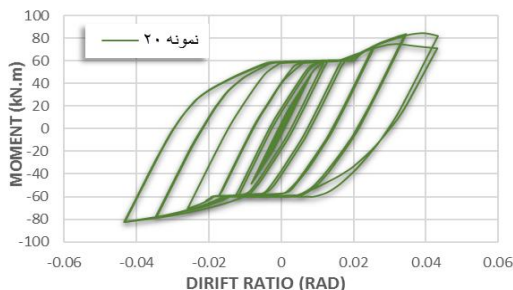
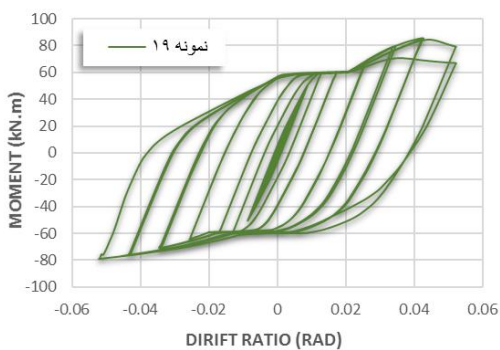
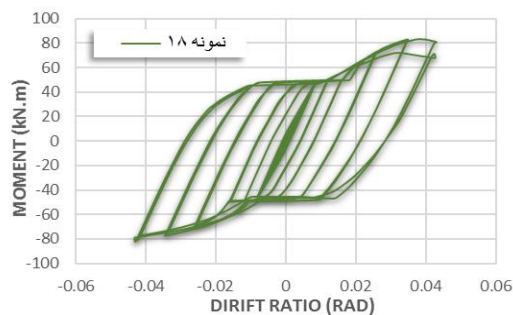
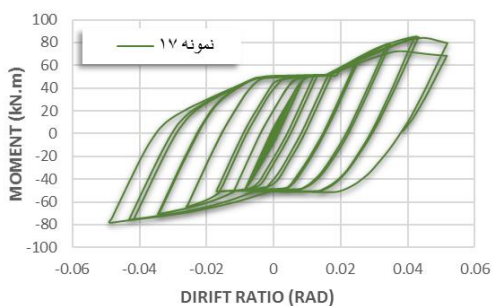
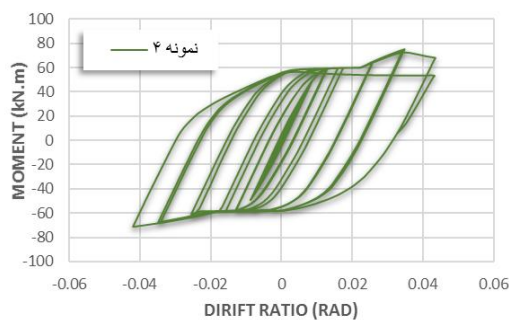
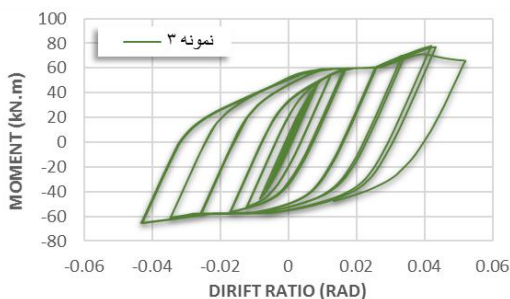
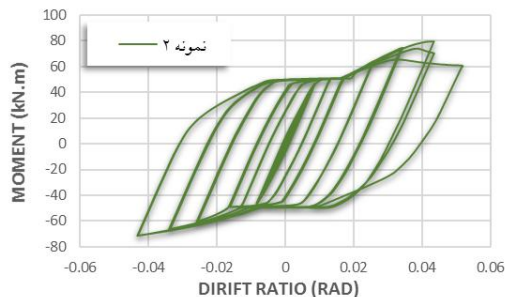
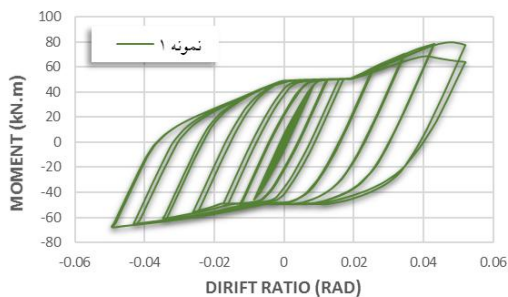
جدول ۳- مشخصات نمونه‌های تحلیلی (ابعاد به میلی‌متر)

نمونه	طول ورق (L)	ضخامت ورق (t)	(L/t)	سطح مقطع ضعیف شدگی (A <sub>1</sub> )	سطح مقطع کلی ورق (A <sub>2</sub> )	A <sub>2</sub> /A <sub>1</sub>	نیروی لغزش (کیلو نیوتن)
نمونه ۱	۱۸۰	۱۲	۱۵	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۹۰
نمونه ۲	۱۸۰	۱۲	۱۵	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۹۰
نمونه ۳	۱۸۰	۱۲	۱۵	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۱۱۰
نمونه ۴	۱۸۰	۱۲	۱۵	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۱۱۰
نمونه ۵	۱۸۰	۱۵	۱۲	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۹۰
نمونه ۶	۱۸۰	۱۵	۱۲	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۹۰
نمونه ۷	۱۸۰	۱۵	۱۲	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۱۱۰
نمونه ۸	۱۸۰	۱۵	۱۲	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۱۱۰
نمونه ۹	۱۸۰	۲۰	۹	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۹۰
نمونه ۱۰	۱۸۰	۲۰	۹	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۹۰
نمونه ۱۱	۱۸۰	۲۰	۹	۱۲۵۶	۲۳۴۰۰	۱۸.۶	۱۱۰
نمونه ۱۲	۱۸۰	۲۰	۹	۱۰۱۷.۳	۲۳۴۰۰	۲۳	۱۱۰
نمونه ۱۳	۲۲۰	۱۲	۱۸.۳	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۹۰
نمونه ۱۴	۲۲۰	۱۲	۱۸.۳	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۹۰
نمونه ۱۵	۲۲۰	۱۲	۱۸.۳	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۱۱۰
نمونه ۱۶	۲۲۰	۱۲	۱۸.۳	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۱۱۰
نمونه ۱۷	۲۲۰	۱۵	۱۴.۶	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۹۰
نمونه ۱۸	۲۲۰	۱۵	۱۴.۶	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۹۰
نمونه ۱۹	۲۲۰	۱۵	۱۴.۶	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۱۱۰
نمونه ۲۰	۲۲۰	۱۵	۱۴.۶	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۱۱۰
نمونه ۲۱	۲۲۰	۲۰	۱۱	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۹۰
نمونه ۲۲	۲۲۰	۲۰	۱۱	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۹۰
نمونه ۲۳	۲۲۰	۲۰	۱۱	۱۲۵۶	۲۸۶۰۰	۲۲.۷	۱۱۰
نمونه ۲۴	۲۲۰	۲۰	۱۱	۱۰۱۷.۳	۲۸۶۰۰	۲۸.۱	۱۱۰
نمونه ۲۵	۲۶۰	۱۲	۲۱.۶	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۹۰
نمونه ۲۶	۲۶۰	۱۲	۲۱.۶	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۹۰
نمونه ۲۷	۲۶۰	۱۲	۲۱.۶	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۱۱۰
نمونه ۲۸	۲۶۰	۱۲	۲۱.۶	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۱۱۰
نمونه ۲۹	۲۶۰	۱۵	۱۷.۳	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۹۰
نمونه ۳۰	۲۶۰	۱۵	۱۷.۳	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۹۰
نمونه ۳۱	۲۶۰	۱۵	۱۷.۳	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۱۱۰
نمونه ۳۲	۲۶۰	۱۵	۱۷.۳	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۱۱۰
نمونه ۳۳	۲۶۰	۲۰	۱۳	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۹۰
نمونه ۳۴	۲۶۰	۲۰	۱۳	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۹۰
نمونه ۳۵	۲۶۰	۲۰	۱۳	۱۲۵۶	۳۳۸۰۰	۲۶.۹	۱۱۰
نمونه ۳۶	۲۶۰	۲۰	۱۳	۱۰۱۷.۳	۳۳۸۰۰	۳۳.۲	۱۱۰

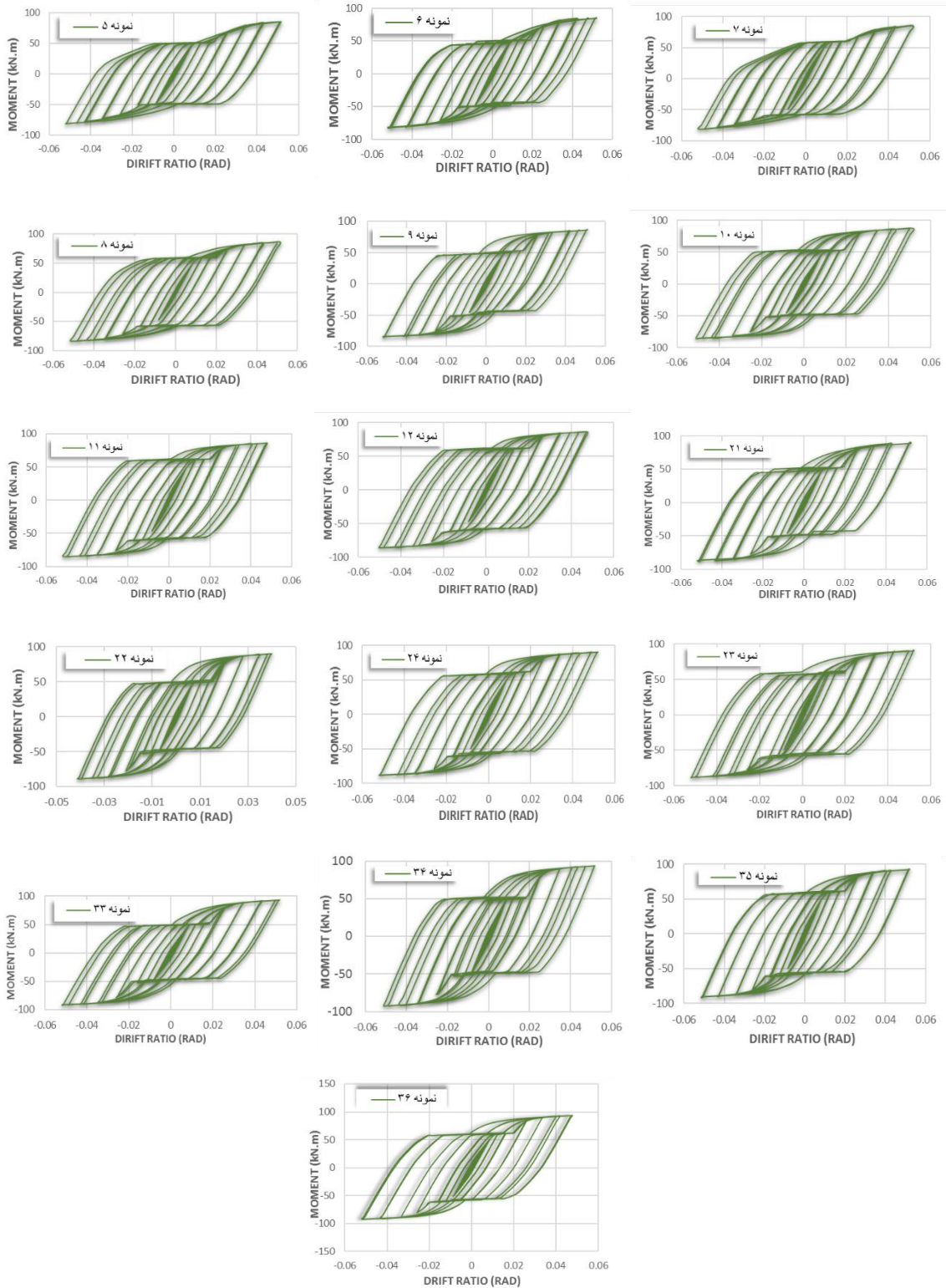


۲-۵- مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار و بررسی نتایج اولیه کلیه نمونه‌ها در نرم‌افزار المان محدود آباکوس مورد تحلیل غیرخطی استاتیکی قرار گرفتند و بر اساس نتایج تحلیل عددی، نمودار لنگر-دریفت برای همه نمونه‌ها ترسیم گردید که در

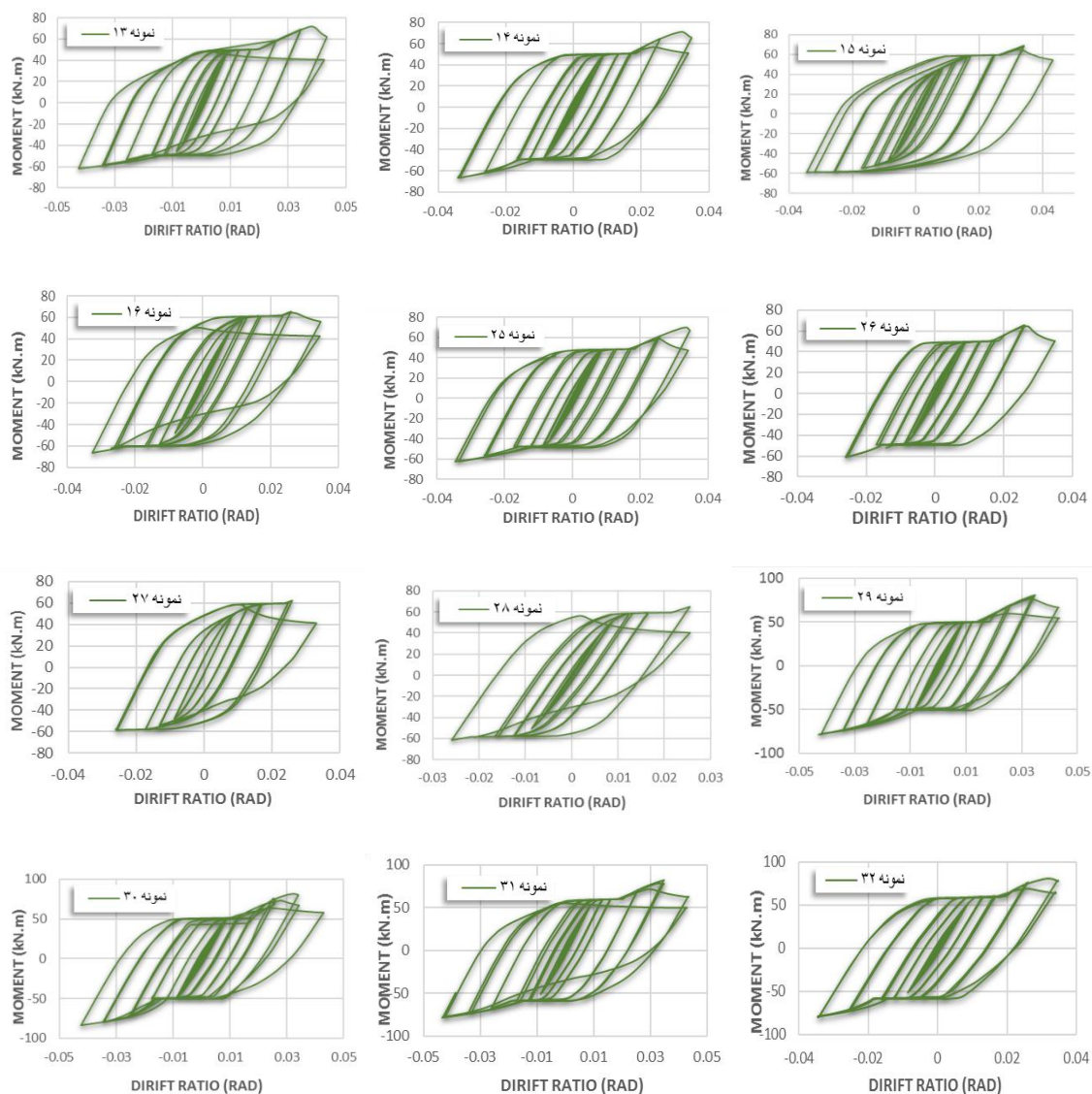
اشکال (۱۴-۱۶) نشان داده شده است. در ادامه کلیه نمونه‌ها تشریح می‌گردد.



شکل ۱۴- نمودارهای لنگر-دریفت نمونه‌های عددی با نسبت طول به ضخامت ۱۵-۱۴/۶ (بخش اول)



شکل ۱۵- نمودارهای لنگر-دریفت نمونه‌های عددی با نسبت طول به ضخامت ۱۳-۹ (بخش دوم)



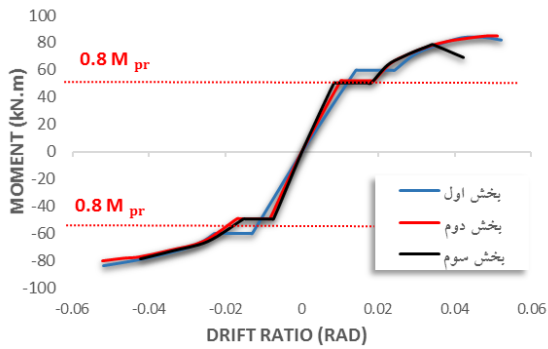
شکل ۱۶- نمودارهای لنگر-دریفت نمونه‌های عددی با نسبت طول به ضخامت ۱۷-۲۲ (بخش سوم)

هر دو شرط را ارضا می‌کنند. جذب انرژی بالا و پایداری منحنی‌ها در هر ۸ نمونه گویای عملکرد مناسب در اتلاف انرژی تحت بارگذاری چرخه‌ای افزایشده تا دوران مذکور است. بررسی منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های ۵ تا ۱۲ و نمونه‌های ۲۱ تا ۲۴ و همچنین نمونه‌های ۳۳ تا ۳۶ با نسبت‌های طول به ضخامت ورق بین ۹-۱۳ (شکل ۱۵) حاکی از عدم رفتار مناسب نمونه‌ها بوده به طوری که علی‌رغم داشتن منحنی‌های هیستریزس متقارن با جذب انرژی بالا، قبل از وقوع خرابی در ورق، خرابی در تیر اتفاق افتاده است. بررسی منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های ۱۳ تا ۱۶ و نمونه‌های ۲۵ تا ۳۲ با نسبت طول به ضخامت ورق بین ۱۷ تا ۲۲ (شکل ۱۶)، وقوع کماتش ورق جاری‌شونده تحت نیروهای فشاری پایین به سبب جدارنازک بودن زیاد نمونه‌ها و وقوع

### ۳-۵- بررسی نتایج اولیه

#### ۳-۵-۱- تأثیر نسبت طول به ضخامت ورق جاری‌شونده

بر اساس نتایج تحلیل‌های عددی، منحنی‌های لنگر-دریفت برای تمامی نمونه‌ها ترسیم گردید. نمونه‌های ۱ تا ۴ و نمونه‌های ۱۷ تا ۲۰ با نسبت طول به ضخامت ورق بین ۱۴.۶-۱۵ (شکل ۱۴) گویای رفتار تقریباً مناسب بوده و شرایط مورد نیاز را مطابق با مقررات AISC [2006] برای قاب خمشی ویژه تأمین می‌کنند. لازم به ذکر است در قاب خمشی ویژه عملکرد اتصال باید به گونه‌ای باشد که در دوران ۰/۰۴ رادیان، مقاومت خمشی مورد نیاز در بر ستون حداقل به میزان ۸۰ درصد لنگر پلاستیک مقطع تیر باشد [۴۰] که نمودارهای هیستریزس نمونه‌ها با نسبت مذکور



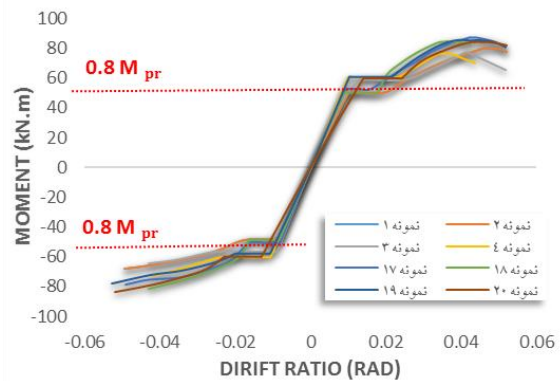
شکل ۱۸- مقایسه نمودارهای پوش نمونه‌های عددی در بخش اول، دوم و سوم

به‌عنوان جمع‌بندی برای نسبت طول به ضخامت ورق به نظر می‌رسد استفاده از ورق با نسبت بهینه طول به ضخامت بین ۱۴.۶-۱۵ دارای رفتار مناسب بوده و باید حتی‌المقدور از ورق‌های دارای نسبت مذکور جهت حصول عملکرد مناسب بهره گرفت. همچنین استفاده از ورق با نسبت‌های طول به ضخامت زیاد به دلیل رفتار غیرشکل‌پذیر و سختی پایین توصیه نمی‌گردد. علاوه بر این استفاده از ورق با نسبت‌های طول به ضخامت خیلی کم نیز به دلیل سختی بالای ورق و امکان ایجاد خرابی در تیر قبل از تشکیل آن در ورق جاری‌شونده، توصیه نمی‌شود.

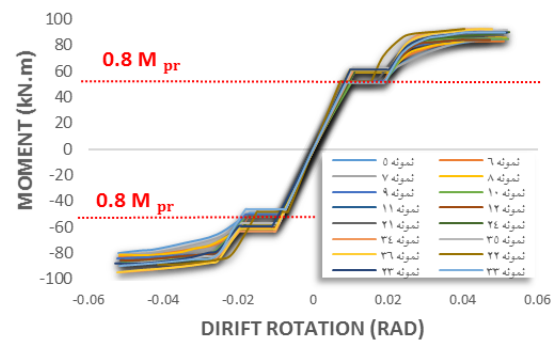
### ۵-۳-۲- بررسی تأثیر نسبت سطح مقطع کل به سطح مقطع ضعیف‌شدگی ورق جاری‌شونده

تعیین میزان نسبت مذکور در میراگر جاری‌شونده روسری یکی از مهم‌ترین مراحل طراحی میراگر پیشنهادی است، زیرا در صورت تعیین این نسبت به میزان بیش‌تر از نسبت بهینه، عملاً قبل از وقوع کرنش‌های پلاستیک در ورق جاری‌شونده و استهلاک انرژی در ورق آن، عناصر سازه تیر وارد عمل شده و از استهلاک انرژی در ورق جاری‌شونده به میزان قابل‌توجهی کاسته می‌شود. علاوه بر آن در صورت تعیین نسبت سطح مقطع کل به سطح مقطع ضعیف‌شدگی ورق به میزان کم‌تر از نسبت بهینه، عملاً ورق جاری‌شونده به میزان زیادی تحت تنش و تغییر مکان قرار گرفته و پلاستیک‌شدگی زیاد و وقوع خرابی عمیق در این بخش عملاً موجب از دست رفتن عملکرد مناسب میراگر می‌شود. همچنین منحنی‌های هیستریزس به‌صورت نامتقارن شده و عملکرد مناسبی را نیز در فشار و کشش ندارد. با عنایت به موارد مذکور و با بررسی منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ها، سعی در تعیین نسبت بهینه می‌گردد. لذا بعد از تعیین نسبت بهینه طول به ضخامت ورق روسری و حذف کردن سایر نمونه‌ها به‌علت عدم رفتار مناسب،

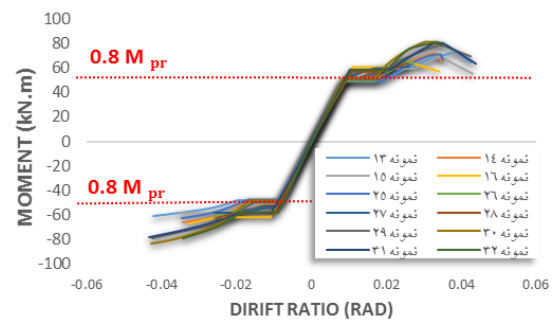
خرابی‌های موضعی از عوامل رفتار چرخه‌ای نامناسب است. با توجه به مقایسه رفتاری نمونه‌ها، افزایش طول و کاهش ضخامت ورق، موجب کاهش ظرفیت باربری تحت بارگذاری چرخه‌ای است. نکته مهم در بهبود عملکرد نمونه‌ها با نسبت بهینه طول به ضخامت بوده و افزایش پایداری و سطح مقطع منحنی‌های هیستریزس و به تبع آن افزایش استهلاک انرژی از اثرات آن است. همچنین نحوه توزیع تنش‌های فون میسر در این نمونه‌ها بیانگر وقوع تنش‌های حداکثر در سطح ورق روسری است. در ادامه با استفاده از نتایج تحلیل، منحنی‌های پوش هر سه بخش در شکل (۱۷) ترسیم و در شکل (۱۸) با یکدیگر مقایسه شد.



(الف)

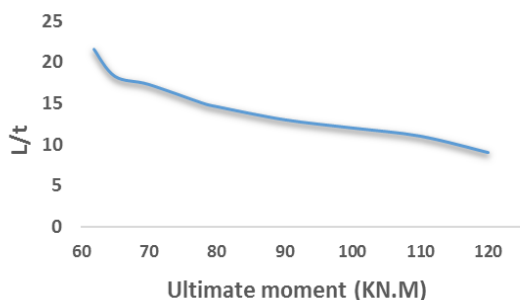


(ب)



(ج)

شکل ۱۷- نمودارهای پوش نمونه‌های تحلیلی با نسبت‌های طول به ضخامت مختلف: (الف) بخش اول، (ب) بخش دوم، (ج) بخش سوم



شکل ۱۹- نمودار تغییرات مقاومت خمشی بر اساس نسبت طول به ضخامت ورق روسری

### ۵-۳-۳- بررسی تأثیر نیروی لغزش در میراگر اصطکاکی

در میراگرهای اصطکاکی عملکرد به گونه‌ای است که استهلاک انرژی به واسطه نیروی لغزش انجام خواهد گرفت به طوری که به غلبه لغزش بر اصطکاک بین سطوح، نیروی ورودی زلزله مستهلاک خواهد شد. بنابراین تعیین نیروی لغزش از پارامترهای بسیار تأثیرگذار در عملکرد میراگر پیشنهادی خواهد بود. با توجه به این که عملکرد میراگر پیشنهادی به صورت دوسطحی است و تضعیف عمدی در ورق جاری شونده ایجاد شده است، لذا اگر نیروی لغزش زیاد در نظر گرفته شود باعث می‌شود که خرابی در ورق روسری به واسطه تضعیف شدگی آن، قبل از وقوع لغزش در میراگر اصطکاکی انجام گیرد و همچنین باعث ایجاد پلاستیک شدگی در ناحیه سوراخ کاری تیر که محل قرارگیری پیچ‌های اصطکاکی است، می‌شود. همچنین اگر نیروی لغزش نیز خیلی کم لحاظ شده باشد عملکرد دوسطحی مطلوبی از میراگر انتظار نمی‌رود.

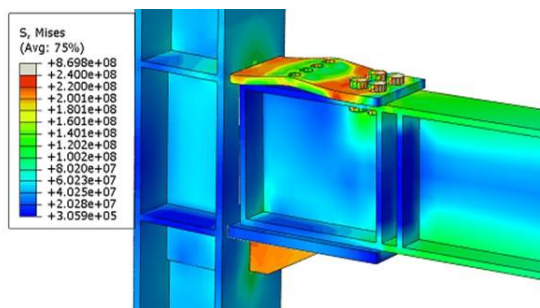
بنابراین با توجه به شرایط ذکر شده در محل اتصال و امکان به وجود آمدن مشکلاتی از این قبیل، باید نیروی لغزش بهینه طراحی شود. در تحقیق حاضر کنترل‌های لازم جهت استفاده از نیروی لغزش بهینه انجام شده و برای جلوگیری از ایجاد چنین تغییرشکل‌هایی قبل از وقوع لغزش، دو نیروی بهینه ۹۰ و ۱۱۰ کیلونیوتنی برای بررسی عملکرد دوسطحی اتصال در نظر گرفته شده است. در ادامه در نمونه‌های منتخب ۱۸ و ۲۰، میزان تأثیرگذاری دو نیروی لغزش بر عملکرد دوسطحی آن‌ها بررسی و در شکل (۲۰) نشان داده شده است.

به بررسی تأثیر نسبت سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی ورق در نمونه‌های باقی‌مانده پرداخته خواهد شد.

نمونه‌های ۱ تا ۴ و نمونه‌های ۱۷ تا ۲۰، نسبت بهینه طول به ضخامت بهینه را دارند. لذا به بررسی تأثیر نسبت مذکور در نمونه‌های موجود می‌پردازیم. در نمونه‌های ۱ و ۳ با نسبت سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی ورق برابر ۱۸/۶ عدم تقارن در رفتار نمونه‌ها مشاهده شده به طوری که عملکرد مطلوبی را در کشش و فشار نشان نمی‌دهد، منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های مذکور نشان‌دهنده رفتار مورد انتظار نیستند. در نمونه‌های ۲ و ۴ با نسبت سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی ورق برابر با ۲۳ رفتار متقارن‌تری نسبت موارد قبلی مشاهده می‌شود و عملکرد در کشش و فشار در نمونه‌ها بهبود یافته است. نمونه‌های ۱۷ و ۱۹ با نسبت ۲۲/۷ مجدداً عدم تقارن را به میزان کم‌تری نسبت به نمونه‌های ۱ و ۳ نشان می‌دهند. نمونه‌های ۱۸ و ۲۰ با نسبت سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی برابر ۲۸/۱ بیانگر رفتار هیستریزس متقارن در نمونه‌ها است. نکته مهم در تعیین نسبت بهینه سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی ورق روسری، تأثیرگذار بودن نسبت طول به ضخامت ورق است به طوری که با افزایش نسبت طول به ضخامت ورق، رفتار نمونه‌ها با نسبت مذکور ثابت بهبود می‌یابد و عملکرد متناسبی را در کشش و فشار از خود نشان می‌دهد.

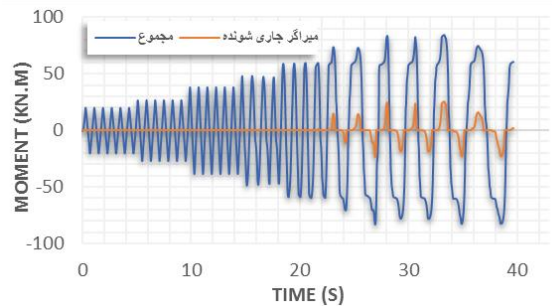
به عنوان جمع‌بندی به نظر می‌رسد استفاده از ورق با نسبت بهینه سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی برابر ۲۸/۱ و همچنین نسبت بهینه طول به ضخامت ورق برابر ۱۴/۶ دارای رفتار مناسب بوده و می‌بایست حتی‌المقدور از ورق‌های دارای نسبت مذکور جهت حصول عملکرد مناسب بهره گرفت. همچنین استفاده از ورق با نسبت‌های سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی کم و نسبت طول به ضخامت زیاد به دلیل سختی پایین توصیه نمی‌شود. علاوه بر این استفاده از ورق با نسبت‌های سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی زیاد و نسبت طول به ضخامت کم نیز به دلیل عدم سختی زیاد و امکان ایجاد خرابی در تیر قبل از تشکیل آن در ورق جاری شونده، توصیه نمی‌شود. نمودار تغییرات مقاومت خمشی بر اساس نسبت طول به ضخامت ورق روسری در شکل (۱۹) نشان داده شده است.

شکل (۲۱) خروجی تنش‌های مایز در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ورق ۹-۱۳ را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود استفاده از ورق با نسبت‌های فوق‌العاده بر خرابی در میراگر جاری‌شونده، منجر به ایجاد خرابی و تغییر شکل‌های پلاستیک در تیر می‌شود و همچنین اثرات خرابی را در ستون ایجاد می‌کند. رنگ خاکستری به معنای جاری شدن آن ناحیه از مدل است. همان‌طور که قبل‌تر نیز اشاره شد هدف اصلی در تحقیق حاضر، تمرکز عمده خرابی در میراگر جاری‌شونده روسری در سطح دوم است. بنابراین استفاده از ورق با چنین نسبت‌هایی به دلیل سختی بالا توصیه نمی‌شود.

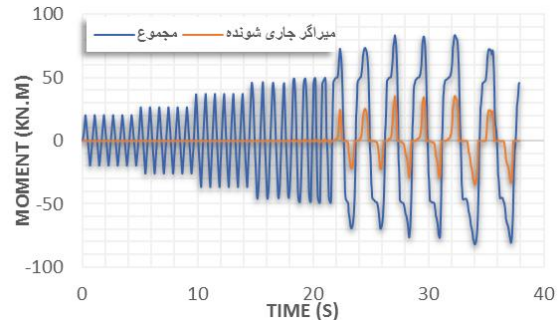


شکل ۲۲- تنش فون مایز در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ورق ۱۷-۲۲

شکل (۲۲) تنش در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ۱۷-۲۲ را نشان می‌دهد. همان‌طور که در تصویر مشخص است کماتش در ورق روسری در چرخه ۲۹ بارگذاری و قبل از دریافت ۴ درصد به واسطه جدارنازک بودن آن ایجاد شده است. استفاده از ورق‌های روسری با چنین نسبت‌هایی باعث کماتش ورق و در نتیجه کاهش ظرفیت باری اتصال می‌شود و قبل از این که خرابی در ورق اتفاق بیفتد کماتش رخ داده و عملاً میراگر هیچ نقشی را ایفا نمی‌کند. پیش‌تر نیز بررسی نمودارهای هیستریزس گویای کاهش این ظرفیت باری بوده است؛ لذا استفاده از ورق جاری‌شونده با نسبت‌های ذکر شده توصیه نمی‌شود.



الف) منحنی تغییرات نیرو در نمونه ۲۰

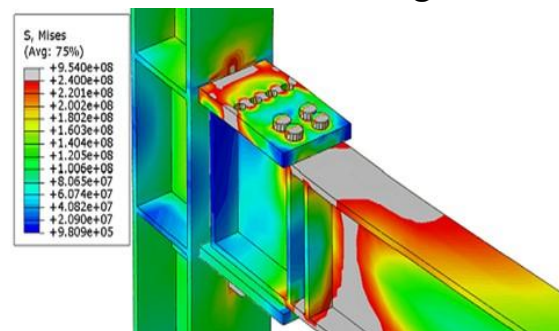


ب) منحنی تغییرات نیرو در نمونه ۱۸  
شکل ۲۰- منحنی تغییرات نیرو در نمونه‌های منتخب

همان‌طور که در منحنی نمودار تغییرات نیرو در نمونه ۲۰ در شکل (۲۰-الف) مشاهده می‌شود، افزایش نیروی لغزش باعث کاهش سهم باری میراگر جاری‌شونده می‌شود به طوری که حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل توسط آن، ۳۳ درصد از کل لنگر قابل تحمل ۸۳ کیلونیوتن متری است. اما در نمونه ۱۸ که در شکل (۲۰-ب) نشان داده شده، با کاهش نیروی لغزش، سهم باری میراگر جاری‌شونده بیش‌تر شده به طوری که ۴۵ درصد از کل لنگر خمشی فشاری ۸۳ کیلونیوتن متری اتصال را متحمل می‌شود.

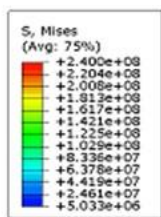
### ۳-۳-۴- بررسی کانتورهای تنش و کرنش در مدل‌های تحلیلی

تصاویر گرافیکی از نحوه توزیع تنش‌ها و کرنش‌ها در المان‌های سازه‌ای و میراگر از نرم‌افزار المان محدود آباکوس دریافت شد که در ادامه به تشریح آن‌ها پرداخته می‌شود.

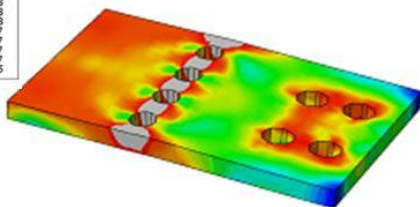
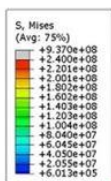


شکل ۲۱- تنش فون مایز در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ورق ۹-۱۳

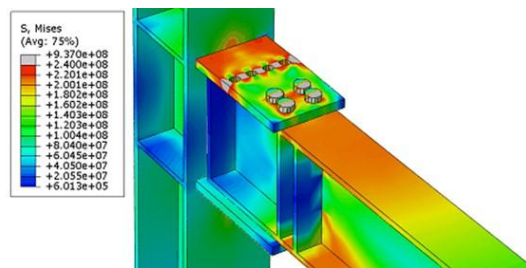
نرمال قرار می‌گیرند، با استفاده از این معیار می‌توان رسیدن یک جسم به نقطه تسلیم را بررسی کرد.



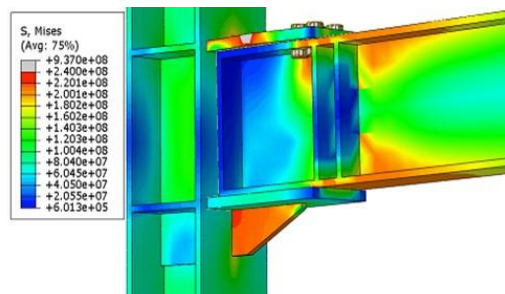
(الف)



(ب)



(الف)



(ب)

شکل ۲۳- تنش فون مایز در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ورق ۱۴/۶-۱۵

شکل ۲۴- تنش فون مایز: (الف) در بر ستون، (ب) ورق جاری‌شونده

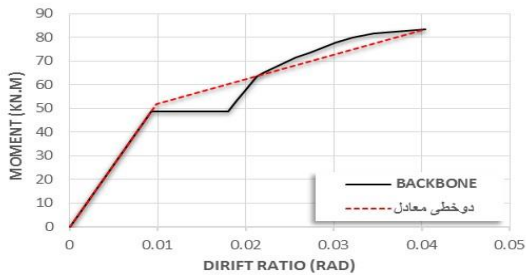
در این المان‌ها بر اساس دایره موهر، تنش‌های اصلی محاسبه می‌شود. بر این اساس اگر مقدار تنش فون مایز محاسبه شده از مقدار تنش تسلیم ماده کم‌تر باشد یعنی شکست رخ نمی‌دهد و از طرفی اگر این تنش از تنش تسلیم ماده بیش‌تر باشد به معنای رسیدن المان به نقطه تسلیم است. بنابراین برای اندازه‌گیری تنش حداکثر ایجاد شده در مدل‌ها از خروجی تنش فون مایز استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۲۵) مشخص است، حداکثر تنش در پیچ‌های اتصال و در محل اتصال با بال فوقانی تیر I شکل ایجاد شده است. ایجاد تنش در پیچ‌ها به دلیل عملکرد بخش اصطکاکی میراگر و درگیر شدن پیچ‌ها در سوراخ لوبیایی است. مقدار تنش ایجاد شده در پیچ‌ها و بال فوقانی تیر در محدوده تنش مجاز است. تصویر کرنش پلاستیک معادل در محل اتصال تیر به ستون در شکل (۲۶) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود پلاستیک‌شدگی صرفاً در ورق روسری و در محل تضعیف‌شدگی صورت گرفته و به سایر المان‌ها آسیبی وارد نکرده است.

شکل (۲۳) توزیع تنش در نمونه‌ها با نسبت طول به ضخامت ۱۴/۶-۱۵ را نشان می‌دهد. کانتورهای قرمز و خاکستری در المان‌های تیر و ستون وجود ندارد و جاری‌شدگی تماماً در ناحیه سوراخ‌شدگی ورق به‌وجود آمده است و اثری از پلاستیک‌شدگی در سایر نواحی وجود ندارد. بنابراین استفاده از ورق‌های جاری‌شونده با نسبت مذکور به‌علت عملکرد مطلوب و مورد انتظار میراگر پیشنهادی توصیه می‌شود. البته سایر موارد مانند نسبت سطح مقطع کل به ضعیف‌شدگی ورق و همچنین نیروی لغزش نیز بر عملکرد میراگر دوسطمی تأثیرگذار هستند که این موارد در نمودارهای هیستریزس قبل‌تر تشریح شده است.

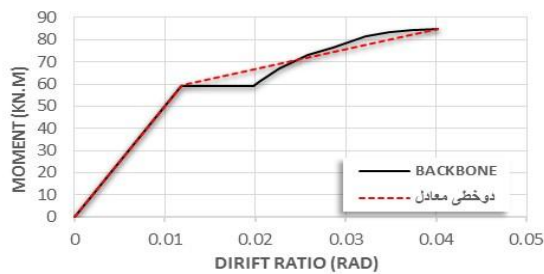
شکل (۲۴) کانتورهای تنش در بر ستون و ورق جاری‌شونده را نشان می‌دهد، خرابی به‌صورت مطلوب و ایده‌آل در ورق روسری ایجاد شده است. همچنین هیچ‌گونه خرابی و لهیدگی در محل سوراخ‌های لوبیایی در ورق روسری که محل قرارگیری پیچ‌های اصطکاکی هستند اتفاق نیفتاده است.

مدل‌های کلاسیک پلاستیسیته شامل معیار ترسکا، موهر کلمب، دراگر پراگر و فون مایز است. به دلیل فرم هندسی استوانه‌ای شکل معیار فون مایز در فضای سه‌بعدی و مطابقت با رفتار فولاد، استفاده از این معیار در تحلیل‌های اجزای محدود نسبت به سایر مدل‌ها کاربرد بیش‌تری داشته و به‌عنوان یک معیار مطلوب جهت کنترل تنش‌های وارده بر مدل‌های اجزای محدود به‌کار گرفته می‌شود. در المان‌هایی که تحت تنش ترکیبی برشی و

در شکل (۲۸) نمودارهای backbone و دوخطی معادل نمونه‌های ۱۸ و ۲۰ ترسیم شده و در شکل (۲۹) با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

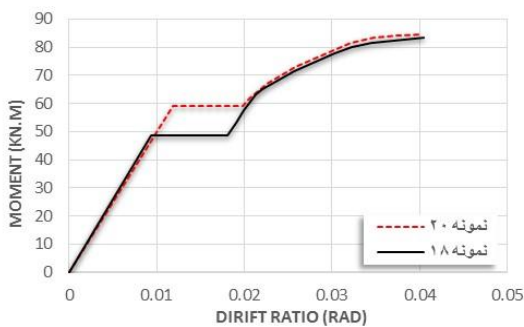


(الف)

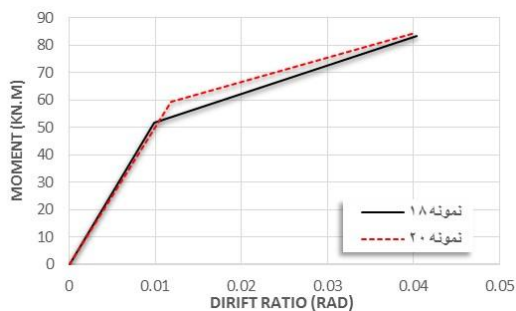


(ب)

شکل ۲۸- نمودارهای backbone و دوخطی معادل: (الف) نمونه ۱۸، (ب) نمونه ۲۰

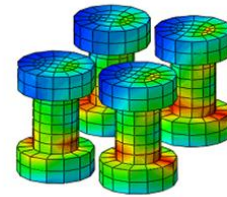
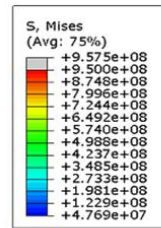


(الف)

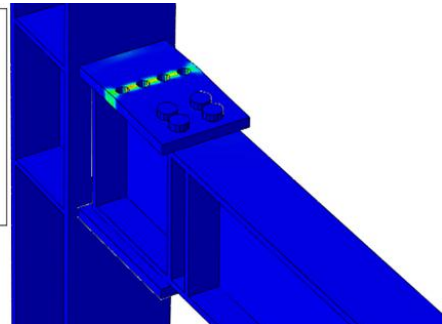
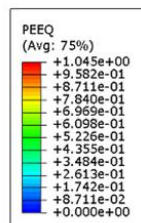


(ب)

شکل ۲۹- مقایسه نمودارهای backbone و دوخطی معادل: (الف) backbone، (ب) دوخطی معادل



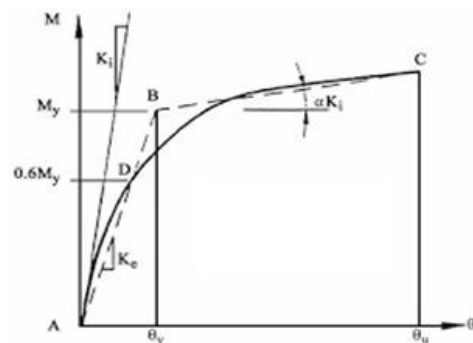
شکل ۲۵- تنش فون مایز در پیچ‌ها



شکل ۲۶- کرنش پلاستیک معادل در ناحیه اتصال

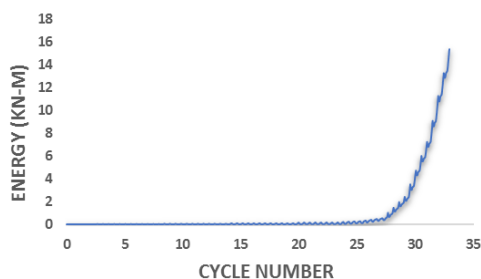
## ۶- نمودارهای backbone و دوخطی معادل

نمودار backbone در ناحیه مثبت منحنی‌های هیستریزیس لنگر-دریفت رسم شده و در ادامه بر اساس الزامات آیین‌نامه (FEMA-2005) (FEMA-440) مطابق با روش انرژی معادل، منحنی‌های دوخطی معادل ترسیم گردید. جهت ترسیم نمودار دوخطی معادل از قسمت صعودی نمودارهای backbone تا حداکثر لنگر قابل تحمل استفاده شد و از قسمت افت‌کرده منحنی صرف‌نظر گردید. بر اساس روش انرژی معادل نمودارهای دوخطی معادل به‌گونه‌ای باید ترسیم شود که مساحت زیر نمودار backbone با نمودار دوخطی برابر شود (شکل ۲۷).

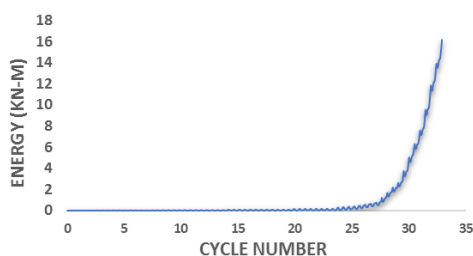


شکل ۲۷- ترسیم نمودار backbone و دوخطی معادل

انرژی بالاتری را به واسطه نیروی لغزش بیش تر نسبت به نمونه مشابه دارد. مقادیر بیشینه اتلاف انرژی کل سیستم در هر دو نمونه در جدول (۵) نیز نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۳۰- نمودارهای اتلاف انرژی: الف) نمونه ۱۸، ب) نمونه ۲۰

جدول ۵- اتلاف انرژی کل در نمونه‌ها

شماره نمونه	اتلاف انرژی (kN-m)
نمونه ۱۸	۱۳.۷۴
نمونه ۲۰	۱۴.۷

جدول ۴- مشخصات لرزه‌ای نمونه‌ها بر اساس نمودار دوطرفی معادل

شماره نمونه	$M_y$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)	$\theta_y$ (Rad)	$\theta_y$ (Rad)	$K_e$ (kN/Rad)	$\mu$
نمونه ۱۸	۵۱.۷۲	۸۴.۶۵	۰.۰۰۹۸	۰.۰۴۰۴	۵۲۷۷.۵۵	۴.۱۲
نمونه ۲۰	۵۹.۳۱	۸۴.۶۵	۰.۰۱۱۸	۰.۰۴۱۵	۵۰۲۶.۲۷	۳.۴۷

گرفت. با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، نتایج تحلیل را می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود:

با عنایت به تحلیل‌های انجام شده، پارامترهای زیر جهت کسب رفتار مناسب و شکل پذیر میراگر پیشنهادی توصیه می‌شود: رعایت نسبت طول به ضخامت ورق جاری شونده روسری در محدوده (۱۴/۶-۱۵).

رعایت نسبت سطح مقطع کلی ورق روسری به سطح مقطع ضعیف‌شدگی آن برابر با ۲۸/۱.

با به‌دست آوردن و رسم نمودارهای دوطرفی معادل در نمونه‌ها، مشخصات لرزه‌ای از جمله دررفت تسلیم ( $\theta_y$ )، دررفت نهایی ( $\theta_u$ ) لنگر تسلیم ( $M_y$ )، لنگر نهایی ( $M_u$ )، سختی مؤثر ( $K_e$ ) و شکل پذیری ( $\mu$ ) حاصل شد. شکل پذیری و سختی مؤثر با روابط (۵) و (۶) محاسبه گردید. خصوصیات لرزه‌ای هر دو نمونه در جدول (۴) ارائه شده است.

$$\mu = \theta_u / \theta_y \quad (5)$$

$$K_e = M_y / \theta_y \quad (6)$$

## ۷- ارزیابی شکل پذیری، سختی و اتلاف انرژی

شکل پذیری مطابق با رابطه (۵) برای دو نمونه ۱۸ و ۲۰ محاسبه شده و در جدول (۴) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود اختلاف شکل پذیری در نمونه ۱۸ و نمونه ۲۰، به ۱۸ درصد می‌رسد. افزایش شکل پذیری بیانگر تحمل بیش تر دررفت غیرخطی توسط اتصال است و در نتیجه عملکرد مطلوب تری در زلزله‌های شدید خواهد داشت. بر اساس رابطه (۶) سختی مؤثر برای هر دو نمونه محاسبه شده است. سختی مؤثر نمونه ۱۸ بیش تر از نمونه ۲۰ شده است که نشان از عملکرد بهتر آن در زلزله‌های خفیف دارد.

اتلاف انرژی کل بر اساس سطح زیر نمودار هیستریزس به‌دست می‌آید، همان‌طور که در شکل (۳۰) مشاهده می‌شود اتلاف انرژی در هر دو نمونه روندی مشابه دارند، نمونه ۲۰ اتلاف

## ۸- نتیجه گیری

در این تحقیق در ابتدا یک سیستم کنترل دوسطحی با میراگر غیرفعال اصطکاکی-جاری شونده در ورق روسری در محل اتصال گیردار تیر به ستون با قابلیت تغییر سختی و جذب انرژی در سطوح مختلف زلزله جهت کاهش ارتعاشات لرزه‌ای سازه‌ها ارائه گردید و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS عملکرد آن مورد ارزیابی قرار

لازم به ذکر است که با توجه به نتایج مناسب کسب شده در تحلیل عددی، ساخت مدل و انجام کار آزمایشگاهی جهت بررسی صحت نتایج در مرحله بعدی تحقیق در دستور کار قرار خواهد گرفت.

استفاده از نیروی لغزش بهینه برای جلوگیری از تسلیم شدن ورق روسری قبل از شروع لغزش در میراگر اصطکاکی و جهت جلوگیری از تمرکز تنش در ناحیه سوراخ کاری شده در بال فوقانی تیر و همچنین جهت دستیابی به عملکرد دوسطحی مطلوب و ایده آل همراه با رعایت دو ضابطه قبل.

در دو نمونه منتخب ۱۸ و ۲۰، پارامترهای رفتاری میراگر پیشنهادی را می توان بر اساس نمودارهای به دست آمده در مراحل مختلف در موارد زیر خلاصه کرد:

- مقایسه منحنی های هیستریزس میراگر پیشنهادی گویای رفتار مناسب و شکل پذیر آن بوده به طوری که کلیه الزامات طراحی لرزه ای آیین نامه ها را تأمین می کند. حداقل دوران قابل تحمل در اتصالات تیر به ستون در قاب خمشی ویژه ۰/۰۴ رادیان است، در یافت نهایی در هر دو نمونه ۱۸ و ۲۰، بیش از ۴ درصد بوده است.
- بررسی نمودارهای رفتاری میراگر پیشنهادی مطابق انتظار دارای عملکرد دوسطحی بوده که امکان اتلاف انرژی و عملکرد مناسب در سطوح مختلف نیروی زلزله را فراهم آورده است. در طراحی این سیستم، در صورت انتخاب مناسب ابعادی ورق جاری شونده روسری می توان از عدم کماتش آن تحت نیروهای فشاری اطمینان حاصل نمود. استفاده از میراگر پیشنهادی در کنترل ارتعاشات لرزه ای سازه ها باعث شده تا تغییر شکل های غیر ارتجاعی در صفحه روسری جاری شونده متمرکز شده و خسارات وارده به سازه اصلی به شدت کاهش یابد.
- نمودارهای backbone، دوخطی معادل و اتلاف انرژی برای هر دو نمونه ۱۸ و ۲۰ ترسیم گردید و بر اساس آن مقادیر شکل پذیری، سختی مؤثر، مقاومت نهایی و مقاومت تسلیم برای نمونه ها محاسبه شد. نتایج نشان داد لنگر نهایی هر دو نمونه در یک حدود هستند. شکل پذیری در نمونه ۱۸، مقدار ۱۸٪/۱۸ بیش از نمونه ۲۰ است.
- به دلیل جذب انرژی مناسب رفتار میراگر دوسطحی پیشنهادی و انعطاف پذیری آن می توان قسمت عمده ای از خرابی سازه را در هنگام وقوع زلزله از این اعضا انتظار داشت. همچنین طراحی و ساخت میراگر پیشنهادی کاملاً اجرایی بوده و اجرای آن در سیستم قاب های خمشی با هزینه کم امکان پذیر است.



- [16] MacRae, G.A., MacKinven, H., Clifton, G.C. Walpole, W., Butterworth, J. (2007), "Tests of sliding hinge joints for steel moment frames, Proceedings of 8th Pacific Structural Steel Conference - Steel Structures in Natural Hazards", 2, PSSC, pp. 109-114.
- [17] Butterworth, J., Clifton, C., MacRae, G. (2008), "Developments in steel frame joints in New Zealand", Struct. Eng 86 (16) 20-21.
- [18] Khoo, H., Clifton, C., Butterworth, J., MacRae, G., and Ferguson, G. (2012), "Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance"; Journal of Constructional Steel Research, 72, 119-129.
- [19] MacRae, G.A., Clifton, G.C., Mackinven, H., Mago, N., Butterworth, J., and Pampanin, S. (2010), "The sliding hinge joint moment connection", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 43(3), September.
- [20] Ramhormozian, S., Clifton, G.C., and MacRae, G.A. (2014), "The Asymmetric Friction Connection with Belleville Springs in the Sliding Hinge Joint", Paper presented at the NZSEE Conference.
- [21] Ramhormozian, S., Clifton, G.C., Nguyen, H., and Cowle, K. (2015), "Determination of the Required Part-Turn of the Nut with Respect to the Number of Free Threads under the Loaded Face of the Nut in Fully Tensioned High Strength Friction Grip Property Class 8.8 Bolt", Paper presented at the Steel Innovations Conference.
- [22] Piluso, V., Montuori, R., and Troisi, M. (2014), "Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures", Mechanical Research Communications, 58, 146-156.
- [23] Latour, M., Piluso, V., and Rizzano, G. (2018), "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminum friction dampers", Journal of Constructional Steel Research, 146, 33-48.
- [24] Latour, M., Piluso, V., and Rizzano, G. (2015), "Free from damage beam-to-column joints: testing and design of DST connections with friction pads", Engineering Structures, 85, 219-233.
- [25] Butterworth, J.W., and Clifton, G.C. (2000), "Performance of hierarchical friction dissipating joints in moment resisting steel frames", In Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper N, 718.
- [26] Borzouie, J., Macrae, G., and Chase, J. (2015), "Cyclic performance of asymmetric friction connections with grade 10.9 bolts", Bridge Structures, 45(1).
- [27] Khoo, H.-H., Clifton, C., Butterworth, J., and MacRae, G. (2013), "Experimental study of full-scale self-centering sliding hinge joint connections with friction Ring Springs", Journal of Earthquake Engineering, 17(7), 972-997.
- [28] Bruneau, M., and MacRae, G. (2017), "Reconstructing Christchurch: A Seismic Shift in Building Structural Systems", University of Canterbury, The Quake Centre.
- [29] V. Piluso, G. Rizzano, M. Latour, A. Francavilla, S. Di Benedetto, R. Landolfo, M. D'aniello, L. Simoes da Silva, A. Santiago, A. Santos, J. Jaspert, J. Demonceau, "Informative Documents of the Dissemination project FREEDAM-PLUS," GA 899321-2020. available at <https://www.steelconstruct.com/eu-projects/freedam-2/documents/>.
- [30] Latour, M., D'Aniello, M., Zimbru, M., Rizzano, G., Piluso, V., and Landolfo, R. (2018), "Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 115, 66-81.
- [1] Engelhardt, M.D. and Husain, A.S. (1993), "Cyclic-Loading Performance of Welded Flange-Bolted Web Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 3537-3550.
- [2] Hassanipour, A., Rahnavard, R., Mokhtari, A. and Rahnavard, N. (2015), "Numerical Investigation on Reduced Beam Web Section Moment Connections under the Effect of Cyclic Loading", Journal of Multidisciplinary Engineering. Science and Technology, Vol. 119, pp. 2054-2061.
- [3] Rahnavard, R., Hassanipour, A. and Siahpolo, N. (2015), "Analytical Study on New Types of Reduced Beam Section Moment Connections Affecting Cyclic Behavior", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 3, pp. 33-51.
- [4] Fanaie, N., Kazerani, S. and Soroushnia, S. (2015), "Numerical Study of Slotted Web Drilled Flange Moment Frame Connection", Numerical Methods in Civil Engineering, Vol. 1, pp. 16-23.
- [5] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 277-288.
- [6] Saleh, A., Mirghaderi, S. and Zahrai, S. (2016), "Cyclic Testing of Tubular Web RBS Connections in Deep Beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 117, pp. 214- 226.
- [7] Morrison, M., Schweizer, D. and Hassan, T. (2015), "An Innovative Seismic Performance Enhancement Technique for Steel Building Moment Resisting Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 109, pp. 34-46.
- [8] Oh, S.-H., Kim, Y.-J. and Ryu, H.-S (2009), "Seismic Performance of Steel Structures with Slit Dampers", Engineering Structures, Vol. 31, pp. 1997-2008.
- [9] Saffari, H., Hedayat, A. and Nejad, M.P. (2013), "Post-Northridge Connections with Slit Dampers to Enhance Strength and Ductility", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 80, PP. 138-152.
- [10] Köken, A., Köroglu, A. (2015), "Experimental Study on Beam-to-Column Connections of Steel Frame Structures with Steel Slit Dampers", Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 29, pp. 1-11.
- [11] Vasdravellis, G., Karavasilis, T. and Uy, B. (2013), "Finite Element Models and Cyclic Behavior of Self-Centering Steel Post-Tensioned Connections with Web Hourglass Pins", Engineering Structures, Vol. 52, pp. 1-1.
- [12] Khalili, M., Sivandi-Pour, A., Farsangi, EN. (2021), "Experimental and numerical investigations of a new hysteretic damper for seismic resilient steel moment connections", Journal of Building Engineering, 1;43:102811.
- [13] Molavi, R., Izadnia, M., Shahidi, AR. (2020), "Numerical and experimental studies on cyclic behavior of beam-to-column connection with yielding steel damper", International Journal of Steel Structures, 20(2):480-92.
- [14] Grigorian, C.E., Yang, T.S., Popov, E.P. (1993), "Slotted bolted connection energy dissipators", Earthquake Spectra 9 (3) 491-504.
- [15] MacKinven, H. (2006), "Sliding Hinge Joint for Steel Moment Frames Experimental Testing", ENCI 493 Project Report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

- [31] Zahrai, S.M., and Vosooq, A.K. (2013), "Study of an Innovative Two-Stage Control System: Chevron Knee Bracing & Shear Panel In Series Connection", *Structural Engineering & Mechanics, An International Journal*, Vol. 47, No. 6, pp. 881-898. DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2013.47.6.881>.
- [32] Hosseini Hashemi, B., and Moaddab, E. (2017), "Experimental study of a hybrid structural damper for multi-seismic levels", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 170(10), 722-734.
- [33] Cavallaro, G.F., Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., and Rizzano, G. (2018), "Cyclic response of low yielding connections using different friction materials", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 404-423.
- [34] Zhang, P., Nagae, T., McCormick, J., Ikenaga, M., Katsuo, M., and Nakashima, M. (2008), "Friction-based sliding between steel and steel, steel and concrete, and wood and stone", In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 2008 (pp. 12-17).
- [35] Pijpers, R.J., and Slot, H.M. (2020), "Friction coefficients for steel to steel contact surfaces in air and seawater", *Journal of Physics: Conference Series*, 1669(1), 012002. IOP Publishing.
- [36] Garoosi, A., Moradi, T., Roudsari, M., and Hosseini Hashemi, B. (2018), "Experimental evaluation of rigid connection with reduced section and replaceable fuse", *Structures*, 16, Elsevier.
- [37] Garoosi, A., Moradi, T., Roudsari, M., and Hosseini Hashemi, B. (2020), "Experimental and numerical evaluation of rigid connection with reduced depth section", *Steel and Composite Structures*, 34(6), 863-875.
- [38] Roudsari, M.T., Sohaei, S., Torkaman, M., Safaei, S.A., Tahmasebi, S., Mohammadi, S., and Ghiasvand, M.M. (2020), "Presenting a new detail for the rigid connection between I-shaped beam and concrete-filled steel tube column with stiffened channel link", *International Journal of Steel Structures*, 1-13.
- [39] Solhmirzaei, A., Roudsari, M.T., and Hashemi, B.H. (2021), "A new detail for the panel zone of beam-to-wide flange column connections with endplate", *Structures*, 34, 1108-1123. Elsevier.
- [40] ANSI/AISC 358-16 (2016), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.



<http://journalisss.ir>

## مقایسه رفتار قابهای فولادی تحت اثر انفجار

محمدصادق شهیدزاده<sup>۱\*</sup>، ابراهیم شاهلونه‌ژاد<sup>۲</sup>، امیرحسین درخشان‌نژاد<sup>۳</sup>

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

۲ و ۳- دانشجوی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

\*خوزستان، کد پستی ۶۳۶۱۶۶۳۹۷۳، [shahidzadeh@bkatu.ac.ir](mailto:shahidzadeh@bkatu.ac.ir)

### چکیده

بررسی عملکرد سازه‌ها به‌خصوص سازه‌های فولادی در برابر بار انفجار از اهمیت زیادی برخوردار است. یکی از پیش‌بینی‌های مهم برای مواجهه با نیروهای جانبی مخرب در سازه‌ها، کاربرد سیستم‌های باربر سازه‌ای فولادی است. در این پژوهش، تعداد ۷ نمونه از سیستم‌های باربر جانبی فولادی در سازه فولادی ۵ طبقه ایجاد شدند که با در نظر گرفتن ضوابط و استاندارد ۲۸۰۰ با نرم‌افزار ABAQUS و SAP2000، تحت بار انفجار مورد تحلیل عددی قرار گرفتند. انفجار از نوع هوایی در نظر گرفته شد و مقدار ماده منفجره به میزان ۲۰۰ کیلوگرم بر حسب T.N.T و در فاصله ۲ متری از محور چشمه اتصال تیر و ستون سیستم قاب با اتصال صلب و در ارتفاع ۲/۸ متری از سطح زمین ایجاد شد. نتایج نشان داد که در تمامی مدل‌ها ستون مجاور با مبدأ انفجار، دچار اعوجاج شدید گشته و در ناحیه چشمه اتصال آن‌ها خرابی پلاستیک به وجود آمد. همچنین تنش‌ها در جان تیر و ورق‌های اتصال در پای ستون به مقدار بیشینه رسید. این رخداد، در مدل‌های قاب خمشی کم‌تر دیده شد و در مدل‌های قاب خمشی متوسط و قاب خمشی ویژه، سیستم عملکرد بهتری داشت و در مدل‌های مختلف دیوار برشی، آسیب‌های پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار، مشاهده نشد و میزان جذب انرژی نسبت به وزن سازه به دست آمد. در نتیجه، قاب خمشی ویژه بیش‌ترین میزان جذب انرژی را داشت و کم‌ترین آن نیز مربوط به قاب خمشی هم‌محور بود.

### واژگان کلیدی

سیستم‌های باربر جانبی فولادی، بار انفجار، نرم‌افزار آباکوس، دیوار برشی فولادی

## Comparison of the Behavior of Steel Frames under Blast Effects

M.S. Shahidzadeh, E. Shahlunejad, A.M. Derakhshannejad

### Abstract

The performance evaluation of structures, particularly steel structures against blast loads, is of great importance. One important prediction for dealing with destructive lateral forces in structures is the application of structural steel framing systems. In this study, seven samples of lateral load-resisting systems were developed in a five-story steel structure, considering the provisions of Standard 2800. Using ABAQUS and SAP2000 software, numerical analysis was performed on these systems under blast loads. An aerial explosion was considered, with an explosive material quantity of 200 kg in terms of T.N.T, located at a distance of 2 meters from the centerline of the beam-column connection, in a height of 2.8 meters from the ground level. The results showed that in all models, the adjacent column to the explosion source experienced severe deformation, and plastic damage occurred in the connection region. Additionally, the stresses in the beam web and connection plates at the base of the column reached their maximum values. This occurrence was less observed in moment frame models, while special moment frames and intermediate moment frames demonstrated better performance. In various shear wall models, no plastic damage was observed at the base of the adjacent column to the explosion source, and the energy absorption per unit weight of the structure was obtained. Consequently, the special moment frame had the highest energy absorption capacity, and the lowest was associated with the concentric moment frame.

### Keywords

Steel lateral bearing systems, Blast load, Abaqus software, Steel shear wall



از پژوهش دانشمندان و صاحب نظران در حوزه سازه روشن است که سیستم‌های باربرجانبی توانسته‌اند به خوبی در مقابل بارهای شدید و دینامیکی از جمله زلزله، باد و انفجار و دیگر موارد مقاومت مناسبی داشته باشند. زمانی که یک انفجار رخ می‌دهد، انتشار امواج در فضا می‌تواند باعث وارد آمدن خسارات جانی و مالی شود. با توجه به این که سازه‌های فولادی موجود غیرمعمول بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای متعارف طراحی می‌شوند، بنابراین نیاز است عملکرد این سازه‌ها تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گیرد [۲]. با در نظر گرفتن عوامل امنیتی، بررسی عملکرد سازه‌ها به خصوص سازه‌های فولادی در برابر بار انفجار از اهمیت زیادی برخوردار است. یکی از روش‌های مهم برای مقاومت سازه در برابر بار انفجار، بهسازی ساختمان‌ها است [۳]. زمانی که انفجار رخ می‌دهد، فشار فوق‌العاده زیادی در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌شود [۴ و ۵]. فشار زیاد در بازه زمانی کوتاه بارهای دینامیکی را تولید کرده که می‌تواند موجب تغییر شکل و رفتار پلاستیک سازه گردد که نیاز است سیستم و المان‌های سازه‌ای در مقابل این بارگذاری مورد ارزیابی جدی قرار گیرند [۶ و ۷]. با بررسی نحوه پاسخ از جانب سازه، طراحی مناسب جهت کاهش سطح آسیب سازه صورت می‌پذیرد. هدف اصلی دستورالعمل‌ها و ضوابط طراحی ساختمان‌ها [۸]، کاهش تلفات انسانی، کنترل بحران و بحث اقتصادی پروژه است. سازه‌ها در صدی از نیروی جانبی را به صورت الاستیک تحمل کرده و مابقی را به صورت غیرخطی جذب و مستهلک (میرا) می‌نمایند [۵ و ۷]. پژوهش‌های مختلفی در رابطه با انفجار در سیستم‌های سازه‌ای صورت گرفته است که نمونه‌هایی از آن، در ادامه بررسی شده‌اند:

**سحاب و همکاران [۲]** در سال (۲۰۱۴)، به بررسی روند تخریب قاب فولادی، تحت اثر بارهای دینامیکی ناشی از انفجار پرداختند.

**جعفروند و همکاران [۳]** در سال (۲۰۱۴)، به بررسی عملکرد قاب خمشی ویژه فولادی تحت بارگذاری انفجاری، با نرم افزار آباکوس پرداختند.

**فرهمنادز و همکاران [۴]** در سال (۲۰۱۶)، رفتار سیستم

همگرای مهاربندی در سازه‌های فولادی تحت اثر بار انفجار را مورد بررسی قرار دادند.

**علی‌اکبری و همکاران [۶]** در سال (۲۰۱۷)، سیستم

باربرجانبی دیوار برشی را مورد بررسی قرار دادند. دیوار برشی آن‌ها از نوع شیاردار عمودی بوده، که با برنامه آباکوس مدل‌سازی شد و مورد تحلیل قرار گرفت.

**حصاری و همکاران [۹]** در سال (۲۰۱۷)، به بررسی رفتار

دیوار برشی فولادی کنگره‌ای در برابر بارهای انفجاری حوزه نزدیک و تأثیر مقدار ماده منفجره، فاصله مواد منفجره، ضخامت ورق و شکل کنگره صفحه پرداختند.

**کافیلد<sup>۱</sup> و همکاران [۱۰]** در سال (۲۰۱۴)، چند نمونه قاب

فولادی مقاوم در برابر بار زلزله را به منظور سنجش مقاومت آن‌ها در برابر موج انفجار نیز مورد ارزیابی قرار دادند.

**پریانکا<sup>۲</sup> و همکاران [۱۱]** در سال (۲۰۱۵)، ساختمان ۶

طبقه‌ای را تحت بار انفجار، به میزان مواد منفجره مختلف، از نظر وزنی و در فواصل گوناگونی از سازه مذکور جانمایی کرده و به وسیله برنامه مدل‌سازی کردند.

**استادحسین و همکاران [۱۲]** در سال (۲۰۱۸)، صفحه فولادی

دایره‌ای شکلی را با قطر ۲ متر و ضخامت ۰/۰۵ متر تحت بارگذاری انفجار به میزان ۵۰ کیلوگرم T.N.T در فاصله ۰/۵ متری بالاتر از سطح صفحه فولادی قرار داده و آن را در برنامه آباکوس توسط عناصر پوسته‌ای S4R مدل‌سازی کردند.

**سونگ<sup>۳</sup> [۱۳]** در سال (۲۰۲۰)، به بررسی تحلیل شکنندگی

سازه با قاب فولادی تحت بارهای انفجاری با استفاده از روش رگرسیون لجستیک بیزی پرداخت.

**ژنگ<sup>۴</sup> و همکاران [۱۴]** در سال (۲۰۲۱)، به بررسی مطالعه

تجربی و عددی رفتار مکانیکی سازه‌های فولادی مرکب تحت بار انفجار پرداختند.

**کهزادی‌الوار و همکاران [۱۵]** در سال (۲۰۲۲)، به بررسی

تجزیه و تحلیل اثر انفجار بر رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس پرداختند و اثر انفجار بر روی قاب‌های خمشی فولادی در شرایط آتش‌سوزی را بررسی کردند.

<sup>1</sup> Coffield

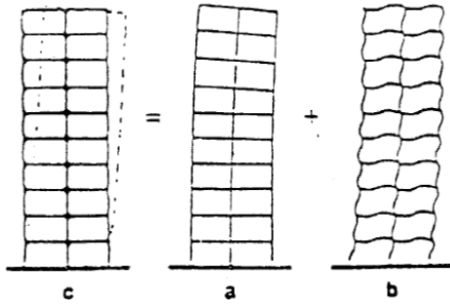
<sup>2</sup> Priyanka

<sup>3</sup> Song

<sup>4</sup> Zheng



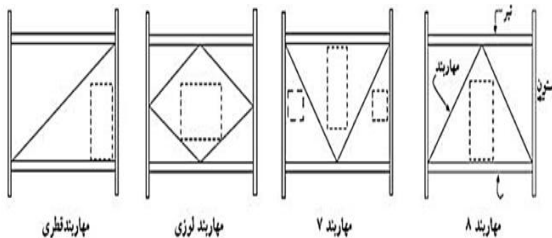
زیاد، اثر P-Delta نیز مشکل‌ساز است. در طراحی این قاب‌ها در مناطق زلزله‌خیز ضوابط متعددی باید رعایت گردد؛ قاب‌ها با رفتار غیرخطی بسیار مناسب خواهند بود. اکثر ضوابط قاب‌های خمشی در راستای هدف ایجاد سیستمی با تیرهای ضعیف و ستون‌های قوی است. ظرفیت باربری جانبی یک قاب خمشی وابسته به مقاومت تک‌تک تیرها و ستون‌ها است. به دلیل اتصالات صلب و پیوستگی در اعضای قاب خمشی، مؤلفه اصلی دخیل در تحمل بار جانبی در این سیستم‌ها خمش تیرها و ستون‌ها است. (مطابق شکل (۱)).



شکل ۱- نمایش رفتار یک سازه سه‌بعدی با سیستم قاب خمشی تحت نیروی جانبی [۱۶]

### ۱-۳- سیستم‌های مهاربندشده همگرا

سیستم مهاربند همگرا (CBF)، یکی دیگر از انواع سیستم‌های باربرجانبی است. با افزایش تعداد طبقات سازه، سیستم مهاربند همگرا به علت دارا بودن اسکلت‌بندی خراباگونه صلبیت جانبی بالایی دارد. به طوری که سختی جانبی یک سیستم (CBF) تا ۱۰ برابر یک سیستم (MRF) نیز می‌رسد؛ بنابراین استفاده از این سیستم برای مقابله با بارهای جانبی به‌ویژه بار باد بسیار اقتصادی است. در اثر بارجانبی در دو حالت برش و خمش تغییرشکل ایجاد می‌شود. در خمش بال خرابا یعنی ستون‌ها و در حالت برشی اعضای خرابا یعنی بادبندها، تیرها و ستون‌ها به‌صورت محوری یا خمشی تغییرشکل می‌دهند [۳ و ۱۶] (مطابق شکل (۲)).



شکل ۲- سیستم‌های مهاربندشده همگرا [۱۶]

هدف از این پژوهش، طراحی سیستم‌های باربرجانبی نظیر دیوار برشی، مهاربند و قاب خمشی (همگی از نوع فولادی)، مطابق ضوابط و آیین‌نامه‌های معتبر، بررسی توزیع تنش‌ها در سیستم‌های مختلف، بررسی کرنش‌های پلاستیک در سیستم‌های مختلف و مقایسه عددی جذب انرژی سیستم‌های مذکور تحت بار انفجار است. جنبه نوآوری این تحقیق، گسترده‌گی سیستم‌های باربر سازه‌ای (فولادی) مورد بررسی و رفتار آن‌ها در مقابل بار انفجار است. در این تحقیق به بررسی مفاهیم نظری روش انجام پژوهش و چگونگی اعمال بارگذاری انفجاری پرداخته شد.

### ۲- رفتار غیرخطی سازه‌های فولادی

فولاد با خواص شکل‌پذیری زیاد و نسبت بالای مقاومت به وزن آن، به‌عنوان یکی از مصالح ساختمانی مقاوم و مناسب در ساختمان‌سازی شناخته شده است. لازم به ذکر است فولاد به علت ناپایداری‌های موضعی و ترک‌های ترد ناشی از آن، لزوماً در همه شرایط رفتار شکل‌پذیر از خود نشان نمی‌دهد. کماتش موضعی اجزای ورق با نسبت عرض به ضخامت بالا، کماتش خمشی ستون‌ها و مهاربندها، کماتش پیچشی-جانبی تیرها و تیرستون‌ها و اثر P-Delta در قاب‌های تحت بار قائم، قابل توجه است. دلایل به‌وجود آمدن ترک‌های ترد عبارت‌اند از: گسیختگی کششی در مقاطع خالص اتصالات پیچی با پرچی، ترک جوش‌ها به‌علت تمرکز تنش، پارگی ورق‌ها بر اثر کرنش‌های زیاد حاصل از کماتش موضعی با خمشی و خستگی حاصل از بارهای سیکلی با دامنه کرنش زیاد [۲]. با وجود شکل‌پذیری بالا و ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجه در سازه‌های فولادی، می‌توان انتظار رفتار مناسبی را داشت. سه کمیت اساسی همه سازه‌ها یعنی: مقاومت، سختی و شکل‌پذیری باید در معادله اساسی طراحی که به‌صورت زیر بیان می‌شود، صدق کنند.

$$\text{Demand} \leq \text{Capacity} \quad (۱)$$

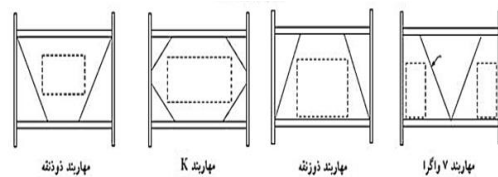
### ۳- انواع سیستم‌های مقاوم سازه‌ای فولادی

#### ۱-۳- سیستم قاب خمشی

سیستم قاب خمشی (MRF)، با داشتن اتصالات صلب که باعث حفظ زاویه بین تیر و ستون در فرایند بارگذاری می‌شوند، بارهای جانبی را به‌وسیله خمش اصلی در تیرها و ستون‌ها تحمل می‌کند. از مزایای این سیستم می‌توان به وجود فواصل زیاد بین ستون‌ها اشاره کرد. اما به‌علت سختی کم در برابر بارهای جانبی، دچار ضعف هستند. در این سیستم به‌علت داشتن تغییر مکان‌های جانبی

### ۳-۳- سیستم قاب مهاربندشده واگرا

در ساختمان‌های بلند جهت کنترل تغییر مکان‌های جانبی سازه‌ها، استفاده از قاب‌های مهاربندشده نسبت به قاب صلب خمشی اقتصادی‌تر است. همچنین بادبندهای ضربدری به علت سختی بالا رواج بیشتری دارند. با پیشرفت علم مهندسی سازه و توجه به مفاهیمی همچون شکل‌پذیری، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی سازه‌ها، سیستم مهاربندشده واگرا (EBF)، به‌عنوان جایگزینی مناسب برای سیستم مهاربند همگرا مطرح گردید. در این سیستم با تشکیل گسترده مفصل پلاستیک مقدار قابل‌توجهی از انرژی زلزله مستهلک می‌گردد. رفتار غیرارتجاعی این قاب‌ها به شدت وابسته به طول تیر پیوند، نسبت مقاومت خمشی به برشی آن، رعایت ضوابط مهار جان تیر پیوند و... است (مطابق شکل (۳)).



شکل ۳- سیستم قاب مهاربندشده واگرا [۱۶]

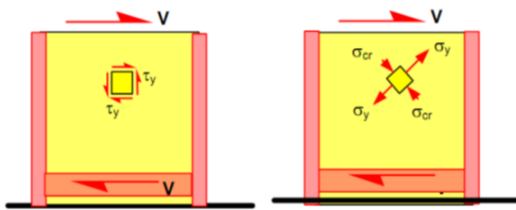
### ۳-۴- مهاربند واگرا

در سیستم مهاربند واگرا (برون‌محور) (EBF)، بادبند به‌جای برخورد به محل اتصال تیر و ستون، به تیر برخورد می‌کند که در این حالت تیر بین محل اتصال بادبند تا محل اتصال به ستون، و یا بین نقطه اتصال دو بادبند، تیر پیوند نام دارد. این تیر پیوند مانند فیوزی شکل‌پذیر عمل کرده و از وارد شدن نیروی محوری بیش از حد به بادبندها و کماتش آن‌ها جلوگیری می‌کند که این امر با جذب و استهلاک انرژی از طریق تغییر شکل‌های خمشی و یا برشی ایجادشده در تیر پیوند صورت می‌گیرد. مزیت این سیستم در مستهلک‌نمودن انرژی جذب‌شده است [۱۶].

### ۳-۵- دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی (SPSW)، از ورق‌های فولادی، ستون‌های حائل و تیرهایی که در تراز هر طبقه وجود دارند، تشکیل می‌شود. رفتار دیوار برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیورق‌ها شبیه‌سازی کرد. در شکل (۴) نمایشی از یک قاب با دیوار برشی فولادی و تیورق با جان نازک نشان داده شده است. وظیفه اصلی این سیستم، مقاومت در برابر بار خارجی ناشی از برش طبقه و مقابله با لنگر واژگونی ناشی از آن است. وقتی این سیستم تحت بار جانبی قرار می‌گیرد، لنگر ایجادشده به‌صورت یک کوپل نیروی

فشاری و کششی در ستون‌ها به فونداسیون منتقل و برش ایجادشده توسط میدان‌های کششی در ورق تحمل می‌شود.



شکل ۴- نحوه ایجاد میدان کششی در دیوار برشی فولادی [۵]

### ۴- پدیده انفجار

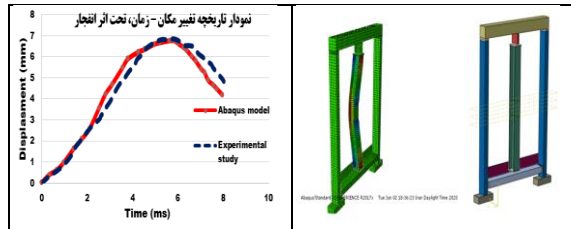
روند وقوع انفجار با تولید گازهایی با حرارت بالا که فشاری در حدود ۱۰۰ تا ۳۰۰ کیلوپار و درجه حرارتی در حدود ۳۰۰۰ تا ۶۰۰۰ درجه سانتی‌گراد دارند، آغاز می‌شود. سپس گازهای حاصل از انفجار به‌سرعت توسعه یافته و هوای تحت فشار از فضای اشغال‌شده، به‌شدت بیرون رانده می‌شوند. در نتیجه یک لایه از هوای فشرده در جلوی گازها، که بیش‌ترین انرژی آزادشده از انفجار را دارند، شکل می‌گیرد. گازهای حاصل از انفجار، به‌هنگام ساطع شدن از منبع، فشار خود را پخش نموده و تا رسیدن به فشار اتمسفر، آن را کاهش می‌دهند و این فشار با افزایش فاصله از منبع انفجار، کاهش می‌یابد. در ادامه این گسترش، گازهای حاصل از انفجار سرد شده و فشار آن‌ها تا حدودی کاهش یافته و پس از مدتی به مقداری کم‌تر از فشار اتمسفر نیز می‌رسد. مولکول‌های گاز دارای جرم بوده و در حال حرکت هستند و زمان طولانی‌تر و فاصله بیشتری را طی می‌نمایند تا اندازه حرکت آن‌ها مستهلک شود.

با شناخت منشأ انفجار، دینامیک فشار منتشره و ماهیت این نوع از فشار و بارگذاری ناشی از آن جهت کاربرد مهندسی، ساده‌سازی می‌شود. به‌طور کلی می‌توان انفجار را در سه دسته تقسیم‌بندی نمود؛ الف) انفجار فیزیکی ب) انفجار شیمیایی پ) انفجار هسته‌ای. تی.ان.تی مخفف تری‌نیتروتولون است. چگالی آن ۱/۶۳ گرم بر سانتی‌مترمکعب بوده و سرعت انفجار آن نیز ۶۹۵۰ متر بر ثانیه است. استفاده از ماده منفجره نوع T.N.T به‌عنوان مرجع در محاسبات مربوط به انفجار، کاربرد جهانی و عمومی داشته و در ارزیابی‌ها به‌عنوان یک ماده مبنا مدنظر است [۹].

### ۵- صحت‌سنجی

به‌منظور اعتبارسنجی تحلیل‌های انجام‌شده در این پژوهش، از تحقیق نصر و همکاران [۱۷] استفاده نموده‌ایم. در این پژوهش، پاسخ دینامیکی تیرهای فولادی پهن‌بال متداول تحت بار انفجار مورد بررسی قرار گرفت. مجموعاً ۱۳ ستون به‌صورت

نتایج به دست آمده از مدل سازی مذکور نشان داد که دارای دقت و تطابق قابل قبولی با نمونه آزمایشی معادل آن بوده است (مطابق شکل (۶)). همچنین نتایج تغییر مکان-زمان به صورت نموداری مطابق با خروجی مدل از نرم افزار آباکوس و نتایج مورد مطالعه، استخراج شد.



شکل ۶- مدل طراحی شده در آباکوس و نمودار تاریخچه

تغییر مکان-زمان، تحت اثر انفجار بر سازه و مدل

### ۶- مدل مورد استفاده در پژوهش

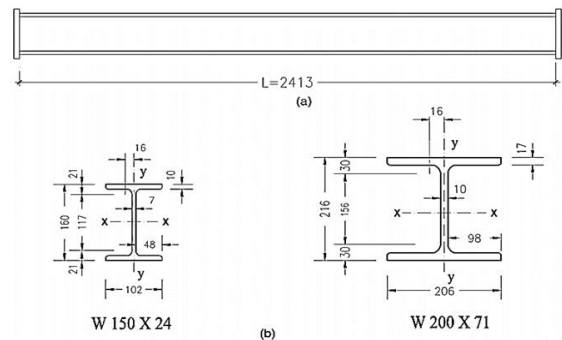
هدف از این پژوهش، مقایسه رفتار سیستم های باربر جانبی از نوع فولادی و متداول در برابر انفجار بوده و مدل ها در نرم افزار آباکوس شبیه سازی و طراحی شده و مورد تحلیل قرار گرفتند. سیستم های باربر جانبی فولادی مورد استفاده در این پژوهش:

۱. قاب خمشی معمولی (OMF)
۲. قاب خمشی متوسط (IMF)
۳. قاب خمشی ویژه (SMF)
۴. مهاربند واگرا (EBF)
۵. مهاربند همگرا (CBF)
۶. دیوار برشی بدون سخت کننده (WALL)
۷. دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

### ۶-۱- مدل سازی

به منظور مدل سازی ستون ها و ورق های اتصال به همراه سخت کننده ها از المان S4R و روش انتگرال گیری کاهش یافته، استفاده شده است. هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. المان S4R، چرخش های بزرگ و کرنش های اجزای محدود را در نظر گرفته و امکان تغییر در ضخامت را ایجاد می کند؛ بنابراین برای آنالیزهای با کرنش بزرگ و مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آن ها غیر صفر است و همچنین در مواردی که غیر خطی شدن هندسی مواد ممکن است رخ دهد، مناسب هستند. مشخصات مقاطع عرضی با استفاده از انتگرال گیری های متعددی در ضخامت صفحه، محاسبه می شوند. المان S4R، از یک روش انتگرال گیری کاهش یافته استفاده می کند.

نمونه سازی شده و با انفجار ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم ماده منفجره آنفو (مخلوط نیترات آمونیوم و بنزین)، در فاصله ۷ تا ۱۰/۳ متری ستون ها، مورد آزمون قرار گرفت. ویژگی های موج انفجار از جمله فشار برخورد، فشار بازتاب و همچنین جابه جایی وابسته به زمان، شتاب و فشار در نقاط مختلف اعضای فولادی مورد سنجش قرار گرفت و خرابی پس از انفجار و حالت خرابی نمونه ها نیز ثبت شد. در این تحقیق ۱۳ ستون فولادی به طول ۲۴۱۳ میلی متر مورد استفاده قرار گرفته اند. دو نوع سطح مقطع W150×24 و W200×71 برای این ستون ها انتخاب شده اند (مطابق شکل (۵)).



شکل ۵- مشخصات مقاطع مورد استفاده در تحقیق نصر و همکاران

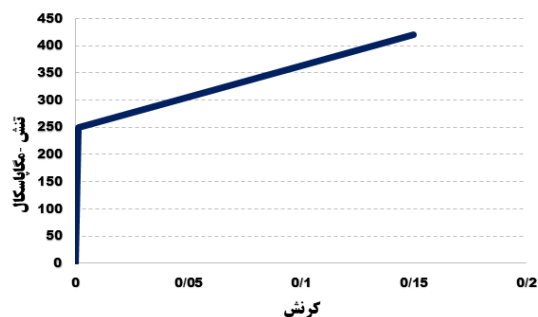
[۱۷]

هر یک از تیرها در معرض یکی از پنج مورد انفجار تولید شده، با ترکیب فاصله و وزن متفاوت قرار گرفتند. فاصله محل انفجار از محل استقرار تیر، بین ۷ تا ۱۰/۳ متر و مقدار مواد منفجره ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم انتخاب شد. این مقادیر به منظور دستیابی به سطوح مختلف ضریب شکل پذیری و ضریب پاسخ در تیرهای مورد بررسی انتخاب شده اند. جدول (۱)، شامل مقدار ماده منفجره، فاصله نقطه انفجار از تیر، فاصله مقیاس شده، جهت مقطع عضو و محل تیر را نشان می دهد.

جدول ۱- فاصله و وزن مواد منفجره مورد استفاده در آزمایش نصر و

همکاران [۱۷]

سطح مقطع عضو	مقدار ماده منفجره (kg)	فاصله مرکز	
		انفجار تا مقطع (m)	فاصله قیاسی (m/kg <sup>1/3</sup> )
W150×24	۵۰	۱۰/۳۰	۲/۸۰
W150×24	۱۰۰	۱۰/۳۰	۲/۲۲
W150×24	۱۵۰	۹/۰	۱/۶۹
W150×24	۲۰۰	۷/۰	۱/۱۱
W200×71	۲۵۰	۹/۵۰	۱/۵۱



شکل ۷- منحنی تنش-کرنش برای فولاد A36

### ۳-۶- بررسی اثر انفجار بر سیستم‌های باربرجانبی

از آنجایی که هدف از این پژوهش، بررسی اثرات انفجار بر روی سیستم‌های باربرجانبی متداول است، از مدل‌سازی کل سازه اجتناب نموده و فقط به مدل‌سازی قاب مورد نظر با توجه به سیستم سازه‌ای متغیر به شیوه برش مقطع و انتخابی پرداخته می‌شود. همچنین به‌عنوان نمونه، مدل مورد استفاده در این پژوهش، ترکیبی از یک تیر و ستون به‌صورت قاب خمشی (MRF) با اتصال صلب انتخاب شده است. به‌منظور مدل‌سازی بار ناشی از موج انفجاری، فشار ایده‌آل‌سازی شده از خرج‌های انفجاری با وزن معادل T.N.T با مقادیر ۲۰۰ کیلوگرم در فاصله ۲ متری و ارتفاع نقطه انفجار در ۲/۸ متری از سطح زمین است. انتخاب Surface و Set با توجه به تکنیک کانوپ صورت می‌گیرد. منظور از Set محدوده‌ای دلخواه شامل تعدادی نقاط در یک بازه سطحی از مدل آزمایشی است که تحلیل عددی بر روی آن انجام می‌شود. تکنیک مدل‌سازی کانوپ با اعمال خرج انفجار در نقطه مرجع ناحیه موسوم به off Stand (فاصله رویارویی)، انجام می‌پذیرد. برای تحلیل از تحلیل‌گر صریح (EXPLICIT) نرم‌افزار استفاده شد. از این تحلیل‌گر در مواردی که هدف، تحلیل دینامیکی مدل در زمان بسیار اندک باشد، استفاده می‌گردد. Explicit یک دستورالعمل ویژه برای حل مسائل اجزای محدود بوده و از روش دینامیکی صریح در حل عددی استفاده می‌کند. این روش برای تحلیل مسائل گذرا و کوتاه دینامیکی مانند برخورد و انفجار و همچنین تحلیل مسائل با درجه غیرخطی بالا شامل تغییر شرایط تماس مناسب است. در شکل (۸) نحوه تعریف انفجار مورد نظر و همچنین نمایش مدل آورده شده است.

به‌نحوی که فقط یک نقطه انتگرال‌گیری در مرکز صفحه را به‌کار می‌برد. این روش می‌تواند نتایج دقیق‌تری را رقم بزند و در عین حال نسبت به حالت استفاده از المان‌هایی که انتگرال‌گیری در آن‌ها به‌صورت کامل انجام می‌شود و به‌خصوص در مسائل سه‌بعدی، زمان تحلیل را به مراتب کاهش می‌دهد.

### ۲-۶- مشخصات مصالح

به‌منظور اختصاص مشخصات فیزیکی و یا مکانیکی مصالح از Property کمک گرفته شده و در این تحقیق برای مدل‌سازی فولاد از معیار آسیب جانسون‌کوک<sup>۱</sup> به‌دلیل نرخ کرنش‌های بالا استفاده شده است. (نکته قابل توجه این است که در فرآیند انفجار نیز این مسئله رخ می‌دهد). برای طراحی نمونه‌های اتصال تیر و ستون فولاد A36 به‌کار برده شد و مدل آسیب جانسون‌کوک نیز برای پیش‌بینی شروع و تکامل آسیب مورد استفاده قرار گرفت. لازم است که در ابتدا مقادیر ثابت این مدل تعیین گردد. در این مدل، مدول الاستیسیته برابر با ۲۱۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ و همچنین وزن مخصوص ۷۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شد. این نوع فولاد با هر نوع عملیات جوشکاری، قابل استفاده است و از آن برای سازه‌های پیچی و پرچی استفاده می‌گردد (مطابق جدول (۲)، (۳) و شکل (۷)).

جدول ۲- مشخصات فولاد A36

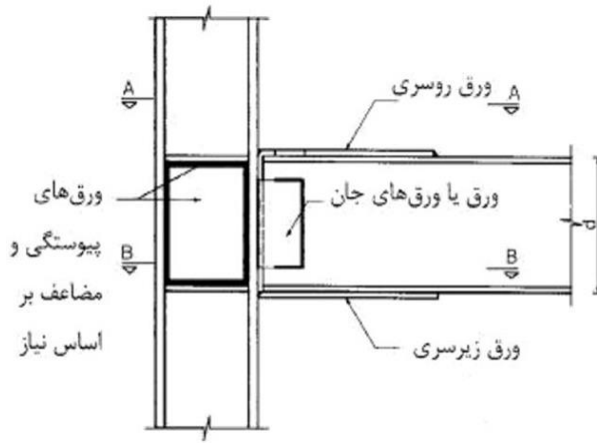
فولاد (تیپ)	وزن مخصوص (Kg/m <sup>3</sup> )	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (MPa)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)
A36	۷۸۰۰	۰/۳	۲۱۰	۰/۱۵	۴۲۰	۲۵۰

جدول ۳- ثابت‌های آسیب جانسون‌کوک برای فولاد A36

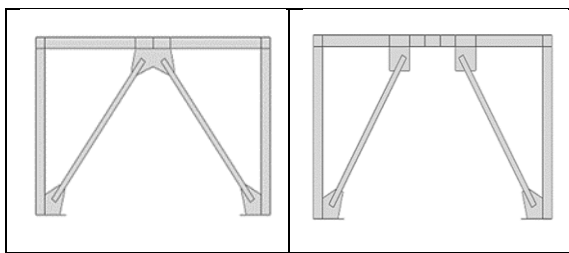
D1	D2	D3	D4	D5
۰/۴۰۳	۱/۱۰۷	-۱/۸۹۹	۰/۰۰۹۵	۱/۲۰۷

<sup>1</sup> Johnson-Cook



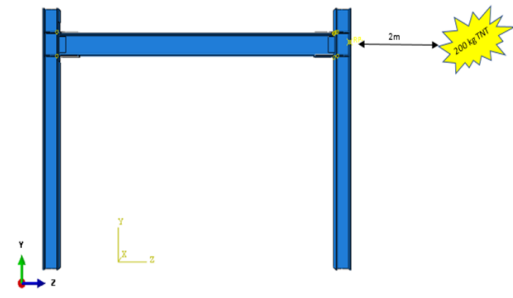


شکل ۱۰- نمایش اتصال WFP [۱۳]



شکل ۱۱- قاب با مهاربند واگرا (EBF) و قاب با مهاربند همگرا (CBF)

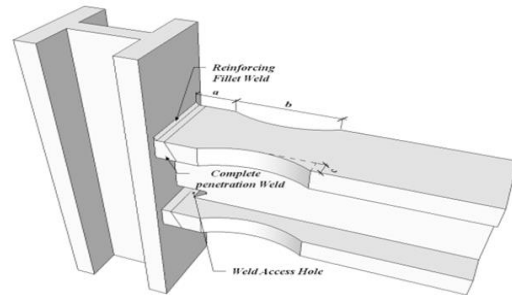
در ارتباط با طراحی مدل‌های در نظر گرفته شده مذکور به منظور مقایسه‌ای عادلانه میان مدل‌های مورد مطالعه، یک ساختمان سه‌بعدی ۵ طبقه فولادی منظم که سیستم باربرجانبی آن از طبقه تحتانی سازه در نظر گرفته شد، با نرم‌افزار ETABS2018 مورد بررسی قرار گرفت. مشخصات معادل در طراحی بدین صورت است که بار مرده و بار زنده در نظر گرفته شده برای سازه ۵۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع است. مدل مذکور با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۸] و ضوابط لرزه‌ای استاندارد [۱] ۲۸۰۰ طراحی شده است. سایر مشخصات لازم نیز در نظر گرفته شده و برای طراحی بدین صورت مفروض شده است.



شکل ۸- بررسی اثرات انفجار

#### ۴-۶- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته

وظیفه اتصال با مقطع کاهش یافته (RBS)، انتقال مفصل پلاستیک به مقطع کاهش یافته در تیر و کاهش ممان بر ستون است.

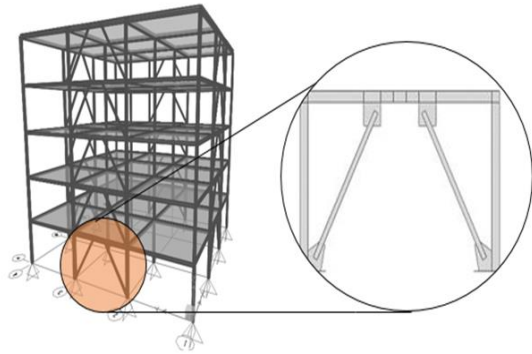


شکل ۹- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته [۱۳]

۵-۶- اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)  
وظیفه ورق‌های فوقانی و تحتانی، تحمل و انتقال لنگر خمشی وارده از تیر به ستون است.

#### ۶-۶- اتصالات از پیش تأیید شده

استفاده از اتصالات از پیش تأیید شده (PAD) بر طبق روابط و فرمول‌های بیان شده در استاندارد [۱] ۲۸۰۰ و همچنین رعایت کردن ضوابط آن‌ها، در مناطق لرزه‌خیز مانند تهران امکان‌پذیر بوده و نیاز به کنترل و ضوابط خاصی نیست. همان‌گونه که از نام این اتصالات معلوم است، اتصالات از پیش تأیید شده و نیاز به هیچ کنترلی ندارند و می‌توان از این نوع اتصال در طراحی سازه‌های فولادی به‌ویژه مناطق لرزه‌خیز شدید هم استفاده نمود (مطابق شکل (۱۰) الی (۱۳)).



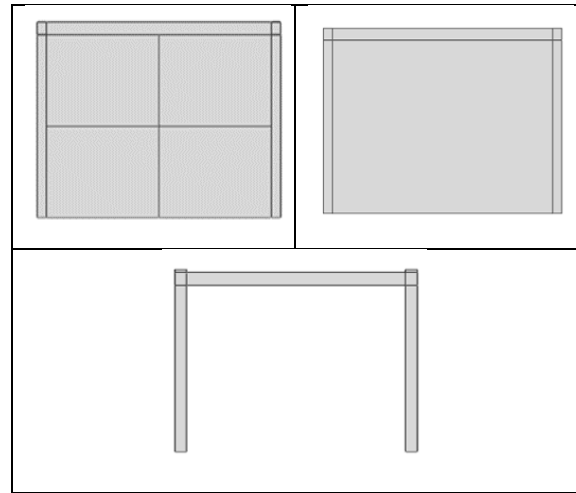
شکل ۱۴- قاب انتخاب شده در ساختمان طراحی شده مفروض ۵ طبقه فولادی با نرم افزار ETABS

جدول ۴- مشخصات مقاطع برای مدل (CBF)

نام المان	تیر	ستون	مهاربند
طول	۴۳۲۰	۳۱۰۰	۲۹۵۰
ضخامت جان	۸	۸	۱۰
ضخامت بال	۸	۱۴	۱۰
عرض بال	۶۵	۶۵	۱۰۰
ارتفاع جان	۲۰۰	۱۸۰	۱۰۰

جدول ۵- مشخصات مقاطع برای مدل‌های مختلف دیوار برشی

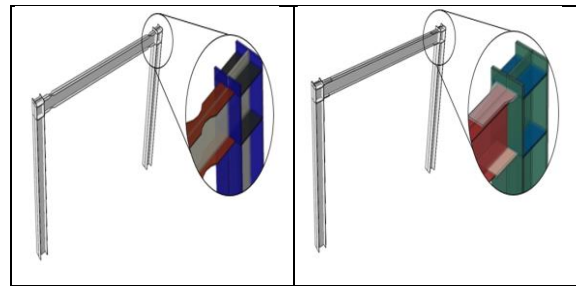
مشخصات	مدل با دیوار برشی فولادی	مدل با دیوار برشی فولادی + سخت کننده
طول تیر	۴۳۲۰	۴۳۲۰
عرض آزاد بال تیر	۶۵	۶۵
ضخامت بال تیر	۶	۶
ارتفاع جان تیر	۲۰۰	۲۰۰
ضخامت جان تیر	۱۸	۱۶
طول ستون	۳۱۰۰	۳۱۰۰
عرض آزاد بال ستون	۱۱۵	۱۱۵
ضخامت بال ستون	۱۵	۱۵
ارتفاع جان ستون	۲۳۰	۲۳۰
ضخامت جان ستون	۱۴	۱۴
عرض سخت کننده	-	۵۰
ضخامت سخت کننده	-	۴



شکل ۱۲ - دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در مدل (WALL)

و دیوار برشی فولادی با سخت کننده در مدل (WALL+S) و قاب

خمشی فولادی معمولی در مدل (OMF)

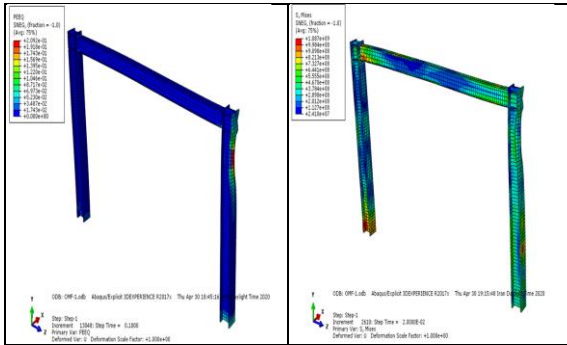


شکل ۱۳ - قاب خمشی فولادی متوسط با اتصال (WFP) در مدل

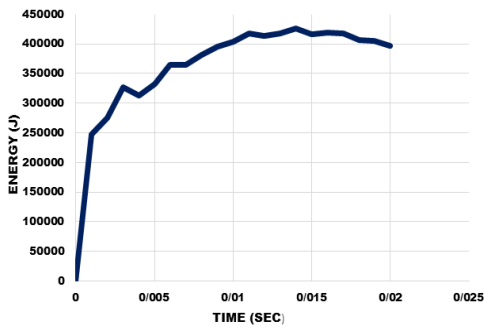
(IMF) و قاب خمشی فولادی ویژه با اتصال (RBS) در مدل (SMF)

ساختمان با خطر زلزله زیاد و خاک تپه دو با کاربری مسکونی با استفاده از نرم افزار SAP2000 طراحی شده است. قاب انتخاب شده، در دهانه میانی طبقه تحتانی مطابق شکل (۱۴) است. بدین صورت که در قاب خمشی با شکل پذیری بیش تر به دلیل محدودیت در فشردگی، ضخامت بال و جان اضافه می شود. همچنین از طرفی اتصال در نظر گرفته شده در این موارد به صورت اتصال ساده در قاب خمشی ساده و اتصال (WBF) (با ورق های روسری، زیرسری و مضاعف) در قاب خمشی متوسط و اتصال (RBS) (سطح مقطع کاهش یافته) در قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است (مطابق جدول های (۴) الی (۸) و شکل (۱۴)).

در نزدیکی پای ستون بود. در این مدل بیشینه استهلاک انرژی به حدود ۴۲۶ کیلوژول رسید (مطابق شکل (۱۵) و (۱۶)).



شکل ۱۵- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل قاب خمشی معمولی (OMF)



شکل ۱۶- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قاب خمشی معمولی (OMF)

## ۲-۷- مدل با قاب خمشی متوسط

در رابطه با نتایج به دست آمده در مدل قاب خمشی متوسط (IMF)، که به اتصال از پیش تأیید شده (WFP) تجهیز گردیده است، همانند مدل با قاب خمشی معمولی، تنش‌ها در پای ستون دارای مقدار بیشینه است؛ اما تفاوت نتایج این مدل با مدل قاب خمشی معمولی در میزان تغییر مکان‌های قائم تیر و همچنین وارد شدن به ناحیه غیرخطی در تیر و ورق زیرسری تیر است که اندکی از محدوده تنش‌ها در جان ستون‌ها کاسته شده است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۴۹۲ کیلوژول بود (مطابق شکل (۱۷) و (۱۸)).

جدول ۶- مشخصات مقاطع برای مدل‌های قاب خمشی

مشخصات	قاب خمشی معمولی	قاب خمشی متوسط با اتصال (WFP)	قاب خمشی ویژه با اتصال (RBS)
طول تیر	۴۳۲۰	۴۳۲۰	۴۳۲۰
عرض آزاد بال تیر	۶۵	۶۵	۶۵
ضخامت بال تیر	۶	۵	۵
ارتفاع جان تیر	۲۲۰	۲۲۰	۲۲۰
ضخامت جان تیر	۱۸	۱۶	۱۶
طول ستون	۳۱۴۰	۳۱۴۰	۳۱۴۰
عرض آزاد بال ستون	۱۱۵	۱۱۵	۱۱۵
ضخامت بال ستون	۱۶	۲۰	۲۳
ارتفاع جان ستون	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰
ضخامت جان ستون	۱۴	۱۷	۱۸

جدول ۷- مشخصات مقاطع برای مدل (EBF)

نام المان	تیر	ستون	مهاربند
طول	۴۳۲۰	۳۱۰۰	۲۵۱۰
ضخامت جان	۶	۸	۱۰
ضخامت بال	۸	۱۴	۱۰
عرض بال	۶۵	۶۵	۱۰۰
ارتفاع جان	۲۰۰	۱۸۰	۱۰۰

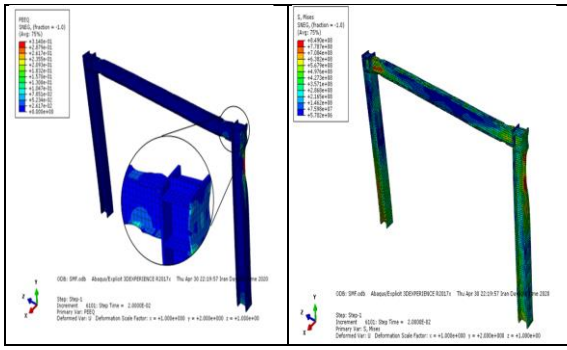
جدول ۸- مقادیر در نظر گرفته شده برای تیر با مقطع کاهش یافته

a	۱۹
b	۱۵
c	۳
R	۹۷/۸۷

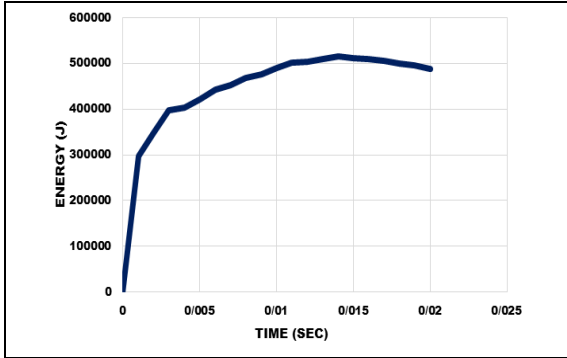
## ۷- نتایج استخراج شده از نرم افزار آباکوس

### ۱-۷- مدل با قاب خمشی معمولی

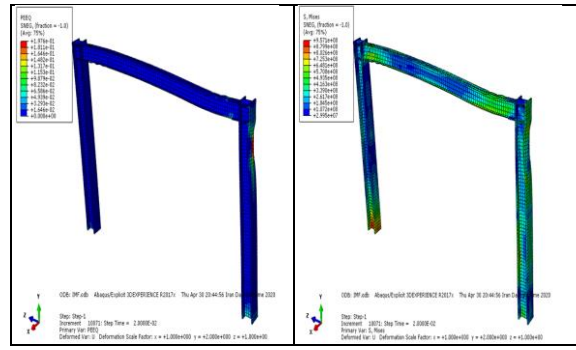
در رابطه با نتایج به دست آمده در مدل قاب خمشی معمولی (OMF)، مشاهده شد که توزیع تنش‌ها در پای هر دو ستون از قاب، به مقدار بیشینه بوده و انحنا در بال ستون نزدیک به مبدأ انفجار مشاهده شد. در این مدل هیچ گونه آسیب پلاستیک در تیر مشاهده نشده و تمامی نواحی غیرارتجاعی در ستون‌های قاب و



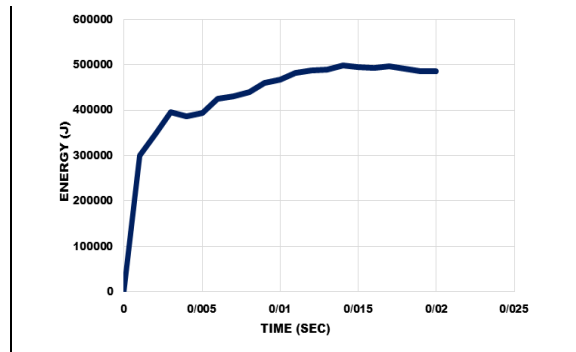
شکل ۱۹- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل خمشی ویژه (SMF) برای مدل قاب



شکل ۲۰- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قاب خمشی ویژه (SMF)



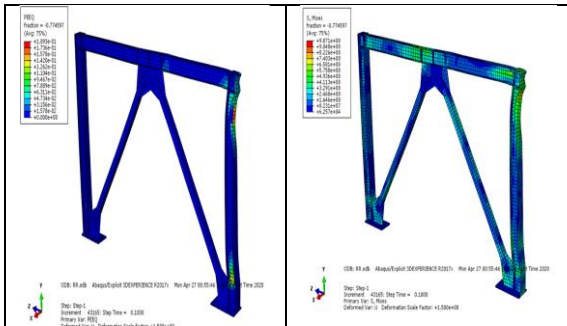
شکل ۱۷- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل قاب خمشی متوسط (IMF)



شکل ۱۸- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قاب خمشی متوسط (IMF)

#### ۷-۴- مدل با مهاربند همگرا

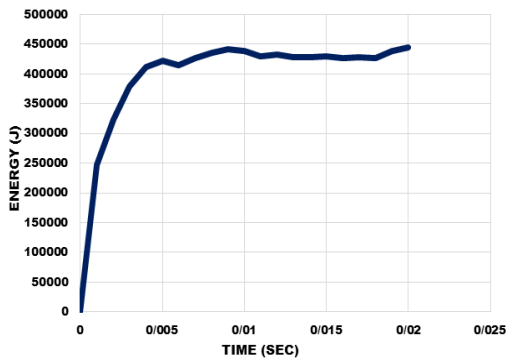
با توجه به نتایج استخراج شده در مدل با مهاربند همگرا مشاهده شد که ستون واقع شده در نزدیکی مبدأ انفجار دچار انحنای شدید شده و در ادامه تنش‌های ناشی از انفجار بر روی جان تیر در دو سر آن ناحیه متصل به مهاربندها مشاهده شد. در این مدل بال ستون مجاور انفجار و همچنین جان در پای ستون، کرنش‌های پلاستیک معادل بزرگتر از صفر را تجربه نمودند؛ این نواحی وارد ناحیه پلاستیک تحت انفجاری اعمالی شدند و انحنا و رفتار غیرخطی در مهاربندها مشاهده نشد. در این مدل بیشینه اتلاف انرژی در حدود ۳۷۵ کیلوژول بود (مطابق شکل (۲۱) و (۲۲)).



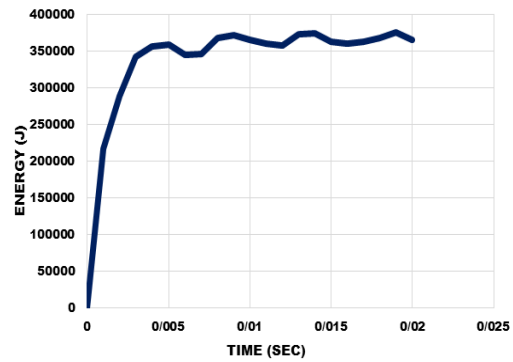
شکل ۲۱- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل با مهاربند همگرا (CBF)

#### ۷-۳- مدل با قاب خمشی ویژه

در ارتباط با نتایج به دست آمده تحت انفجار اعمالی برای مدل قاب خمشی ویژه (SMF)، مشاهده شد که تنش‌های بیشینه در تیر رخ داده است و محدوده تنش‌ها در ستون به نسبت مدل‌های دیگر قاب خمشی کم‌تر بوده است. در این مدل با توجه به کرنش پلاستیک مشاهده شد که یکی از ستون‌های قاب خمشی (نزدیک به منبع انفجار)، اندکی وارد ناحیه غیرخطی شده و ستون دوم محدوده غیرارتجاعی را تجربه نموده است و از طرفی در تیر به خصوص در قسمت کاهش یافتگی تیر و در بال پایین، ناحیه غیرارتجاعی مشهود است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۵۱۴ کیلوژول بود (مطابق شکل (۱۹) و (۲۰)).



شکل ۲۴- انرژی جذب‌شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل با مهاربند واگرا (EBF)



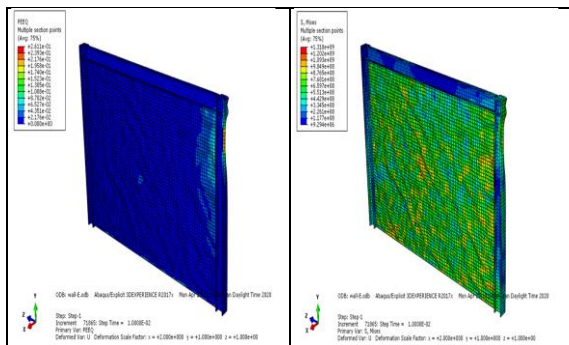
شکل ۲۲- انرژی جذب‌شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل با مهاربند همگرا (CBF)

### ۷-۵- مدل با مهاربند واگرا

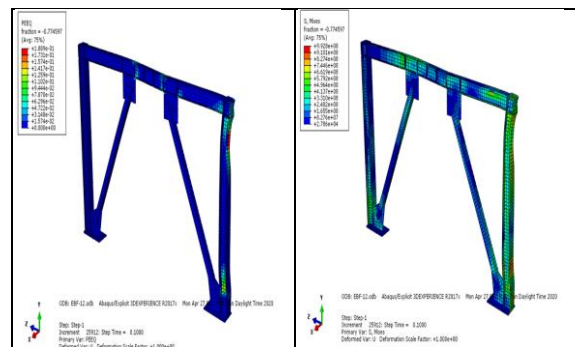
در ارتباط با نتایج به‌دست‌آمده برای مدل با مهاربند واگرا، مشاهده شد که انحناى بال ستون نزدیک به مبدأ انفجار بیشینه بوده؛ ولی در مقایسه با مدل با مهاربند همگرا کم‌تر است. در این مدل با توجه به نتایج مربوط به توزیع تنش، مشاهده شد که تیر در پراکندگی توزیع تنش بهتر عمل کرده و همچنین ورق‌های پای ستون، تنش‌های بیش‌تری را تحمل نموده‌اند. در این مدل با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در رابطه با کرنش‌های پلاستیک مشاهده شد علاوه بر ناحیه نزدیک به محل انفجار، تیر پیوند در نواحی ابتدایی و انتهایی، وارد ناحیه غیرخطی شد. در این مدل محدودۀ کرنش‌های پلاستیک در پای ستون در مقایسه با مدل با مهاربند همگرا کم‌تر بوده است. همچنین در این مدل بیشینه انرژی مستهلک‌شده در حدود ۴۴۴ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۳) و (۲۴)).

### ۷-۶- مدل با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده

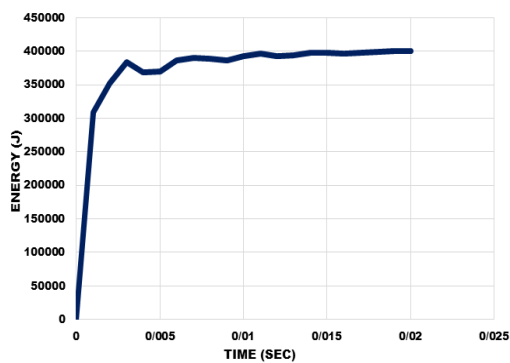
در ارتباط با نتایج به‌دست‌آمده برای مدل دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده (WALL)، مشاهده شد که بیشینه تنش‌ها در سطح دیوار برشی اتفاق افتاده و همانند دو مدل قبل محدودۀ تنش در پای ستون نزدیک به انفجار، بیشینه نیست. در این مدل با توجه به نتایج مربوط به کرنش‌های پلاستیک، مشاهده شد نیمه بالایی دیوار برشی در نزدیکی انفجار، وارد ناحیه غیرخطی شده و در جان ستون محدودۀ غیرارتجاعی مشاهده نمی‌شود. در این مدل به نظر می‌رسد دیوار برشی با ورود به ناحیه غیرارتجاعی به خوبی توانسته جذب انرژی کند و ستون نزدیک به انفجار در این رابطه خرابی کم‌تری را تجربه نموده است. در ارتباط با انرژی مستهلک‌شده در این مدل، بیشینه استهلاک انرژی در حدود ۳۹۶ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۵) و (۲۶)).



شکل ۲۵- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل دیوار برشی بدون سخت‌کننده (WALL)



شکل ۲۳- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل با مهاربند واگرا (EBF)



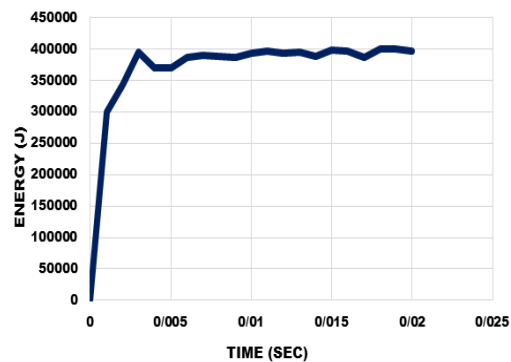
شکل ۲۸ - انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

جهت بررسی عملکرد هر یک از سیستم های فوق در مقابل بار انفجاری، انرژی تجمعی جذب شده توسط هر سیستم سازه ای در شکل (۲۹) نمایش داده شده است. ملاحظه می شود که در طول مدت انفجار، قاب خمشی ویژه بیشترین انرژی را مستهلک کرده که نشان دهنده عملکرد مناسب آن نسبت به سایر سیستم ها می باشد. از طرفی سیستم مهاربندی همگرا به دلیل شکل پذیری پایین، کمترین جذب انرژی را داشته است.

به منظور مقایسه دقیق تر بین سیستم های باربرجانی فولادی انتخاب شده از منظر جذب انرژی، وزن هر مدل بر اساس جدول ها و آیین نامه های موجود در این زمینه، محاسبه شد و میزان جذب انرژی به ازای هر کیلوگرم وزن المان به دست آمد. در جدول (۹) میزان وزن و بیشینه انرژی جذب شده در مدل، محاسبه شده است (مطابق شکل (۳۰)).

جدول ۹- محاسبه انرژی جذب شده به ازای وزن مدل ها

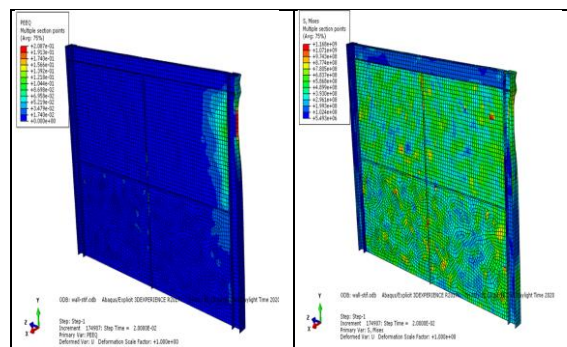
نام مدل	بیشینه انرژی جذب شده (J)	وزن محاسبه شده (kg)	مقدار انرژی جذب شده برحسب (J/Kg)
CBF	۳۷۵,۰۰۰	۷۵۸	۴۹۴/۷۲۲۹۵۵
EBF	۴۴۴,۰۰۰	۷۵۰	۵۹۲
OMF	۴۲۶,۰۰۰	۷۲۵	۵۸۷/۵۸۶۲۰۷
IMF	۴۹۲,۰۰۰	۷۴۵	۶۶۰/۴۰۲۶۸۵
SMF	۵۱۴,۰۰۰	۷۴۷	۶۶۸/۳۵۲
WALL	۳۹۶,۰۰۰	۷۲۱	۵۴۹/۲۳۷۱۷۱
WAAL+S	۴۰۰,۰۰۰	۷۲۴	۵۵۲/۴۸۶۱۸۸



شکل ۲۶- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل دیوار برشی بدون سخت کننده (WALL)

### ۷-۷- مدل با دیوار برشی فولادی با سخت کننده

در ارتباط با نتایج به دست آمده در مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)، مشاهده شد مانند مدل دیوار برشی بدون سخت کننده، محدوده تنش ها در دیوار برشی فولادی بیشینه است. ولی نکته قابل توجه در این مدل در مقایسه با مدل بدون سخت کننده، انحنای کم تر دیوار برشی است. همچنین مشاهده شد که در مدل دیوار برشی با سخت کننده، انحنای خارج از صفحه در دیوار بسیار کم تر رخ می دهد. در این مدل با توجه به کرنش پلاستیک، دیوار به ویژه در نیمه بالایی وارد ناحیه غیرارتجاعی شد و قسمت جان ستون به طور کامل بدون خرابی پلاستیک است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۴۰۰ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۷) و (۲۸)).



شکل ۲۷ - تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

شدند که برای مدل‌های قاب‌های خمشی کم‌تر دیده شد؛ به این ترتیب مدل‌های قاب خمشی متوسط و قاب ویژه عملکرد بهتری داشتند و نیز در دو مدل مربوط به دیوارهای برشی، آسیب‌های پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار دیده نشد. به‌طور کلی مدل‌ها را با توجه به آسیب‌های به وجود آمده در پای ستون، می‌توان به‌صورت زیر چینش کرد:

$$(Wall+S < Wall < SMF < IMF < OMF < EBF < CBF)$$

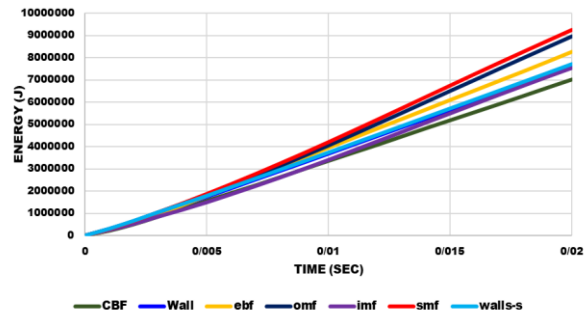
در ارتباط با مدل‌های مهاربندی‌شده مشاهده شد که در قاب مهاربندی‌شده به‌صورت واگرا، آسیب‌های پلاستیک در دو انتهای تیر پیوند به‌وجود می‌آیند؛ بنابراین می‌توان این‌گونه تعبیر کرد که جذب انرژی بیش‌تر در این مدل به‌واسطه وجود رفتار غیرخطی در این ناحیه بوده است. در مدل دیوار برشی با سخت‌کننده و در مدل دیوار برشی بدون سخت‌کننده مشاهده شد که پس از وقوع انفجار انحنای زیادی در کل دیوار برشی به‌وجود آمد و در همین میان انحنای خارج از صفحه بیش‌تری دیده شد. ولی در موردی که دیوار برشی مجهز به سخت‌کننده گردیده است، این سیستم توانست انحنای را به میزان زیادی کنترل و دامنه گسترش خرابی پلاستیک را محدود نماید. در همین رابطه در مقایسه سیستم‌های قاب خمشی مشاهده شد که در قاب خمشی معمولی خرابی پلاستیک در تیر دیده نشده و ناحیه غیرخطی به بال و جان ستون محدود شد. در این میان در قاب خمشی متوسط و مجهز به اتصال زیرسری و روسری، خرابی اندکی در بال پایینی تیر و ورق زیرسری دیده شد. در قاب خمشی ویژه مشاهده شد که در ناحیه کاهش‌یافتگی در تیر و محدوده غیراتجاعی در جان ستون، خرابی بسیار اندک است. در رابطه با تغییر مکان سیستم‌های مورد بررسی در برابر بار انفجار، قاب خمشی معمولی، بیش‌ترین تغییر مکان جانبی و دیوار برشی با سخت‌کننده، کم‌ترین میزان تغییر مکان جانبی را داشته است. به‌طور کلی می‌توان مدل‌ها را در ارتباط با میزان تغییر مکان جانبی تحت بار انفجار به‌صورت زیر چینش نمود:

$$(Wall+S < wall < CBF < EBF < IMF < SMF < OMF)$$

در رابطه با نتایج به‌دست‌آمده مربوط به میزان جذب انرژی به‌منظور مقایسه‌ای معقول، وزن هر مدل محاسبه گردیده و میزان جذب انرژی به‌ازای هر کیلوگرم محاسبه شد؛ بنابراین در این میان قاب خمشی ویژه، بیش‌ترین میزان جذب انرژی و مهاربند هم‌محور، کم‌ترین مقدار جذب انرژی را داشته است. به‌طور کلی می‌توان مدل‌ها را با توجه به میزان جذب انرژی نسبت به وزن به‌صورت زیر چینش نمود:

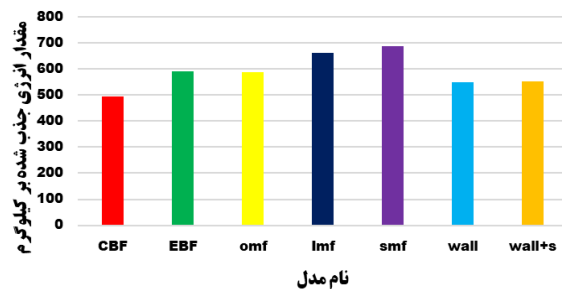
$$(CBF < Wall < Wall+S < OMF < EBF < IMF < SMF)$$

مقایسه انرژی جذب شده تجمعی برای قاب‌های تحلیل شده



شکل ۲۹- مقایسه انرژی جذب‌شده تجمعی برای قاب‌های تحلیل‌شده

انرژی جذب‌شده به ازای وزن مدل‌ها



شکل ۳۰- انرژی جذب‌شده به‌ازای وزن مدل‌ها

## ۸- نتیجه‌گیری

سازه‌ها تحت بار دینامیکی بر حسب زمان تغییر شکل می‌دهند که ناشی از جابه‌جایی اجزای درونی سازه است. با توجه به نتایج مدل‌های مورد مطالعه، مشاهده شد ستون‌های مجاور به مبدأ انفجار دچار انحنای شدید گردیده و در ناحیه چشمه اتصال (محل اتصال تیر و ستون) تمام مدل‌ها، خرابی پلاستیک ایجاد شد. همچنین در مدل‌های مورد بررسی مشاهده شد، که تنش‌ها در جان تیر و ورق‌های اتصال در پای ستون به مقدار بیشینه هستند. در بحث انرژی تجمعی (تنش و کرنش) این پژوهش با توجه به set و surface دلخواه در محل چشمه اتصال (تیر و ستون) هر یک از مدل‌ها، انرژی جذب‌شده نسبت به زمان در نظر گرفته شد. همچنین مقایسه سیستم‌های باربر مذکور، با توجه به روش و میزان بارگذاری از نظر میزان انرژی جذب‌شده و استهلاک، مورد تحلیل نرم‌افزاری قرار گرفت. در این پژوهش انرژی بارگذاری به‌کاررفته مطرح است (بارگذاری دینامیکی و عکس‌العمل سازه: تغییر شکل در مقابل آن‌ها) و مقایسه و تحلیل به‌صورت بازه‌ای مورد بحث و بررسی قرار گرفت. در دو مدل مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده، تنش و خرابی پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار در محدوده بحرانی قرار داشتند و به تعبیری وارد ناحیه پلاستیک

[۱۶] آقازاده، ص.، و آقازاده، پ. (۱۳۹۴)، "طراحی قاب های خمشی ویژه فولادی"، تهران، انتشارات پردیس علم، صفحه ۱-۱۶۸.

[17] Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M., and Foo, S. (2012), "Experimental performance of steel beams under blast loading", Journal of performance of constructed facilities, 26(5), PP.600-619.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان های فولادی. (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان. مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم.

[۱] استاندارد ۲۸۰۰ (آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله) اصلاحات ویرایش چهارم (۱۳۹۳)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. شماره نشریه ۲۵۳ - ض.

[۲] صحاب، م.ق.، محمدی، م.، و جالو، م. (۱۳۹۲)، "بررسی روند تخریب قاب های خمشی فولادی تحت اثر بار دینامیکی ناشی از انفجار"، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، بابل، صفحه ۸-۱.

[۳] جعفروند، ع.، و ابوضی، ح. (۱۳۹۲)، "بررسی عملکرد قاب خمشی ویژه فولادی تحت بار انفجاری"، اولین همایش ملی مهندسی سازه ایران، صفحه ۱-۱۲.

[۴] تبریزی، و.، و فرهنگ آذر، ب. (۱۳۹۴)، "بررسی رفتار سیستم مهاربندی همگرا در سازه های فولادی تحت اثر بار انفجار"، دومین کنفرانس بین المللی انسان، معماری، عمران و شهر، تبریز، صفحه ۱-۱۳.

[5] Chaman, M.H., Yazdani, M., Izadi, I.T., and Tabaeh, R. (2015), "Dynamic Analysis of a RC Shear Wall Strength CFRP under Blast Loading", International research conference in science and technology, Malaysia, PP. 1-29.

[۶] علی اکبری، ف.، و شریعتمدار، ح. (۱۳۹۵)، "ارایه مدل ساده شده جهت مدلسازی دیوارهای برشی فولادی شیاردار"، ششمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین المللی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران، یزد، صفحه ۱-۹.

[7] Rajendran, R., and Yamini, R.S. (2016), "A Review On Performance Of Shear Wall", International Journal Of Applied Engineering Research, Vol. 11 (3), PP. 369-373.

[۸] دستورالعمل طراحی سازه ها و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان ها. (۱۴۰۱)، وزارت راه و شهرسازی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. ثبت شماره ۷۱۴.

[۹] حصاری، ع.، شهبان، ف.، و نوری، ی. (۱۳۹۵)، "بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کنگره ای در برابر بارهای انفجاری حوزه نزدیک"، هشتمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران، صفحه ۱-۱۲.

[10] Coffield, A., and Adeli, H. (2014), "An Investigation Of The Effectiveness Of The Framing Systems In Steel Structures Subjected To Blast Loading", Journal of Civil Engineering and Management 20(6), PP.767-777.

[11] Priyanka, A., and Rajeeva, S.V. (2015), "Lateral Stability Of A Multi-Story Building Under Blast Load", IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol 4 (14), PP. 9-12

[12] Ostad hossein, H., and Lotfi, S. (2018), "Performance Of Infill Stiffened Steel Panel Against Blast Loading", Latin American Journal of Solids and Structures, Vol 15, PP. 1-15.

[13] Song, X. (2020), "Parameterized fragility analysis of steel frame structure subjected to blast loads using Bayesian logistic regression method", Structural Safety. Volume 87. PP.1-11.

[14] Zheng, K., and Xu, X. (2021), "Experimental and Numerical Study on the Mechanical Behavior of Composite Steel Structure under Explosion Load", Materials (Basel). 14(2), PP. 1-24.

[15] Kohzadialvar, S., Komasi, M., and Beiranvand, B. (2022), "Analysis of Blast Effect on Nonlinear Behavior of Steel Flexural Frames Using Abaqus Software", Journal of Civil





http://journalisss.ir

## ارزیابی عملکرد تیر پیوند قوطی شکل با اتصال فلنجی دارای مقطع کاهش یافته تحت بارگذاری چرخه‌ای

دانیال پسران بهبهانی<sup>۱</sup>، نادر فنائی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

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

\*تهران، صندوق پستی ۱۹۶۹۷۶۴۴۹۹، fanaie@kntu.ac.ir

### چکیده

مطالعات پیشین، ایجاد پارگی‌های ترد و زود هنگام در اتصال تیر پیوند به ستون را در مجاورت جوش‌های شیبی اتصال بال تیر پیوند به بال ستون و در مواجهه با زلزله نشان داده‌اند؛ این نوع پارگی به صورت مشابه در اتصال‌های فلنجی تیر پیوند به تیر خارج از پیوند نیز مشاهده شده است. در این تحقیق ایده استفاده از تیر پیوند قوطی شکل با مقطع کاهش یافته در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، به منظور کاهش مقدار تقاضای کرنش پلاستیک ایجاد شده در انتهای بال تیر پیوند و در نتیجه جلوگیری از ایجاد پارگی در این ناحیه مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد که استفاده از مقطع کاهش یافته منجر به کاهش مقدار تقاضای کرنش پلاستیک معادل در انتهای بال‌های تیر پیوند قوطی شکل تا ۳۸٪ برای تیرهای پیوند برشی، تا ۴۱٪ برای تیرهای پیوند متوسط و تا ۶۸٪ برای تیرهای پیوند بلند و در نتیجه جلوگیری از ایجاد پارگی‌های زود هنگام در ناحیه مجاور جوش شیبی اتصال بال تیر به ورق انتهایی می‌گردد؛ مقدار کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند قوطی، با کاهش پارامترهای a و b و افزایش پارامتر c (پارامترهای هندسی مقطع کاهش یافته) کاهش می‌یابد و پارامتر c بیش‌ترین و b کم‌ترین تأثیر را بر مقدار این پارامتر دارد؛ همچنین با استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل، مقدار اتلاف انرژی تیر پیوند به دلیل افزایش مشارکت بال در اتلاف انرژی، تا ۳۵٪ برای تیرهای پیوند برشی، تا ۱۵۸٪ برای تیرهای پیوند متوسط و تا ۲۵۰٪ برای تیرهای پیوند بلند افزایش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

قاب مهاربندی واگرا، تیر پیوند قوطی شکل، کرنش پلاستیک معادل، مدل‌سازی اجزای محدود

## Evaluation of the Performance of Box Link Beam with Reduced Section Flange under Cyclic Loading

D. Pesaran Behbahani, N. Fanaie

### Abstract

Previous studies have demonstrated the occurrence of brittle and early stage cracks in the connection between the link beam and the column, specifically in the vicinity of the groove welds that connect the flanges of the link beam to the column, when subjected to seismic activity. A similar type of rupture has also been observed in the end-plate connections of the link beam to the external link beam. This research explores the concept of utilizing a box-shaped link beam with a reduced cross-section in the Abaqus finite element software to magnify the plastic strain demand generated at the flange ends of the box link beam. The objective is to prevent rupture in this specific region. The results indicate that the maximum equivalent plastic strain at the end of the link beam flanges can be reduced by up to 38% for short link beams, up to 41% for intermediate link beams, and up to 68% for long link beams. Consequently, this approach effectively prevents premature ruptures in the area adjacent to the groove weld connecting the beam flange to the end plate. The magnitude of the equivalent plastic strain at the end of the box link beam decreases as parameters "a" and "b" decrease, and parameter "c" (geometric parameters of the reduced cross-section) increases. Parameter "c" exhibits the most significant influence on this parameter, while parameter "b" has the least significant impact. Additionally, the adoption of a reduced cross-section in the box link beam results in an increase of up to 35% in the energy dissipation of the link beam due to enhanced participation of the flanges in energy dissipation for short link beams, up to 158% for intermediate link beams, and up to 250% for long link beams.

### Keywords

Eccentrically braced frame, Box link beam, Equivalent plastic strain, Finite element modeling



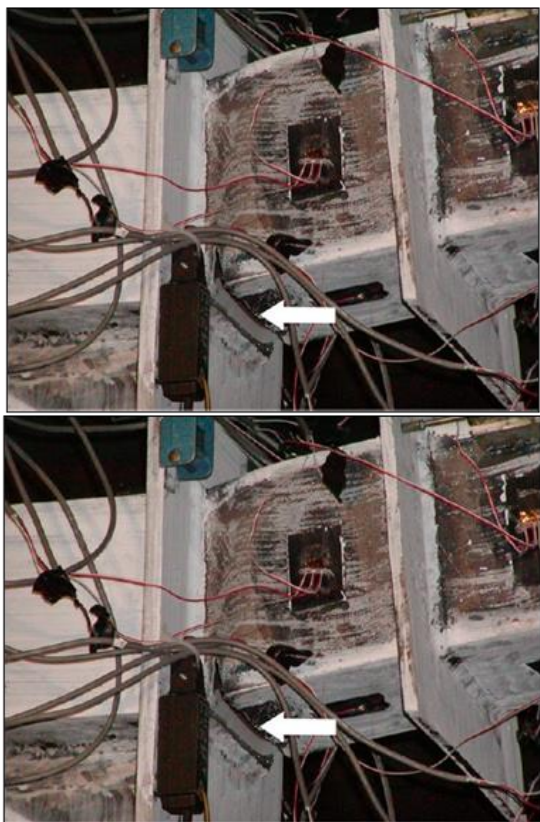
## ۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا در اوایل دهه ۱۹۷۰ میلادی، با هدف ترکیب شکل‌پذیری مطلوب قاب‌های خمشی و سختی جانبی مناسب قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا (در صورتی که طول تیر پیوند از نصف طول دهانه قاب متناظر تجاوز نکند) [۱] در ژاپن مورد استفاده قرار گرفتند. با توجه به تمرکز رفتارهای غیرارتجاعی و اتلاف انرژی ورودی ناشی از زلزله به سازه در تیر پیوند، خسارات ناشی از زلزله نیز در تیر پیوند متمرکز شده و از ایجاد خسارت در سایر اعضای سازه‌ای جلوگیری می‌شود. استفاده از دو نوع تیرهای I شکل و قوطی شکل به‌عنوان تیر پیوند رایج است؛ اما در مواردی که تعبیه مهارهای جانبی در انتهای تیرهای پیوند وجود ندارد (بین هسته دو آسانسور و یا در مواردی که نما امکان تعبیه مهار جانبی را نمی‌دهد و یا بعضی پل‌ها)، استفاده از تیرهای پیوند قوطی شکل به دلیل سختی پیچشی بالا و موضوعیت نداشتن کمانش پیچشی جانبی، بر تیرهای پیوند I شکل دارای مزیت است. رفتار غیرارتجاعی و در نتیجه تغییر شکل‌های بزرگ ایجادشده در تیرهای پیوند به‌عنوان فیوز سازه‌ای، موجب ایجاد تقاضای تغییرشکلی قابل توجه در انتهای بال‌های تیر پیوند و در مجاورت جوش‌های شیاری اتصال بال تیر به ستون در تیرهای پیوند کناری و یا اتصال به تیر خارج از پیوند در تیرهای پیوند میانی می‌شود؛ از سوی دیگر در نواحی مجاور جوش‌ها در اتصالات تیر پیوند، به دلیل عملیات حرارتی جوشکاری، خواص فلز پایه استفاده‌شده تضعیف شده و همچنین تنش‌های پسماند در این ناحیه ایجاد می‌شوند. با توجه به مجموعه موارد ذکرشده، پارگی بال تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای قبل از بروز شکل‌پذیری مناسب، بسیار محتمل است؛ مطالعات قبلی پس از زلزله‌های نورتریج و کوبه نشان داده است که اتصال‌های تیر پیوند به ستون، مستعد پارگی در تغییر مکان جانبی نسبی کوچک و در ناحیه مجاور جوش شیاری بال تیر پیوند به ستون هستند. در آزمایش‌های انجام‌شده توسط برمن و بروئنو<sup>۲</sup> [۲] بر روی یک قاب مهاربندی واگرای دارای تیر پیوند قوطی شکل تحت بارگذاری چرخه‌ای نیز پارگی در مجاورت جوش شیاری بال تحتانی به سخت‌کننده انتهایی مطابق با شکل (۱) مشاهده گردید.

## ۱-۱- سیستم مهاربندی واگرا

به‌منظور تعیین نوع مکانیزم تسلیمی تیر پیوند، از پارامتر طول نرمال‌شده آن استفاده می‌شود و بر حسب مقدار طول نرمال‌شده، تیرهای پیوند به سه دسته تیرهای پیوند برشی ( $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ ), برشی-خمشی ( $1.6 \frac{M_p}{V_p} < e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ ) و خمشی ( $e > 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ ) تقسیم می‌شوند. در این روابط،  $e$  طول تیر پیوند،  $M_p$  لنگر پلاستیک و  $V_p$  ظرفیت برشی پلاستیک مقطع است.

اضافه مقاومت در تیرهای پیوند کوتاه به‌صورت نسبت حداکثر برش ایجادشده در تیر پیوند به ظرفیت برشی اسمی مقطع و در تیرهای پیوند متوسط و بلند به‌صورت حداکثر لنگر ایجادشده در دو انتهای تیر پیوند به لنگر پلاستیک مقطع تعریف می‌شود. برمن و همکاران [۳] نشان دادند که مقدار سخت‌شدگی کرنشی برای تیر پیوند قوطی شکل، به‌صورت متوسط ۱۱٪ بیش‌تر از تیر پیوند I شکل است؛ آن‌ها مقدار ضریب اضافه‌مقاومت برای تیرهای پیوند قوطی شکل با رفتار برشی را بین ۱/۳ تا ۱/۹ و برای تیرهای پیوند بلندتر بین ۱/۱ تا ۱/۶ پیشنهاد دادند.



شکل ۱- پارگی بال پایینی تیر پیوند قوطی شکل در مجاورت جوش

انتهای آن [۲]

<sup>1</sup> Heat Affected Zone

<sup>2</sup> Berman and Bruneau



ترتیب بخش قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله به سازه از طریق تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک در مقطع کاهش یافته تلف می‌شود و در نتیجه تقاضای اتلاف انرژی در سایر اجزای سازه کاهش می‌یابد. هندسه مقطع کاهش یافته به منظور استفاده در اتصال RBS، ابتدا به صورت یک برش ثابت در نظر گرفته شد و سپس به منظور ایجاد تسلیم‌شدگی یکنواخت در بال، برش بال زاویه‌دار به جای برش با عرض ثابت پیشنهاد شد.

جدول ۱- حداکثر نسبت فشردگی بال و جان در تیر پیوند قوطی شکل

رفتار تیر پیوند	نسبت لاغری	مقدار حداکثر نسبت فشردگی مجاز	
		بال	جان
برشی	بال $\frac{b'}{t_f}$	1.00	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$
	جان $\frac{d'}{t_w}$ (با سخت‌کننده)	1.67	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
	جان $\frac{d'}{t_w}$ (بدون سخت‌کننده)	0.64	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
برشی-خمشی	بال $\frac{b'}{t_f}$	0.64	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$
	جان $\frac{d'}{t_w}$	0.64	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
خمشی	بال $\frac{b'}{t_f}$	0.64	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$
	جان $\frac{d'}{t_w}$	0.64	$\sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$

در تحقیقات بعدی مشخص شد که برش مقطع با عرض ثابت و یا زاویه‌دار باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع کاهش یافته می‌شود، به همین دلیل برای به حداقل رساندن تمرکز تنش در بال، استفاده از برش شعاعی پیشنهاد شد و مشاهده گردید که استفاده از برش شعاعی دارای بهترین عملکرد لرزه‌ای است. شمای کلی یک نمونه مقطع I شکل با بال برش خورده شعاعی در شکل (۲) آمده است.

مطابق با مطالعات کاسای و پوپوف<sup>۱</sup> [۴]، استفاده از سخت‌کننده‌های انتهایی به منظور افزایش مقاومت در برابر بارهای متمرکز وارد شده توسط مهاربندها و همچنین استفاده از سخت‌کننده‌های میانی به منظور جلوگیری از کماتش برشی در ورق جان با نسبت فشردگی بالا الزامی است. برمن و بروئو [۳] به منظور بررسی روابط تئوری برای تعیین نسبت فشردگی مجاز بال و جان و همچنین فاصله سخت‌کننده‌های عرضی، با استفاده از مدل‌های اجزای محدود، حداکثر نسبت‌های فشردگی مجاز برای جان و بال را مطابق با جدول (۱) ارائه کردند.

## ۱-۲- اتصالات تیر به ستون

مشاهده پارگی‌های ترد در اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه، نگرانی‌هایی در مورد قابلیت اطمینان اتصالات رایج تا آن زمان ایجاد کرد [۵]. در اتصالات خمشی رایج تا قبل از زلزله نورتریج، اتصال بال‌های تیر به بال ستون با استفاده از جوش‌های شیاری با نفوذ کامل انجام و جان تیر نیز از طریق پیچ و مهره به ورق برشی متصل می‌شد. محل اتصال تیر به ستون به دلیل ماهیت ترد جوش و تضعیف مصالح در مجاورت آن به دلیل انجام عملیات جوشکاری و تمرکز تنش ناشی از سوراخ‌های دسترسی، تقاضای تغییرشکلی زیاد و تمرکز کرنش‌های پلاستیک، وجود ورق پشت‌بند، تنش‌های سه‌محوره بالا و... از نقاط حساس و مستعد پارگی فولاد محسوب می‌شود. برخی از ایده‌های مطرح شده به منظور اصلاح اتصالات پس از این زلزله‌ها عبارتند از: اصلاح جزئیات مربوط به جوشکاری در اتصالات (ریکلز و همکاران<sup>۲</sup> [۶])، تقویت تیر در محل اتصال به ستون (چن و همکاران<sup>۳</sup> [۷])، انگلهارت و سابول<sup>۴</sup> [۸]، اتصال با مقطع کاهش یافته و... تضعیف تیر در بخش‌هایی از آن به منظور ایجاد فاصله در محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، ایده‌ای است که در دهه ۱۹۸۰ میلادی توسط پلامیر<sup>۵</sup> پیشنهاد شد که به اتصال استخوانی مشهور است.

در اتصال RBS بخشی از بال‌های تیر، در فاصله کوتاهی از بر ستون به منظور ایجاد مفصل پلاستیک در ناحیه کاهش یافته و برای محافظت از جوش بال تیر به ستون آسیب‌پذیرتر می‌شود؛ به این

<sup>1</sup> Kasai and Popov

<sup>2</sup> Ricles et al

<sup>3</sup> Chen et al

<sup>4</sup> Engelhardt and Sabol

<sup>5</sup> Andre Plumier



حداکثر تقاضای کرنش‌های پلاستیک از بر ستون می‌شود. همچنین استفاده از اتصال با مقطع کاهش‌یافته منجر به کاهش ۵ تا ۱۲ درصد مقدار لنگر خمشی ایجادشده در بر ستون می‌شود که به این ترتیب مقدار نیروهای واردشده بر چشمه اتصال نیز کاهش می‌یابد [۱۱].

### ۳-۱- اتصالات تیر پیوند به ستون

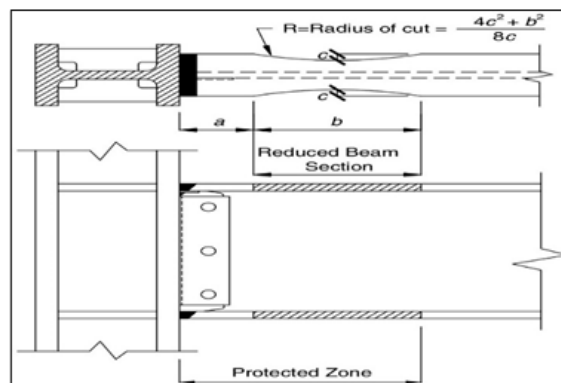
در زلزله نورث‌ریج، پارگی در اتصال تیرهای پیوند به ستون نیز مشاهده شد. اتصال تیر پیوند به ستون تا قبل از این زلزله مشابه با اتصالات قاب خمشی در نظر گرفته می‌شد با این تفاوت که مطابق با تحقیقات مالی و پوپوف<sup>۱</sup> [۱۳] به جای استفاده از ورق برشی جان با اتصال پیچی، ورق برشی با جوش به جان تیر پیوند متصل می‌شد.

جدول ۲- محدودیت‌های هندسی مقطع کاهش‌یافته

پارامتر ناحیه کاهش‌یافته	محدودیت پارامتر کاهش‌یافته بر اساس FEMA350	محدودیت پارامتر کاهش‌یافته بر اساس مبحث دهم مقررات ملی
a	$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$	$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$
b	$0.65d_b \leq b \leq 0.85d_b$	$0.65d_b \leq b \leq 0.85d_b$
c	$0.2b_f \leq c \leq 0.25b_f$	$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$
r	$r = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$	$r = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$

**انگلهارت و پوپوف** اتصال تیرهای پیوند بلند به ستون را مورد بررسی قرار دادند؛ آن‌ها مشاهده کردند که حتی با استفاده از اتصال جوشی جان تیر پیوند به ورق برشی، به دلیل تقاضای نیرویی و تغییرشکل شدیدتر اتصال تیر پیوند نسبت به اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی، پارگی‌های ناگهانی در بال تیر پیوند و در مجاورت جوش شیباری آن، قبل از ایجاد کرنش‌های غیرارتجاعی قابل توجه است.

**آرک و همکاران**<sup>۲</sup> [۱۴] چندین نمونه تیر پیوند بال‌پهن با طول‌های مختلف را که در دو انتها به وسیله اتصال فلنجی به تیر خارج از پیوند متصل شده بودند را مورد آزمایش قرار دادند و مشاهده کردند که برخی نمونه‌ها به دلیل ایجاد پارگی جوش بین تیر پیوند و ورق‌های انتهایی<sup>۳</sup> خراب شدند.



شکل ۲- برش شعاعی در اتصال با مقطع کاهش‌یافته [۹]

آزمایش‌های انجام‌شده بر روی اتصال RBS نشان داده است که کماتش موضعی جان و سپس کماتش پیچشی جانبی در محل مقطع کاهش‌یافته رخ می‌دهد و در نهایت کماتش موضعی بال صورت می‌گیرد؛ به همین دلیل استفاده از سخت‌کننده‌های عرضی در دو انتهای مقطع کاهش‌یافته پیشنهاد می‌شود. با استفاده از مقطع کاهش‌یافته در تیر، تشکیل مفصل پلاستیک به مقطع ضعیف انتقال یافته که این ناحیه می‌تواند کرنش‌های غیرارتجاعی بزرگی را بدون بروز پارگی تحمل کند و به این ترتیب مقدار تقاضای کرنش در بر ستون کاهش می‌یابد [۹]. کارایی RBS در جلوگیری از بروز پارگی در بر ستون، به طراحی مناسب پارامترهای هندسی برش بال از جمله شکل و محل قرارگیری و نسبت کاهش بال بستگی دارد. شایان‌ذکر است که با استفاده از مقطع کاهش‌یافته در دو انتهای تیر قاب خمشی، مقدار سختی جانبی قاب کاهش و تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی آن در حدود ۴ تا ۹ درصد افزایش می‌یابد [۱۰].

مطابق با مقایسه انجام‌شده توسط **داورپناه و همکاران** [۱۱] بر روی محدودیت‌های هندسی مقاطع کاهش‌یافته، در جدول (۲) مقادیر این پارامترها طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و FEMA350 مقایسه شده است [۱۲]. در جدول (۲)، a معرف فاصله لبه مقطع کاهش‌یافته از انتهای بال، b برابر اندازه وتر دایره بریده‌شده از بال در مقطع کاهش‌یافته و c برابر با فاصله لبه بال از مرکز قطاع دایره بریده‌شده از بال تیر،  $b_f$  برابر با عرض بال و d ارتفاع تیر مورد نظر است. مطابق با مطالعات **داورپناه و همکاران**، استفاده از محدودیت‌های FEMA350 برای پارامترهای هندسی برش بال [۱۲]، موجب عملکرد مناسب‌تری به منظور دورکردن

<sup>1</sup> Malley and Popov

<sup>2</sup> Arce et al

<sup>3</sup> End plate



تسای و همکاران<sup>۱</sup> [۱۵] به مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصال تیر پیوند برشی به ستون قوطی شکل پرداختند و مشاهده کردند که هیچ یک از نمونه‌های آزمایش شده قادر به رسیدن به دوران غیرالاستیک ۰/۰۸ رادیان با اتصالات رایج تیر پیوند به ستون قبل از زلزله نورتریج نبودند. مد خرابی نهایی قالب نمونه‌ها، پارگی بال در مجاورت جوش‌های شیاری اتصال بال تیر پیوند به ستون بود.

با توجه به پارگی‌های مشاهده شده در اتصال تیر پیوند به ستون، اکازاکی<sup>۲</sup> [۱۶] به بررسی رفتار اتصالات مختلف به منظور بهبود شکل‌پذیری اتصال تیر پیوند به ستون پرداخت. در گام اول اکازاکی به بررسی آزمایشگاهی ۳ نمونه تیر پیوند با طول‌های مختلف با اتصال مشابه به اتصالات تیر پیوند به ستون قبل از زلزله نورتریج پرداخت و مشاهده کرد که این نمونه‌ها قادر به دستیابی به دوران پلاستیکی بیش‌تر از نصف ظرفیت دورانی هدف نیستند و پارگی در بال تیر پیوند و در مجاورت سوراخ دسترسی جوش در تمامی نمونه‌ها مشاهده شد. اکازاکی دلیل ایجاد پارگی‌های ذکر شده را جذب انرژی ناکافی فلز جوش استفاده شده در تست شارپی، باقی ماندن ورق‌های پشت‌بند<sup>۳</sup> سوراخ دسترسی جوش و شکل کلی این اتصالات عنوان کرد. به منظور رفع عیوب ذکر شده، اکازاکی به بررسی اتصال تیر پیوند به ستون با استفاده از جوش‌های با توانایی جذب انرژی بیش‌تر، سوراخ دسترسی با هندسه اصلاح شده، حذف ورق‌های پشت‌بند پس از جوشکاری و استفاده از جوش تقویتی برای اتصال بال تیر پیوند به ستون پرداخت و مشاهده کرد که استفاده از اتصال تیر پیوند به ستون با استفاده از جزئیات اصلاح شده، موجب بهبود نسبی عملکرد اتصال و افزایش ظرفیت دورانی نمونه‌ها به میزان ۲۰٪ نسبت به اتصالات مربوط به قبل از زلزله نورتریج می‌شود؛ اما این بهبود رفتار جهت رسیدن به عملکردی مطلوب کافی نیست.

### ۱-۳-۱- اتصال تیر پیوند به ستون با مقطع کاهش یافته (RLS)<sup>۴</sup>

هیدرون<sup>۵</sup> [۱۷] به تحقیق در مورد استفاده از مقاطع کاهش یافته در اتصال تیرهای پیوند به ستون با مدل‌سازی عددی پرداخت. در نمونه‌های مورد بررسی در این مطالعه، پارامترهای هندسی برش شعاعی در انتهای تیر پیوند به گونه‌ای انتخاب شده بود که مقدار

لنگر ایجاد شده در انتهای تیر پیوند، کم‌تر از ظرفیت پلاستیک مقطع کاهش یافته باشد؛ شایان ذکر است با توجه به طول کوتاه و گرا دیان لنگر شدید در تیر پیوند، در بعضی موارد نیاز به تغییر محدودیت‌های پارامترهای هندسی برش در مقطع کاهش یافته نسبت به قاب‌های خمشی است. مطابق با نتایج این تحقیق، مزیت استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته به‌عنوان تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا، کاهش تقاضای کرنشی در انتهای تیر پیوند و همچنین کاهش نیروهای منتقل شده به سایر اعضای قاب است. با استفاده از مقطع کاهش یافته در بال‌های تیر پیوند تحت بارگذاری چرخه‌ای، مقدار کرنش در بر ستون تا ۷۵٪ کاهش یافته است. به صورت کلی با تضعیف کردن بال تیر پیوند در محل اتصال به ستون، مقدار کاهش کرنش پلاستیک در بر ستون برای تیرهای پیوند با طول متوسط و بلند بیش‌تر از تیرهای پیوند کوتاه است؛ اما مقدار این کاهش برای تیرهای پیوند برشی نیز قابل توجه است [۱۷].

مطابق با مطالعات برمن و همکاران [۱۸]، استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند می‌تواند موجب کاهش ۶۰ الی ۸۰ درصد تقاضای کرنش پلاستیک در بر ستون و انتقال محل حداکثر این پارامتر به مرکز مقطع کاهش یافته شود. شایان ذکر است که با استفاده از مقاطع کاهش یافته در دو انتهای تیر پیوند، طول مؤثر آن کاهش یافته که می‌تواند منجر به تغییر طول نرمال شده و رفتار تسلیم شوندگی آن شود که این موضوع باید مدنظر قرار گیرد.

مطابق با مطالعات ناصری‌فر و دانش [۱۹]، نمونه‌های تیر پیوند با مقطع کاهش یافته که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند، قادر به رسیدن به دوران ۵٪ بدون بروز پارگی در جوش بال تیر به ستون هستند. کماتش جان در محل مقطع کاهش یافته به کماتش بال و زوال مقاومت در نمونه‌ها منجر می‌شود و در نهایت پارگی جوش بال تیر پیوند به ورق فلنجی حالت نهایی مقطع را تعیین می‌کند.

### ۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است؛ با توجه به تقریبی بودن حل به روش اجزای محدود، لازم است تا شرایط مورد نیاز برای دستیابی به حل با دقت قابل قبول در نرم‌افزار، من جمله اندازه مش‌ها، نوع المان‌های مورد

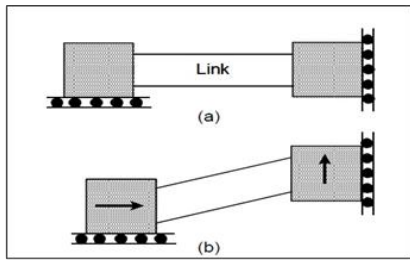
<sup>1</sup> Tsai et al

<sup>2</sup> Taichiro Okazaki

<sup>3</sup> Backing bars

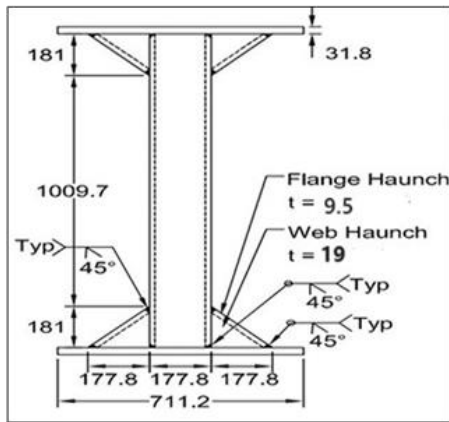
<sup>4</sup> Reduced Link Section

<sup>5</sup> Heidrun Osp Hauksdottir



شکل ۳- شرایط مرزی تیرهای پیوند در آزمایش‌های برمن و بروئو [۲]

ضخامت بال و جان تیر مورد نظر به ترتیب برابر با ۱۵/۹ و ۹/۵ میلی‌متر و ابعاد بیرون تا بیرون بال و بیرون تا بیرون جان به ترتیب برابر با ۱۷۷/۸ و ۲۶۰/۴ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل کلی نمونه و طول آن در شکل (۴) نشان داده شده است. اتصال تیر پیوند به سایر اجزای آزمایش توسط اتصال فلنجی با ۱۴ عدد پیچ پرمقاومت A490 با قطر ۲۵/۴ میلی‌متر به همراه دو ورق اتصال با ضخامت ۳/۱۸ میلی‌متر برقرار شده است؛ مدول الاستیسیته فولاد مورد استفاده برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال، چگالی فولاد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و نسبت پواسون آن برابر ۰/۳ تعریف شده است؛ همچنین تنش تسلیم فولاد بال و جان نمونه تیر پیوند مورد نظر، به ترتیب برابر با ۳۷۱ و ۳۸۵ مگاپاسکال تعیین شده است.



شکل ۴- شکل کلی نمونه تیر پیوند [۲]

### ۱-۱-۲- رفتار پلاستیک مصالح

به منظور تعیین شروع تسلیم‌شدگی المان تحت تنش‌های چندمحوره، غالباً معیار تسلیم فون میزز<sup>۴</sup> برای مصالح ایزوتروپیک استفاده می‌گردد. فون میزز معیار تسلیم خود را بر حسب نامتغیر دوم تانسور تنش انحراف‌آور ارائه کرده است؛ سخت‌شدگی

استفاده، مدل‌های مناسب برای تعریف رفتار مصالح و شرایط مرزی و ... از طریق مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی و مقایسه نتایج، مورد بررسی قرار گیرد تا در مدل‌سازی‌های بعدی نیز نتایج به دست آمده قابل استناد باشد. با توجه به این که تاکنون آزمایشی بر روی تیر پیوند قوطی شکل با مقطع کاهش یافته انجام نگرفته، در این بخش از تحقیق از دو نمونه مختلف آزمایشگاهی، یک نمونه تیر پیوند قوطی شکل با رفتار برشی-خمشی و دارای اتصال فلنجی در دو انتها (مطابق تحقیقات برمن و بروئو [۳]) و یک نمونه اتصال خمشی تیر به ستون دارای تیر با مقطع کاهش یافته (مطابق تحقیقات پاچومیس<sup>۱</sup> و همکاران [۲۰]) به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی استفاده شده است.

### ۱-۲- صحت‌سنجی تیر پیوند قوطی شکل

در این قسمت، از یک نمونه تیر پیوند قوطی شکل با رفتار متوسط (طول نرمال شده برابر با ۲/۱) و بدون سخت‌کننده‌های میانی که توسط برمن و بروئو [۳] مورد آزمایش قرار گرفته و در دو انتها توسط اتصال فلنجی به سایر اجزا متصل شده، به منظور صحت‌سنجی دقت مدل‌سازی استفاده شده است. در دو انتهای تیر پیوند برای شبیه‌سازی بهتر شرایط مرزی در محل اتصال مهاربندی‌ها توسط ورق گاست و همچنین جلوگیری از ایجاد پارگی به دلیل تغییر ناگهانی مقطع در محل اتصال تیر به ورق انتهایی، لچکی‌هایی<sup>۲</sup> تعبیه شده است. جهت جلوگیری از ایجاد نیروهای محوری در تیر پیوند، پیکربندی آزمایش به گونه‌ای تنظیم شده که تیر بارگذاری<sup>۳</sup> قادر به حرکت انتقالی در جهت محور طولی تیر پیوند باشد؛ اما اجازه دوران به آن داده نشده است. شرایط مرزی تیر پیوند به صورت ساده شده در شکل (۳) نشان داده شده است. بارگذاری جابه‌جایی کنترل به صورت جابه‌جایی عمود بر محور تیر مطابق با پروتکل بارگذاری AISC 2002 بر نمونه اعمال گردیده است.

<sup>۴</sup> von Mises yield criterion

<sup>۱</sup> Pachoumis

<sup>۲</sup> Haunches

<sup>۳</sup> Loading beam

جدول ۳- پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی

پارامتر	فولاد جان	فولاد بال
تنش تسلیم (MPa)	۳۸۵	۳۷۱
$C_1$ (MPa)	۱۱۲۰۰	۳۴۰۰
$\gamma_1$	۲۸۰	۱۷۰
$C_2$ (MPa)	۲۵۰۰	۳۰۰۰
$\gamma_2$	۵۰	۸۰
$C_3$ (MPa)	۷۰۰	۱۰۰۰
$\gamma_3$	۳.۲	۵
$b$	۵	۸
$k_{\infty}$ (MPa)	۵۵	۶۰

## ۲-۱-۲- مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس

به منظور افزایش دقت مدل‌سازی و در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری مربوط به پیکربندی آزمایش، اتصال فلنجی در دو انتهای تیر پیوند و همچنین قسمتی از تیرهای بارگذاری و پایه نیز مدل شده‌اند. با توجه به عملکرد اصطکاکی پیچ‌ها در اتصال فلنجی، ضریب اصطکاک ۰/۳ بین اجزای در حال تماس با یک‌دیگر در نظر گرفته شده است. همچنین نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها برابر با ۲۶۰ کیلونیوتن در نرم‌افزار اعمال شد. شکل (۵) نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.

برای مدل‌سازی از المان‌های توپیر با نام اختصاری C3D8I در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. استفاده از روش تحلیل دینامیکی ضمنی<sup>۵</sup> و در نظر گرفتن روند حل و بارگذاری به صورت شبه‌استاتیکی، می‌تواند منجر به همگرایی آسان‌تر در طول حل و دقت بالاتر حل شود؛ به همین دلیل در این قسمت از روش مذکور استفاده شده است. برای واقعی‌تر کردن رفتار مدل ساخته شده، ۱/۲۰۰ عرض ورق‌ها به عنوان اندازه ناکاملی هندسی در نرم‌افزار آباکوس لحاظ شده است. شکل کلی این ناکاملی با استفاده از تحلیل مقدار ویژه<sup>۶</sup> و مطابق با شکل کمانش یافته در مدهای اول و دوم کمانشی در نظر گرفته شده است. در نهایت با توجه به موارد ذکر شده، نمودارهای هیستریزس و انرژی کرنشی تلف شده<sup>۶</sup> تجمعی کل نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده، در شکل (۶)

کرنشی در فولاد، نحوه تغییرات سطح تسلیم پس از ارضاشدن رابطه تسلیم را ارائه می‌کند. سه نوع سخت‌شدگی ایزوتروپیک<sup>۱</sup>، سینماتیک<sup>۲</sup> و ترکیبی، از مقبولیت زیادی در میان محققان برخوردار هستند. در سخت‌شدگی ایزوتروپیک، محل مرکز سطح تسلیم ثابت باقی مانده، اما اندازه آن در تمام جهات به صورت یکسان بزرگ می‌شود. در سخت‌شدگی سینماتیک، اندازه سطح تسلیم ثابت باقی می‌ماند؛ اما محل مرکز سطح تسلیم جابه‌جا می‌شود. با توجه به این که مطالعات مختلف وجود هر دو نوع سخت‌شدگی را در فولاد شناسایی کرده‌اند، سخت‌شدگی ترکیبی با ترکیب دو نوع سخت‌شدگی نام برده شده از دقت مناسب‌تری در مدل‌سازی سخت‌شدگی فولاد برخوردار است. در این تحقیق از سخت‌شدگی ترکیبی چابوچی<sup>۳</sup> [۲۱] به منظور مدل‌سازی رفتار پلاستیک فولاد، مطابق روابط (۱) و (۲) استفاده شده است.

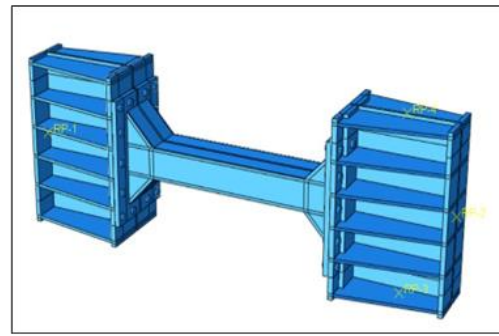
$$\alpha = \sum \alpha^i = \sum [\alpha_0^i e^{-\gamma_i(\epsilon^p)} + \frac{C_i}{\gamma_i} [1 - e^{-\gamma_i(\epsilon^p)}]] \quad (1)$$

$$k = k_0 + k_{\infty} (1 - e^{-b\epsilon_{eq}^p}) \quad (2)$$

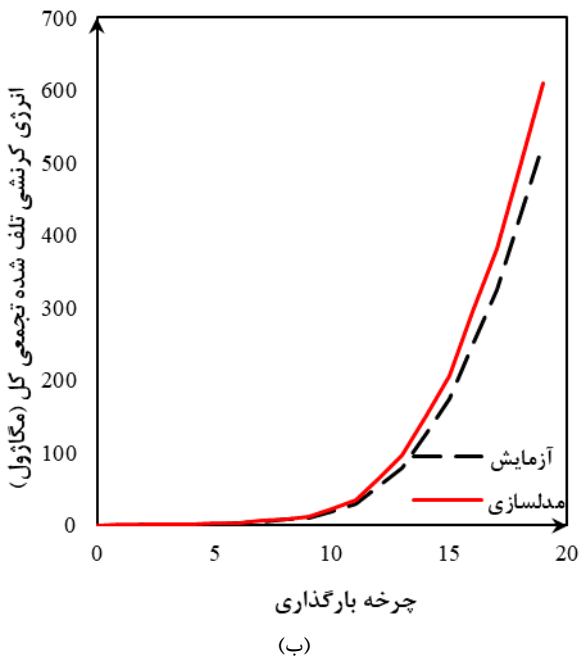
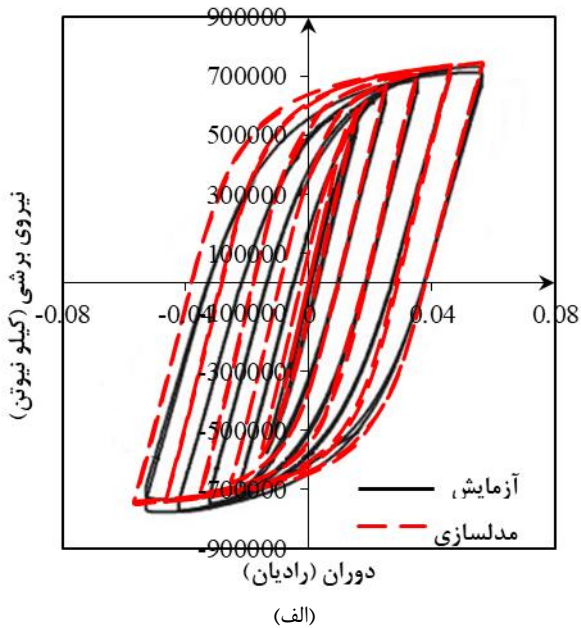
در رابطه (۱) برای سخت‌شدگی کرنشی سینماتیک،  $\alpha$  سابقه تنش<sup>۴</sup> نام دارد و معرف محل مرکز سطح تسلیم در سخت‌شدگی سینماتیک است.  $C_i$  و  $\gamma_i$ ، به ترتیب معرف شیب اولیه سخت‌شدگی و نرخ کاهش شیب در سابقه تنش  $\alpha_m$  و از ثابت‌های مصالح هستند.  $\epsilon^p$  نماد کرنش پلاستیک و  $\alpha_0^i$  سابقه تنش اولیه است. رابطه (۲) معرف سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک است که در آن  $k$  معرف اندازه سطح تسلیم،  $k_0$  اندازه اولیه سطح تسلیم،  $k_{\infty}$  حداکثر تغییر در اندازه سطح تسلیم،  $b$  ثابت مصالح و  $\epsilon_{eq}^p$  مقدار کرنش پلاستیک معادل است. در نهایت مطابق با روش ذکر شده برای کالیبره کردن پارامترهای سخت‌شدگی در مطالعه پسران و فنائی [۲۲] با توجه به نمودارهای تنش-کرنش ارائه شده برای فولادهای مورد نظر، مقادیر پارامترهای سخت‌شدگی کرنشی مطابق با جدول (۳) به دست آمده است.

<sup>5</sup> Dynamic implicit<sup>6</sup> Eigen value analysis<sup>1</sup> Isotropic<sup>2</sup> Kinematic<sup>3</sup> Chaboche<sup>4</sup> Backstress

مقایسه شده‌اند که این شکل نشان‌دهنده دقت مناسب مدل‌سازی انجام شده است.



شکل ۵- مدل‌سازی تیر پیوند در نرم‌افزار آباکوس



شکل ۶- مقایسه (الف) نمودار هیستریزس و (ب) اتلاف انرژی کرنشی تجمعی کل نمونه مدل‌شده در مقاله حاضر با نمونه آزمایشگاهی مربوط به مرجع [۳]

به منظور افزایش دقت مدل‌سازی، ناکاملی‌های هندسی اولیه با اندازه ۱/۲۰۰ عرض بال و متناسب با مدهای کمانشی اول و دوم حاصل از تحلیل کمانشی در نرم‌افزار آباکوس اعمال شده است. برای تحلیل نمونه مورد نظر تحت بارگذاری چرخه‌ای، از روش

## ۲-۲- صحت‌سنجی اتصال خمشی تیر کاهش‌یافته به ستون

به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی برای اتصال RBS، از آزمایش انجام شده توسط پاچومیس و همکاران [۲۰] استفاده شده است. ابعاد کلی مربوط به این اتصال در شکل (۷) و مشخصات تیر و ستون مورد استفاده در آزمایش، در جدول (۴) ارائه شده است. مقادیر پارامترهای هندسی در مقطع کاهش‌یافته، a و b و c نیز به ترتیب برابر با ۷۲، ۱۰۲/۶ و ۲۲/۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد مورد استفاده در تمام قسمت‌های نمونه مورد نظر به ترتیب برابر با ۳۱۰ و ۴۳۰ مگاپاسکال ارائه شده است. با توجه به این که آزمایش چرخه‌ای برای فولاد مورد نظر به منظور به دست آوردن پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی ارائه نگردیده است، برای تعریف رفتار پلاستیک فولاد، از سخت‌شدگی ترکیبی با وارد کردن مقادیر تنش-کرنش واقعی به دست آمده از تست کشش (نیم‌چرخه<sup>۱</sup>) در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است.

به منظور بارگذاری از پروتکل بارگذاری موجود در AISC2002 استفاده شده است که این پروتکل بر مبنای جابه‌جایی تسلیم اتصال ارائه شده است. جهت مدل‌سازی، از المان‌های پوسته‌ای<sup>۲</sup> S8R5 استفاده شده است. المان ذکر شده دارای ۸ گره و ۵ درجه آزادی شامل ۳ درجه آزادی انتقالی و ۲ درجه آزادی دورانی در هر گره است. نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس، در شکل (۸) نشان داده شده است.

<sup>1</sup> Half cycle  
<sup>2</sup> Shell element

و در نتیجه افزایش عمر پارگی تیر پیوند تحت بارگذاری چرخشی مورد بررسی قرار گرفته است.

با استفاده از مقطع کاهش یافته در بال تیر پیوند، مقدار لنگر خمشی مورد نیاز در انتهای تیر، به واسطه کاهش مقاومت خمشی و ایجاد فیوز سازه‌ای در محل مقطع کاهش یافته، محدود می‌شود. نمودار لنگر خمشی در طول یک تیر پیوند با مقطع کاهش یافته در شکل (۱۰) نمایش داده شده است.

مطابق با پیشنهاد هیدرون و همکاران [۱۷]، به منظور طراحی پارامترهای هندسی مقطع کاهش یافته در تیرهای پیوند I شکل، دو محدودیت زیر باید رعایت شوند:

(۱) تقاضای لنگر انتهای تیر پیوند هنگامی که تقاضای لنگر در مقطع کاهش یافته به ظرفیت پلاستیک مقطع کاهش یافته رسید، به ظرفیت پلاستیک مقطع کاهش نیافته تیر، محدود گردد؛ تا مفصل پلاستیک در مقطع کاهش یافته قبل از انتهای تیر تشکیل شود (رابطه (۳)). با توجه به گرادینان شدیدتر لنگر در تیرهای پیوند به دلیل طول کوتاه‌تر این تیرها نسبت به تیرهای موجود در قاب خمشی، دست‌یافتن به  $\xi$  کوچک‌تر از ۱ غالباً ممکن نیست (ξ نسبت لنگر مورد تقاضا در انتهای تیر پیوند، هنگامی که تقاضای لنگر در مقطع کاهش یافته به ظرفیت پلاستیک مقطع کاهش یافته رسید، به لنگر پلاستیک مقطع کاهش نیافته است) و به همین دلیل هیدرون استفاده از پارامترهای  $a$  و  $b$  کوچک‌تر و  $c$  بزرگ‌تر از مقادیر پیشنهاد شده برای اتصالات RBS در قاب‌های خمشی را مجاز دانست.

آن‌ها حداقل مقدار  $a$  را برابر با  $3/5$  اینچ و حداکثر مقدار  $c$  را در صورت نیاز برابر  $0.275b_f$  پیشنهاد کردند. به منظور بزرگ‌تر نشدن قطاع کاهش یافته از نیم‌دایره، حداکثر اندازه پارامتر  $b$  نباید بیش‌تر از  $2c$  شود. در این بخش برای مطالعه پارامتری، هر یک از سه پارامتر  $a$ ،  $b$  و  $c$  در چهار سطح مطابق با جدول (۵) مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

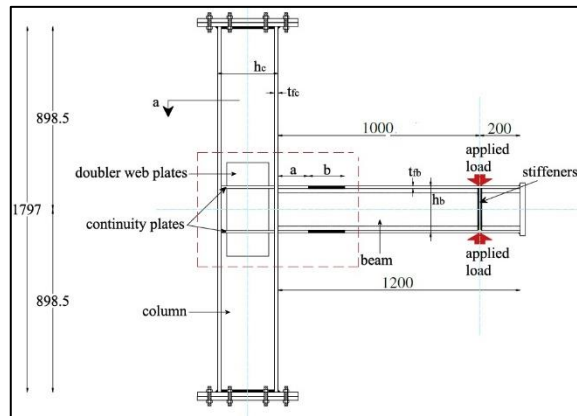
$$M_L = \frac{eM_{PRLS}}{e_{RLS}} \leq M_P \quad (3)$$

در این رابطه  $M_L$  لنگر مورد تقاضا در انتهای تیر پیوند و  $M_P$  ظرفیت پلاستیک مقطع کاهش نیافته است.

(۲) رفتار تیر پیوند با مقطع کاهش یافته از لحاظ نوع مکانیزم تسلیم مشابه با تیر پیوند بدون مقطع کاهش یافته باشد به این معنی که طول نرمال شده (رابطه (۴)) در محل مقاطع کاهش یافته تیرهای پیوند کوتاه کوچک‌تر از  $1/6$ ، برای تیرهای پیوند متوسط بین  $1/6$  تا  $2/6$  و برای تیرهای پیوند بلند بیش‌تر از  $2/6$  در نظر گرفته شود.

$$\rho_{RLS} = \frac{V_P e_{RLS}}{M_{PRLS}} \quad (4)$$

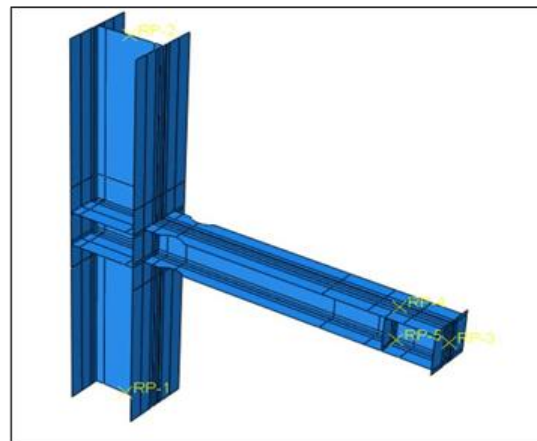
دینامیکی ضمنی به صورت شبه‌استاتیکی استفاده شده است. در نهایت منحنی‌های هیستریزس لنگر دوران و انرژی کرنشی تلف‌شده تجمعی کل به دست آمده از آزمایش و مدل‌سازی در شکل (۹) مقایسه شده‌اند.



شکل ۷- ابعاد کلی اجزای اتصال [۱۹]

جدول ۴- مشخصات تیر و ستون در نمونه مورد نظر

ضخامت بال (mm)	ضخامت جان (mm)	عرض مقطع (mm)	عمق مقطع (mm)	نوع مقطع
۹.۵	۶	۱۸۰	۱۷۱	HE 180A تیر
۱۹	۱۱	۳۰۰	۳۰۰	HE 300B ستون



شکل ۸- نمونه مدل‌سازی شده در آباکوس

### ۳- بررسی پارامتری استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل

در این بخش از تحقیق، استفاده از مقاطع کاهش یافته (RLS) به منظور کاهش مقدار تقاضای تغییرشکلی (کرنش پلاستیک) در مجاورت جوش‌های نفوذی انتهایی اتصال تیر پیوند قوطی شکل

جدول ۵- مقادیر پارامترهای a, b و c مورد بررسی

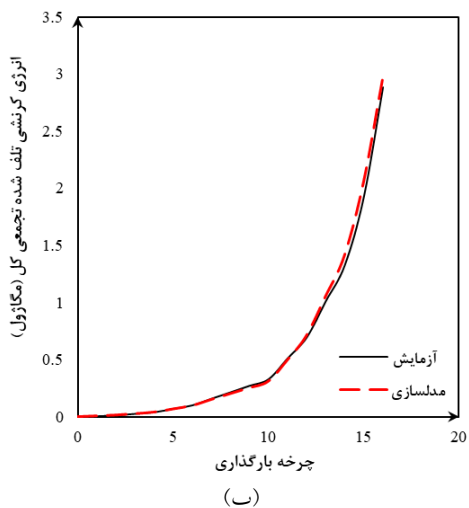
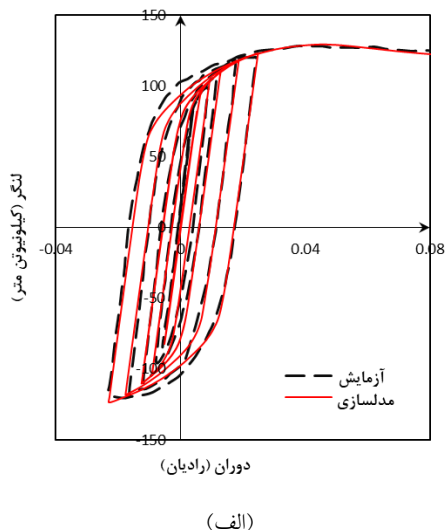
پارامترهای	سطح ۱	سطح ۲	سطح ۳	سطح ۴
هندسی مقطع				
کاهش یافته				
a	$0.375b_f$	$0.5b_f$	$0.625b_f$	$0.75b_f$
b	$0.55d$	$0.65d$	$0.75d$	$0.85d$
c	$0.1b_f$	$0.175b_f$	$0.25b_f$	$0.275b_f$

### ۳-۱- مشخصات نمونه‌های مورد نظر برای مدل‌سازی به صورت پارامتری

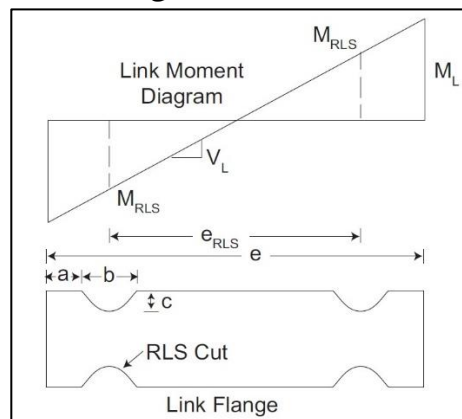
به منظور بررسی نحوه تغییر رفتار تیر پیوند قوطی شکل با تغییرات پارامترهای هندسی مقطع کاهش یافته، یک نمونه تیر پیوند قوطی شکل با ضخامت بال و جان به ترتیب برابر ۱۸ و ۱۰ میلی متر و ارتفاع و عرض کلی ۱۸۱ و ۲۳۵ میلی متر انتخاب شده است. مشخصات فولاد در نظر گرفته شده برای بال و جان این نمونه مشابه با نمونه تیر پیوند قوطی شکل صحت سنجی شده در قسمت قبلی مطابق با جدول (۳) در نظر گرفته شده است. نسبت فشردگی بال و جان در نمونه مورد نظر به ترتیب برابر با ۱۲ و ۱۴/۵ است و به این ترتیب از بروز کماتش های موضعی بال و جان قبل از رسیدن به دوران هدف (بدون استفاده از سخت کننده های میانی) جلوگیری می گردد (مطابق با جدول (۱)). به منظور بررسی تأثیر استفاده از مقطع کاهش یافته بر روی هر سه نوع مکانیزم تسلیمی تیر پیوند، طول نمونه ها برای تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند به ترتیب برابر ۶۶۰/۲، ۱۰۴۰ و ۱۴۶۰ میلی متر در نظر گرفته شده است؛ بنابراین طول نرمال شده تیرهای پیوند مورد نظر به ترتیب برابر با ۱/۴۹، ۲/۳۵ و ۳/۳۰ به دست می آید. در نام گذاری نمونه های مورد نظر، حروف (S)، (I) و (F) به ترتیب به معنای برشی، متوسط و خمشی هستند.

در این بخش برای مدل سازی از المان های پوسته ای S8R5 استفاده شده است. یک نمونه تیر پیوند قوطی شکل با مقطع کاهش یافته مدل سازی شده در نرم افزار، در شکل (۱۱) نشان داده شده است. شرایط مرزی نمونه ها مشابه با شرایط مرزی نمونه تیر پیوند قوطی شکل صحت سنجی شده در قسمت قبلی در نظر گرفته شده است. به منظور بارگذاری، از پروتکل بارگذاری اصلاح شده تیر پیوند، توسط ریچاردز و یانگ<sup>۱</sup> [۲۳] استفاده شده است که در جدول (۶) آمده است. برای در نظر گرفتن نقص های هندسی اولیه در نمونه ها، تحلیل مقدار ویژه برای تعیین شکل مدهای کماتشی استفاده شده و حداکثر اندازه این نقص های هندسی برابر با ۱/۲۰۰

در این رابطه  $V_p$  ظرفیت برش پلاستیک مقطع تیر است.



شکل ۹- مقایسه (الف) نمودار هیستریزس و (ب) اتلاف انرژی کرنشی تجمعی کل نمونه مدل شده در مقاله حاضر با نمونه آزمایشگاهی مربوط به مرجع [۱۹]

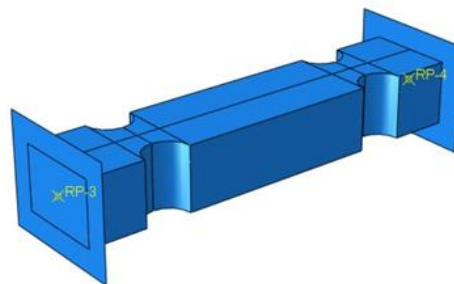


شکل ۱۰- نمودار لنگر در تیر پیوند با مقطع کاهش یافته [۱۶]

<sup>1</sup> Richards and Uang



عرض ورق‌های متناظر در مدل‌سازی وارد شد. به‌منظور مدل‌سازی نمونه‌ها از روش تحلیل دینامیکی ضمنی به‌صورت شبه‌استاتیکی استفاده شده است.



شکل ۱۱- نمونه مدل‌سازی شده تیر پیوند قوطی شکل با مقطع کاهش یافته

به‌منظور بررسی تأثیر اندازه مش بر روی پاسخ نمونه‌ها، از یک نمونه تیر پیوند متوسط با ۳ اندازه مش ۰/۵، ۱ و ۲ اینچ استفاده شد و مشاهده شد که با تغییر اندازه مش از ۰/۵ به ۲ اینچ، منحنی‌های هیستریزس بر هم منطبق هستند؛ اما پارامتر کرنش پلاستیک معادل (PEEQMax) حساسیت بیش‌تری به اندازه مش‌ها نشان می‌دهد و با در نظر گرفتن بُعد مش برابر با ۱ اینچ، نتایج همگرا می‌شوند. جهت امکان مقایسه دقیق‌تر نتایج برای مدل‌سازی پارامتری، اندازه مش در تمام نمونه‌ها به‌منظور دقت مناسب مدل‌سازی و همچنین اقتصادی‌بودن هزینه محاسباتی، برابر با ۱ اینچ در نظر گرفته شده است.

### ۳-۲- نتایج مدل‌سازی

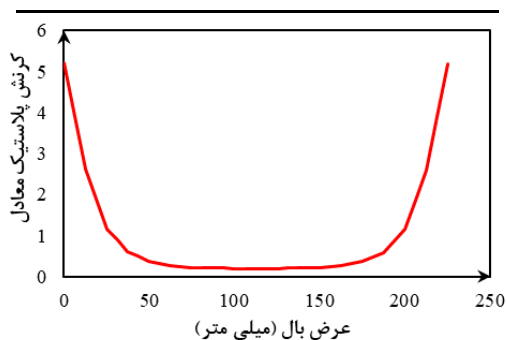
#### ۳-۲-۱- بررسی کرنش پلاستیک معادل در بال تیر پیوند

در این قسمت از پارامتر کرنش پلاستیک معادل (PEEQMAX) در نرم‌افزار آباکوس) که بیانگر مقدار کرنش پلاستیک تجمعی از ابتدای بارگذاری چرخه‌ای است استفاده شده است. در شکل (۱۲) نحوه توزیع کرنش پلاستیک معادل در عرض بال در انتهای تیر پیوند قوطی شکل با رفتار خمشی نمایش داده شده است؛ مطابق با این شکل، مقدار حداکثر کرنش پلاستیک معادل در گوشه‌های خارجی مقطع قوطی ایجاد می‌شود و مقدار این پارامتر با حرکت به سمت وسط بال کاهش می‌یابد (روند تغییر کرنش پلاستیک معادل در عرض بال برای نمونه‌های متوسط و برشی مشابه با نمونه خمشی است). کانتور کرنش پلاستیک معادل برای سه نمونه S49، I42 و F45 در شکل (۱۳) ارائه شده که تمرکز کرنش پلاستیک در گوشه‌های مقطع و همچنین در مقطع کاهش یافته را نشان می‌دهد. نحوه تغییر کرنش پلاستیک معادل (در دوران

پلاستیک هدف ۰/۰۲ رادیان) در گوشه‌های بال در تیر پیوند بلند با تغییرات پارامترهای هندسی مقطع کاهش یافته در شکل (۱۴) نمایش داده شده است. مطابق با شکل (۱۴) تغییرات کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند با تغییر پارامتر b قابل اغماض است؛ با افزایش پارامتر c و کاهش پارامتر a مقدار کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند کاهش می‌یابد؛ اما تأثیر پارامتر c بر تغییر کرنش پلاستیک معادل به مراتب از پارامتر a بیش‌تر است.

جدول ۶- پروتکل بارگذاری اصلاح شده توسط ریچاردز و یانگ

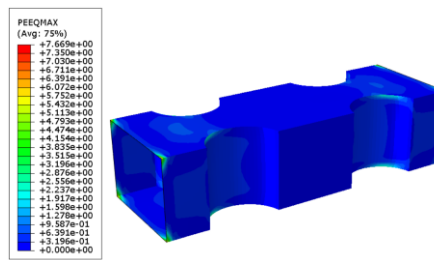
تعداد تکرار	دوران تیر پیوند (رادیان)
۶	۰/۰۰۳۷۵
۶	۰/۰۰۵
۶	۰/۰۰۷۵
۶	۰/۰۱
۴	۰/۰۱۵
۴	۰/۰۲
۲	۰/۰۳
۱	۰/۰۴
۱	۰/۰۵
۱	۰/۰۷
۱	۰/۰۹
۱	۰/۱۱



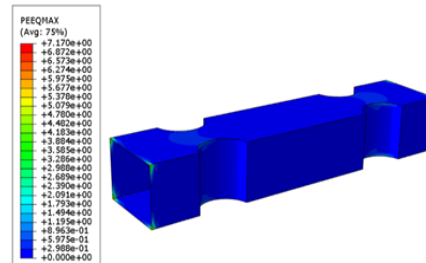
شکل ۱۲- توزیع کرنش پلاستیک معادل در عرض انتهای بال تیر پیوند قوطی شکل بلند

نرخ کاهش کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند با کاهش پارامتر a، برای مقادیر بزرگ‌تر پارامتر c، افزایش می‌یابد؛ همچنین نرخ کاهش کرنش پلاستیک معادل با افزایش پارامتر c برای مقادیر کوچک‌تر a شدیدتر است. روند کلی تغییرات کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال برای نمونه‌های متوسط و برشی نیز مشابه با نمونه‌های خمشی است.

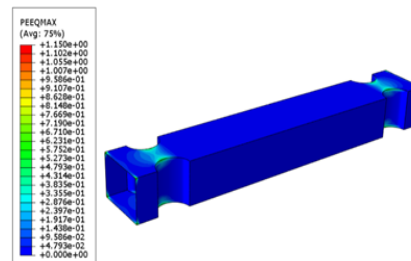
مقادیر حداکثر کرنش پلاستیک معادل در انتهای بال تیر پیوند قوطی شکل بدون مقطع کاهش یافته در دوران هدف (۰/۰۸) رادیان برای تیر پیوند برشی، ۰/۰۳۵ رادیان برای تیر پیوند متوسط و ۰/۰۲ رادیان برای تیر پیوند بلند) به همراه حداکثر کاهش این جدول (۷) ارائه شده است. مطابق با این جدول، استفاده از مقطع کاهش یافته در تیرهای پیوند قوطی شکل بلند (به دلیل گرادیان لنگر کوچک تر) مؤثرتر از نمونه های متوسط و برشی است و استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند کوتاه، کمترین تأثیر را بر مقدار حداکثر کرنش پلاستیک معادل در انتهای بال دارد؛ با کاهش مقادیر پارامترهای a و b و افزایش پارامتر c نسبت به محدودیت ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (جدول ۲۲)) می توان به مقادیر کاهش بیش تری برای مقدار کرنش پلاستیک معادل در تیرهای پیوند رسید.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۳- کانتور کرنش پلاستیک معادل برای یک نمونه الف) تیر

پیوند برشی ب) متوسط ج) خمشی

جدول ۷- تأثیر مقطع کاهش یافته بر کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال تیر پیوند قوطی شکل

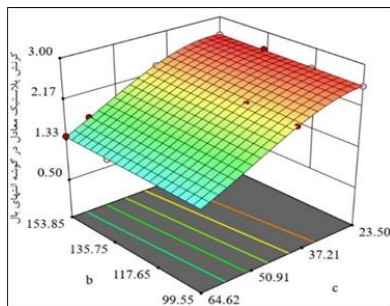
نوع تیر پیوند	حداکثر کرنش پلاستیک معادل در نمونه بدون مقطع کاهش یافته و در دوران هدف	حداکثر درصد کاهش کرنش پلاستیک معادل بدون تجاوز از محدودیت های هندسی مبحث دهم	حداکثر درصد کاهش کرنش پلاستیک معادل با تجاوز از محدودیت های هندسی مبحث دهم
	تیر پیوند بلند	۲/۷۹	۵۵٪
تیر پیوند متوسط	۵/۴۵	۳۷٪	۴۲٪
تیر پیوند کوتاه	۸/۴	۲۰٪	۳۸٪

است؛ مطابق با تحقیقات هیدرون، حداکثر مقدار کرنش پلاستیک در انتهای تیرهای پیوند I شکل با در نظر گرفتن پارامتر  $\xi$  به مقدار ۰/۸۶، برای انواع نمونه های برشی، متوسط و خمشی، به ترتیب تا ۷۵٪، ۹۸٪ و ۹۸٪ کاهش یافته است. برخلاف تیرهای پیوند I شکل که در آنها تمرکز کرنش پلاستیک در وسط بال رخ می دهد، در تیرهای پیوند قوطی شکل تمرکز کرنش در گوشه های بال اتفاق می افتد؛ همچنین هیدرون [۱۷] کاهشی در مقدار کرنش پلاستیک در نمونه های با  $\xi$  بزرگ تر از ۱ متصور نشده بود؛ در حالی که در

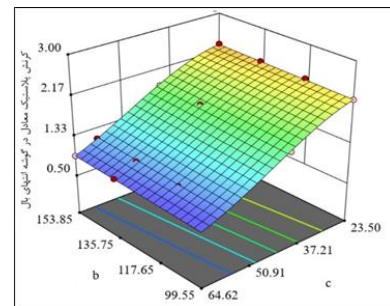
مطابق با تحقیقات هیدرون [۱۷]، پارامتر  $\xi$  که تابع هر سه پارامتر a و b و c است، مهم ترین تأثیر را بر مقدار کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند دارد. نحوه تغییرات حداکثر کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند بلند با پارامتر  $\xi$  در شکل (۱۵) نشان داده شده است. مطابق با این شکل با کاهش پارامتر  $\xi$  مقدار کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند بلند، کاهش یافته است؛ مطالعات هیدرون بر روی تیرهای پیوند I شکل نیز کاهش کرنش پلاستیک در انتهای تیر پیوند با کاهش پارامتر  $\xi$  را نشان داده

تحقیق حاضر با وجود این که مقدار  $\xi$  برای اکثر نمونه‌های متوسط و برشی بزرگ‌تر از ۱ به دست آمده (یعنی تسلیم در انتهای تیر پیوند زودتر از مقطع کاهش یافته آغاز شده)، اما به دلیل سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه فولاد مورد استفاده، با ادامه روند بارگذاری و افزایش لنگر در محل مقطع کاهش یافته، تسلیم در مقطع کاهش یافته نیز رخ می‌دهد، سپس موجب محدود شدن کرنش پلاستیک حداکثر در انتهای تیر پیوند می‌شود. به این ترتیب در صورت قابل توجه بودن سخت‌شدگی فولاد مورد استفاده حتی با وجود مقادیر  $\xi$  بزرگ‌تر از ۱ نیز می‌توان کرنش پلاستیک در انتهای تیر پیوند را کم‌تر کرد؛ اما ممکن است مقدار این کاهش جهت جلوگیری از ایجاد پارگی در انتهای تیر پیوند کافی نباشد و به همین دلیل تا حد امکان استفاده از مقادیر  $\xi$  کوچک‌تر از ۱ ارجح است. روند کلی تغییرات برای نمونه‌های برشی و متوسط

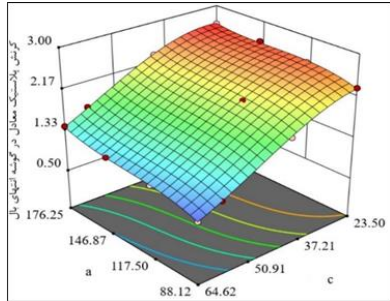
نیز مشابه با نمونه‌های تیر پیوند خمشی است؛ اما پراکندگی داده‌های آن‌ها بیش‌تر است. به صورت کلی، استفاده از مقطع کاهش یافته منجر به کاهش کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر و افزایش این پارامتر در محل مقطع کاهش یافته می‌شود. مقدار کرنش پلاستیک معادل در گوشه‌های بال در مرکز مقطع کاهش یافته بیش‌تر از وسط بال است. روند تغییرات حداکثر کرنش پلاستیک معادل در مرکز مقطع کاهش یافته و کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند با تغییر پارامترهای هندسی  $a$  و  $b$  و  $c$  معکوس یک‌دیگر هستند اما تأثیر پارامتر  $b$  بر تغییر مقدار کرنش پلاستیک معادل در مقطع کاهش یافته بیش‌تر از تأثیر آن در کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند است. در شکل (۱۴) توزیع کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال تیر پیوند بلند نمایش داده شده است.



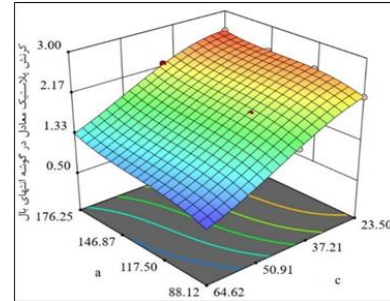
ب)  $a = 176.25 \text{ mm}$



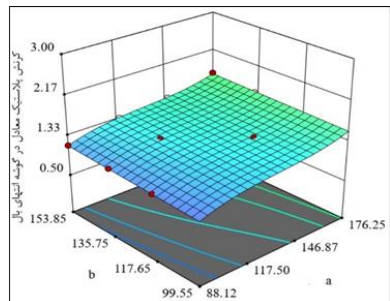
الف)  $a = 88.12 \text{ mm}$



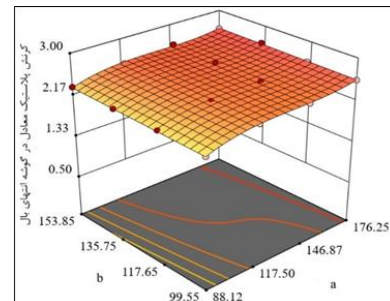
ت)  $b = 153.85 \text{ mm}$



پ)  $b = 99.55 \text{ mm}$



ج)  $c = 58.75 \text{ mm}$



س)  $c = 23.5 \text{ mm}$

شکل ۱۴- نحوه تغییرات کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال تیر پیوند بلند

### ۳-۲-۲- اتلاف انرژی در تیر پیوند قوطی شکل با مقطع

#### کاهش یافته

اتلاف انرژی نسبت به نمونه‌های بدون مقاطع کاهش یافته در انواع مختلف تیر پیوند برشی، متوسط و خمشی تا دوران پلاستیک هدف به ترتیب ۰/۰۸، ۰/۰۳۵ و ۰/۰۲ رادیان در جداول (پ-۱) تا (پ-۳) ارائه شده است. مطابق با نتایج ارائه شده، با توجه به ضعیف تر شدن بال تیر در محل مقطع کاهش یافته و تسلیم مصالح بال در این ناحیه، قسمت بزرگتری از بال در اتلاف انرژی زلزله شرکت می‌کند و به این ترتیب اتلاف انرژی تا دوران هدف در غالب نمونه‌ها، از نمونه‌های بدون مقطع کاهش یافته بیشتر است. مقدار اتلاف انرژی در نمونه‌های تیر پیوند برشی دارای مقطع کاهش یافته تا ۳۵٪، اتلاف انرژی نمونه‌های تیر پیوند متوسط دارای مقطع کاهش یافته تا ۱۵۸٪ و اتلاف انرژی نمونه‌های تیر پیوند بلند با مقطع کاهش یافته، تا ۲۵۰٪ بیش تر از نمونه بدون مقطع کاهش یافته متناظر است. با کاهش پارامترهای  $a$  و  $b$  و افزایش پارامتر  $c$ ، اتلاف انرژی تیر پیوند افزایش می‌یابد. افزایش پارامتر  $c$  بیشترین تأثیر را بر افزایش اتلاف انرژی تیر پیوند دارد و تأثیر پارامتر  $a$  در تغییر اتلاف انرژی تیر پیوند بیش تر از پارامتر  $b$  است.

### ۳-۲-۳- مقادیر اضافه مقاومت برای تیرهای پیوند قوطی شکل

#### با مقطع کاهش یافته

مطابق با مقادیر اضافه مقاومت ارائه شده در جدول‌های (پ-۱) تا (پ-۳)، با استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل می‌توان نیروی منتقل شده به اعضای نیرو کنترل قاب را برای تیرهای پیوند برشی، متوسط و خمشی به ترتیب تا حداکثر ۱۴٪، ۲۳٪ و ۳۸٪ کاهش داد. با کاهش نیروی منتقل شده به اعضای نیرو کنترل قاب، می‌توان این اعضا را برای نیروهای کوچکتری طراحی کرد. با افزایش پارامتر  $a$  اضافه مقاومت تیر پیوند افزایش و با افزایش پارامتر  $c$ ، مقدار آن کاهش پیدا می‌کند. تأثیر پارامتر  $b$  بر اضافه مقاومت تیر پیوند ناچیز است. نمودار هیستریزس (و کاهش حداکثر نیروی برشی) برای یک نمونه تیر پیوند بلند بدون مقطع کاهش یافته و یک نمونه دارای مقطع کاهش یافته (نمونه (F28)) در شکل (۱۶) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به این که معیاری برای پارگی فولاد در تحقیق حاضر در نظر گرفته نشده است، کماتش‌های موضعی حالت نهایی مقاطع را تعیین می‌کند.

### ۳-۲-۴- سختی ارتجاعی در تیر پیوند قوطی شکل با مقطع

#### کاهش یافته

مشابه با اتصالات RBS در قاب خمشی، استفاده از مقطع کاهش یافته در تیرهای پیوند قوطی شکل در قاب مهاربندی و اگر نیز موجب کاهش سختی ارتجاعی و در نتیجه افزایش تغییر شکل جانبی قاب می‌گردد. سختی مؤثر تیرهای پیوند در آیین‌نامه FEMA-356 [۲۴]، از ترکیب سختی برشی و خمشی مطابق رابطه (۵) به دست می‌آید.

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (5)$$

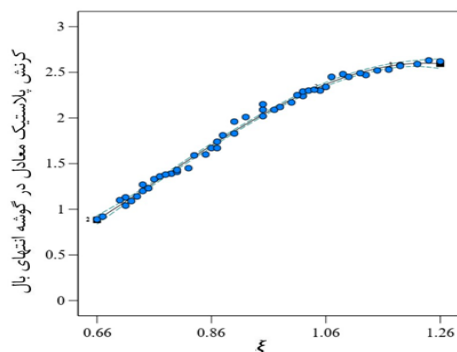
سختی خمشی ( $K_b$ ) و سختی برشی ( $K_s$ ) تیر پیوند نیز از روابط (۶) و (۷) تعیین می‌شوند.

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (6)$$

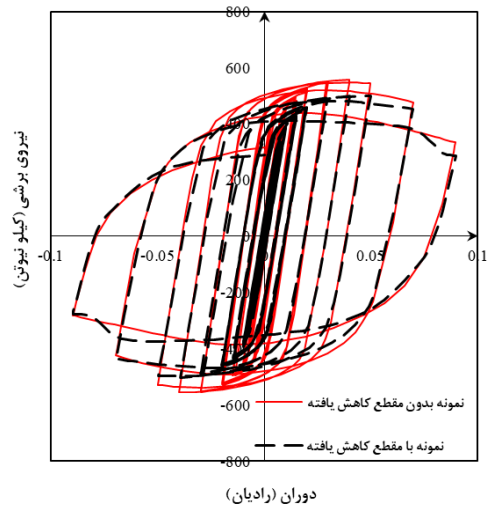
$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad (7)$$

در روابط فوق،  $I_b$  ممان اینرسی مقطع تیر پیوند،  $e$  طول تیر پیوند،  $E$  مدول ارتجاعی فولاد،  $G$  مدول برشی مقطع و  $A_w$  سطح خالص جان‌های مقطع قوطی است. با استفاده از مقطع کاهش یافته ممان اینرسی مقطع کاهش می‌یابد و در نتیجه سختی نیز کم می‌شود. هر چه مقدار لنگر مورد نیاز در مقطع کاهش یافته افزایش یابد (کاهش پارامترهای  $a$  و  $b$ )، تأثیر مقطع کاهش یافته بر سختی تیر بیش تر شده و سختی ارتجاعی مقطع نیز کاهش می‌یابد.

سختی ارتجاعی نمونه‌های با مقطع کاهش یافته، برای تیرهای پیوند برشی تا ۱۷٪، برای تیرهای پیوند متوسط تا ۱۹٪ و برای تیرهای پیوند خمشی تا ۲۳٪ کاهش یافته است. پارامتر  $c$  بیشترین تأثیر را بر سختی ارتجاعی تیر پیوند دارد و با افزایش آن، سختی ارتجاعی نمونه‌ها کاهش می‌یابد.



شکل ۱۵- نحوه تغییرات کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال تیر پیوند بلند با پارامتر  $\xi$



شکل ۱۶- مقایسه نمودار هیستریزیس یک نمونه تیر پیوند بدون مقطع کاهش یافته با نمونه دارای مقطع کاهش یافته

#### ۴- نتیجه گیری

هدف از این تحقیق بررسی اثربخشی استفاده از مقطع کاهش یافته در تیرهای پیوند قوطی شکل، به منظور کاهش کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند و جلوگیری از ایجاد پارگی در این ناحیه است. استفاده از مقاطع کاهش یافته در هر سه نوع تیر پیوند برشی، متوسط و خمشی در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مدل سازی اجزای محدود نشان می دهد که:

۱) با استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل، مقدار حداکثر کرنش پلاستیک معادل در انتهای بال تیر پیوند را می توان تا ۳۸٪ برای نمونه های برشی، تا ۴۱٪ برای نمونه های متوسط و تا ۶۸٪ برای نمونه های خمشی کاهش داد؛ بنابراین تأثیر استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل در کاهش مقدار کرنش پلاستیک معادل در انتهای بال برای نمونه های خمشی (به دلیل گرادیان ملایم تر لنگر خمشی) به مراتب بیش تر از نمونه های برشی و متوسط است.

۲) مطابق با مطالعات **هیدرون [۱۷]** بر روی تیرهای پیوند I شکل، نتایج مدل سازی انجام شده در این تحقیق نیز نشان می دهد غالباً با کاهش نسبت تقاضای لنگر در انتهای تیر پیوند به لنگر پلاستیک مقطع کاهش نیافته (ξ) (هنگامی که مقدار تقاضای لنگر در مقطع کاهش یافته به لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته می رسد)، مقدار کرنش پلاستیک در انتهای بال تیرهای پیوند کاهش می یابد. کاهش مقادیر پارامترهای a و b و افزایش پارامتر C می تواند منجر به کاهش مقدار ξ و در نتیجه کاهش مقدار تقاضای کرنش پلاستیک در انتهای بال تیر پیوند شود. برخلاف تیرهای پیوند I شکل که در آنها تمرکز کرنش پلاستیک در وسط بال رخ می دهد، در تیرهای پیوند قوطی شکل تمرکز کرنش در گوشه های بال اتفاق می افتد؛ همچنین **هیدرون [۱۷]**

کاهش در مقدار کرنش پلاستیک در نمونه های با ξ بزرگتر از ۱ متصور نشده بود در حالی که در تحقیق حاضر با وجود این که مقدار ξ برای اکثر نمونه های متوسط و برشی بزرگتر از ۱ به دست آمده، اما به دلیل سخت شدگی قابل توجه فولاد مورد بررسی، کرنش پلاستیک معادل در انتهای تیر پیوند کاهش یافته است.

۳) کاهش مقدار نیروهای منتقل شده از تیر پیوند به سایر اجزای قاب مهاربندی و اگر از دیگر مزایای استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل است که می تواند منجر به کاهش لنگر (و یا نیروی برشی متناظر) منتقل شده به اجزای نیرو کنترل قاب تا حداکثر ۱۴٪، ۲۳٪ و ۳۸٪ به ترتیب برای تیرهای پیوند برشی، متوسط و خمشی گردد.

۴) با استفاده از مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قوطی شکل، اتلاف انرژی نمونه ها تا دوران هدف، به دلیل افزایش مشارکت بال در اتلاف انرژی (تسلیم بال در محل مقطع کاهش یافته) تا ۳۵٪ برای تیرهای پیوند برشی، تا ۱۵۸٪ برای تیرهای پیوند متوسط و تا ۲۵۰٪ برای تیرهای پیوند خمشی افزایش می یابد.

۵) مشابه با قاب های خمشی دارای اتصال RBS، استفاده از مقطع کاهش یافته منجر به کاهش سختی ارتجاعی به ترتیب تا ۳۳٪ برای تیر پیوند بلند، تا ۱۹٪ برای تیر پیوند متوسط و تا ۱۷٪ برای تیر پیوند کوتاه شده که می تواند افزایش تغییر شکل نسبی جانبی قاب مهاربندی و اگر را به دنبال داشته باشد که باید در طراحی مدنظر قرار گیرد.

#### ۵- پیشنهاد برای مطالعات آتی

۱. در نظر گرفتن معیار پارگی برای فولاد در مدل سازی اجزای محدود و بررسی نحوه ایجاد پارگی در مقطع
۲. بررسی رفتار تیر پیوند قوطی شکل با مقطع کاهش یافته در قاب مهاربندی و اگر تحت بارگذاری چرخه ای
۳. بررسی آزمایشگاهی رفتار قاب مهاربندی و اگر با تیر پیوند قوطی شکل با اتصال با مقطع کاهش یافته

- [15] Tsai, K.C., Chen, C.H., Engelhardt, M.D., and Nakashima, M. (2000), "Cyclic Behavior of Link-to-Box Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", Paper presented at the ICSSD 2000: 1st Structural Conference on Structural Stability and Dynamics.
- [16] Okazaki, T. (2004), "Seismic Performance of Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", The University of Texas at Austin.
- [17] Hauksdottir, H.O. (2008), "Application of the Reduced Beam Section Concept for Improving the Ductility of Certain Eccentrically Braced Frames", University of Washington.
- [18] Berman, J.W., Okazaki, T., and Heidrun H.O. (2010), "Reduced Link Sections for Improving the Ductility of Eccentrically Braced Frame Link-to-Column Connections", Journal of structural engineering 136, No. 5: 543-553.
- [19] Naserifar, Ali, and Fakhreddin Danesh (2016). "Experimental Study on Application of Reduced Section in Long Link-to-Column Connections". Advances in Structural Engineering 19, No. 5: 795-805.
- [20] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N., and Eftimiou, I.Z. (2010), "Cyclic Performance of Steel Moment-Resisting Connections with Reduced Beam Sections Experimental Analysis and Finite Element Model Simulation", Engineering Structures 32, No. 9: 2683-2692.
- [21] Chaboche, J.L. (1986), "Time-Independent Constitutive Theories for Cyclic Plasticity", International Journal of plasticity 2, No. 2: 149-188.
- [22] Behbahani, Danial Pesaran, and Nader Fanaie (2022). "Elimination of Intermediate Stiffeners in Box Link Beam Using Low Yield Point Steel". Journal of Constructional Steel Research 188: 107014.
- [23] Richards, P.W., and Uang, Ch.M. (2006), "Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering 132, No. 8: 1183-1191.
- [24] Federal Emergency Management Agency, FEMA-356 (2000), Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington DC.
- [1] Popov, E.P., Kazuhiko, K., and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra 3, No. 1: 43-55.
- [2] Berman, J.W., and Bruneau, M. (2005), "Approaches for the Seismic Retrofit of Braced Steel Bridge Piers and Proof-of-Concept Testing of an Eccentrically Braced Frame with Tubular Link", Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- [3] Berman, J.W., and Bruneau, M. (2006), "Further Development of Tubular Eccentrically Braced Frame Links for the Seismic Retrofit of Braced Steel Truss Bridge Piers".
- [4] Kasai, K., and Popov, E.p. (1986), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering 112, No. 3: 505-523.
- [5] Cheol-Ho, L., and Chung, S.W. (2007), "A Simplified Analytical Story Drift Evaluation of Steel Moment Frames with Radius-Cut Reduced Beam Section", Journal of Constructional Steel Research 63, No. 4: 564-570.
- [6] Ricles, J.M., Changshi Mao, L., and Fisher, J.W. (2002), "Inelastic Cyclic Testing of Welded Unreinforced Moment Connections", Journal of Structural Engineering 128, No. 4: 429-440.
- [7] Chen, Ch., Lin, Ch., and Lin, Ch.H. (2006), "Ductile Moment Connections Used in Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames", Journal of Constructional Steel Research 62, No. 8: 793-801.
- [8] Engelhardt, M.D., and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations", Engineering structures 20, No. 4-6: 510-520.
- [9] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N., and Christitsas, A.D. (2009), "Reduced Beam Section Moment Connections Subjected to Cyclic Loading: Experimental Analysis and Fem Simulation.", Engineering Structures 31, No. 1: 216-223.
- [10] Chambers, J.J., Shaheed A., and Stenger, F. (2003), "Effect of Reduced Beam Section Frame Elements on Stiffness of Moment Frames", Journal of Structural Engineering 129, No. 3: 383-393.
- [۱۱] داورپناه، م.، معمارزاده، پ.، و فتحی، ف. (۱۳۹۳)، "بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات خمشی جوشکاری شده با مقطع کاهش یافته از پروفیل‌های فولادی ایرانی"، اولین کنفرانس ملی با تمرکز بر توسعه مهندسی عمران، معماری، برق و مکانیک در ایران.
- [12] FEMA-350, (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [13] Malley, J.O., and Popov, E.P. (1983), "Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames".
- [14] Arce, G. (2002), "Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames", Master's Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, TX.



جدول پ-۱- نتایج به دست آمده برای تیر پیوند برشی

نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک	کرنش پلاستیک معادل	اتلاف	اضافه	اضافه مقاومت	سختی
						معادل در گوشه انتهای بال	در گوشه بال در مرکز مقطع کاهش یافته	انرژی نسبی	مقاومت برشی	خمشی در انتهای تیر	ارتجاعی نسبی
S1	۸۸.۱۲	۹۹.۵	۲۳.۵	۱.۰۵	۱.۴۲	۷.۴۸	۰.۱۳	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۵
S2	۱۱۷.۵	۹۹.۵	۲۳.۵	۰.۸۹	۱.۶۷	۷.۸۷	۰.۰۸	۱	۱.۵۶	۱.۱۶	۰.۹۶
S3	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵	۲۳.۵	۰.۷۳	۲.۰۴	۸.۰۷	۰.۰۵	۱	۱.۵۶	۱.۱۵	۰.۹۷
S4	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵	۲۳.۵	۰.۵۶	۲.۶۲	۸.۱۱	۰.۰۱	۱	۱.۵۵	۱.۱۷	۰.۹۷
S5	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۱	۱.۴۹	۷.۵۸	۰.۰۹	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۶
S6	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۰.۸۴	۱.۷۷	۷.۸۹	۰.۰۵	۱	۱.۵۶	۱.۱۵	۰.۹۷
S7	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۰.۶۷	۲.۱۹	۸.۰۶	۰.۰۲	۱	۱.۵۶	۱.۱۵	۰.۹۷
S8	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۰.۵۲	۲.۸۷	۸.۱۴	۰	۱	۱.۵۷	۱.۱۶	۰.۹۸
S9	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۰.۹۵	۱.۵۶	۷.۶۲	۰.۰۶	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۶
S10	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۰.۷۹	۱.۸۸	۷.۸۹	۰.۰۳	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۷
S11	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۰.۶۳	۲.۳۶	۸.۱	۰.۰۱	۱	۱.۵۶	۱.۱۴	۰.۹۸
S12	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۰.۴۶	۳.۱۷	۸.۱۸	۰	۱	۱.۵۷	۱.۱۶	۰.۹۸
S13	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۰.۹	۱.۶۵	۷.۶۱	۰.۰۳	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۷
S14	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۰.۷۴	۲.۰۱	۷.۹۳	۰.۰۲	۱	۱.۵۵	۱.۱۶	۰.۹۷
S15	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۰.۵۸	۲.۵۶	۸.۱۳	۰	۱	۱.۵۶	۱.۱۴	۰.۹۸
S16	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۰.۴۲	۳.۵۵	۸.۲۵	۰	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۸
S17	۸۸.۱۲	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۱.۲۴	۱.۱۹	۶.۸	۰.۲۸	۱.۰۴	۱.۴۹	۱.۱	۰.۸۹
S18	۱۱۷.۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۱.۰۵	۱.۴۱	۷.۴۳	۰.۱۸	۱.۰۲	۱.۵۴	۱.۱۴	۰.۹۱
S19	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۰.۸۶	۱.۷۲	۷.۶۱	۰.۱۱	۱	۱.۵۶	۱.۱۴	۰.۹۲
S20	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۰.۶۷	۲.۲۱	۷.۸۵	۰.۰۶	۱	۱.۵۶	۱.۱۵	۰.۹۳
S21	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۱.۱۸	۱.۲۵	۷	۰.۲	۱.۰۴	۱.۵	۱.۱۱	۰.۹
S22	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۰.۹۹	۱.۴۹	۷.۵۷	۰.۱۲	۱.۰۲	۱.۵۴	۱.۱۴	۰.۹۱
S23	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۰.۸	۱.۸۵	۷.۶۴	۰.۰۷	۱.۰۱	۱.۵۶	۱.۱۴	۰.۹۳
S24	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۰.۶۱	۲.۴۲	۷.۸۷	۰.۰۳	۱	۱.۵۶	۱.۱۵	۰.۹۴
S25	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۱.۱۲	۱.۳۲	۷.۱	۰.۱۴	۱.۰۳	۱.۵۱	۱.۱۲	۰.۹۱
S26	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۰.۹۳	۱.۵۹	۷.۵۹	۰.۰۸	۱.۰۱	۱.۵۴	۱.۱۵	۰.۹۲
S27	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۰.۷۴	۱.۹۹	۷.۸۳	۰.۰۴	۱	۱.۵۵	۱.۱۴	۰.۹۴
S28	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۰.۵۵	۲.۶۷	۷.۹۳	۰.۰۱	۱	۱.۵۷	۱.۱۶	۰.۹۵
S29	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۱.۰۶	۱.۳۹	۷.۱۶	۰.۰۹	۱.۰۲	۱.۵۲	۱.۱۳	۰.۹۲
S30	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۰.۸۷	۱.۶۹	۷.۶۴	۰.۰۶	۱	۱.۵۴	۱.۱۵	۰.۹۳
S31	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۰.۶۸	۲.۱۶	۷.۸۸	۰.۰۲	۱	۱.۵۵	۱.۱۴	۰.۹۴
S32	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۰.۴۹	۲.۹۹	۸.۰۸	۰	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۹۵
S33	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۱.۴۵	۱.۰۲	۵.۶۳	۰.۴	۱.۲۳	۱.۳۸	۱.۰۲	۰.۸۳
S34	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۱.۲۲	۱.۲۱	۶.۷۲	۰.۲۳	۱.۰۹	۱.۴۶	۱.۱	۰.۸۵
S35	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۰.۹۸	۱.۵	۶.۸۹	۰.۱۲	۱.۰۴	۱.۵۳	۱.۱۲	۰.۸۷
S36	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۰.۷۵	۱.۹۷	۷.۳۶	۰.۰۶	۱.۰۱	۱.۵۵	۱.۱۴	۰.۸۸
S37	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۱.۳۸	۱.۰۷	۵.۹۳	۰.۳۱	۱.۲۱	۱.۴	۱.۰۴	۰.۸۴
S38	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۱.۱۵	۱.۲۹	۶.۹۷	۰.۱۷	۱.۰۸	۱.۴۸	۱.۱۱	۰.۸۶
S39	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۰.۹۱	۱.۶۲	۷.۰۲	۰.۰۸	۱.۰۳	۱.۵۴	۱.۱۳	۰.۸۸
S40	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۰.۶۸	۲.۱۸	۷.۴۶	۰.۰۵	۱.۰۱	۱.۵۵	۱.۱۴	۰.۹
S41	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۱.۳۱	۱.۱۳	۶.۱۶	۰.۲۲	۱.۱۹	۱.۴۲	۱.۰۵	۰.۸۵
S42	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۱.۰۷	۱.۳۸	۷.۱۲	۰.۱۲	۱.۰۶	۱.۵	۱.۱۲	۰.۸۷
S43	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۰.۸۴	۱.۷۶	۷.۱۲	۰.۰۵	۱.۰۲	۱.۵۴	۱.۱۵	۰.۸۹

نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک معادل در گوشه انتهای بال	کرنش پلاستیک معادل در گوشه مقطع کاهش یافته	اتلاف انرژی نسبی	اضافه مقاومت برشی	اضافه مقاومت خمشی در انتهای تیر	سختی ارتجاعی نسبی
S44	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۰.۶۱	۲.۴۳	۷.۶۷	۰.۰۲	۱	۱.۵۵	۱.۱۶	۰.۹۱
S45	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۱.۴۹	۰.۹۹	۵.۱۶	۰.۴۱	۱.۳۵	۱.۳۴	۱	۰.۸۱
S46	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۱.۲۴	۱.۱۹	۶.۵	۰.۲۴	۱.۱۵	۱.۴۴	۱.۰۹	۰.۸۴
S47	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۰.۹۹	۱.۵	۶.۶۶	۰.۱	۱.۰۶	۱.۵۲	۱.۱۳	۰.۸۶
S48	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۰.۷۴	۲.۰۱	۷.۱۸	۰.۰۵	۱.۰۲	۱.۵۴	۱.۱۳	۰.۸۸
S49	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۱.۴۲	۱.۰۵	۵.۵۵	۰.۳۳	۱.۲۹	۱.۳۷	۱.۰۲	۰.۸۳
S50	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۱.۱۶	۱.۲۷	۶.۷۳	۰.۱۶	۱.۱۲	۱.۴۶	۱.۰۹	۰.۸۵
S51	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۰.۹۱	۱.۶۳	۶.۸۳	۰.۰۷	۱.۰۴	۱.۵۳	۱.۱۲	۰.۸۷
S52	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۰.۶۶	۲.۲۵	۷.۵۶	۰.۰۳	۱.۰۲	۱.۵۵	۱.۱۵	۰.۸۹
نمونه بدون مقطع کاهش یافته						۸.۳۴	-	۱	۱.۵۵	۱.۱۵	۱

جدول پ-۲- نتایج به دست آمده برای تیر پیوند متوسط

نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک معادل در گوشه انتهای بال	کرنش پلاستیک معادل در گوشه مقطع کاهش یافته	اتلاف انرژی نسبی	اضافه مقاومت برشی	اضافه مقاومت خمشی در انتهای تیر	سختی ارتجاعی نسبی
II	۸۸.۱۲	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۲.۰۸	۱.۱۲	۴.۶۴	۰.۱۴	۱.۰۱	۱.۰۶	۱.۲۷	۰.۹۴
IP	۱۱۷.۵	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۱.۹۲	۱.۲۱	۴.۹۹	۰.۱۱	۱.۰۲	۱.۰۸	۱.۳۱	۰.۹۵
IIP	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۱.۷۶	۱.۳۳	۵.۱۳	۰.۰۹	۱	۱.۱۳	۱.۳۵	۰.۹۶
IIc	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۱.۶	۱.۴۶	۵.۲۷	۰.۰۶	۱	۱.۱۸	۱.۳۹	۰.۹۶
I۵	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۲.۰۳	۱.۱۵	۴.۷۲	۰.۱	۱.۰۷	۱.۰۶	۱.۲۷	۰.۹۵
I۶	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۱.۸۷	۱.۲۵	۵.۰۱	۰.۰۸	۱.۰۱	۱.۰۹	۱.۳۲	۰.۹۵
I۷	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۱.۷۱	۱.۳۶	۵.۱۵	۰.۰۶	۱	۱.۱۳	۱.۳۵	۰.۹۶
I۸	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۱.۹۸	۱.۱۸	۴.۷۵	۰.۰۷	۱.۰۴	۱.۰۶	۱.۲۸	۰.۹۵
I۹	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۱.۸۲	۱.۲۸	۴.۹۸	۰.۰۵	۱	۱.۱	۱.۳۲	۰.۹۶
II۰	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۱.۶۶	۱.۴	۵.۲۲	۰.۰۳	۱	۱.۱۴	۱.۳۵	۰.۹۶
III	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۱.۹۴	۱.۲۱	۴.۷۷	۰.۰۵	۱.۰۲	۱.۰۷	۱.۲۹	۰.۹۵
IIp	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۱.۷۷	۱.۳۲	۵.۰۶	۰.۰۳	۱	۱.۱	۱.۳۳	۰.۹۶
IIIP	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۱.۶۱	۱.۴۵	۵.۲۱	۰.۰۲	۱	۱.۱۴	۱.۳۶	۰.۹۶
IIc	۸۸.۱۲	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۲.۴۷	۰.۹۴	۳.۷۹	۰.۳۳	۱.۸۸	۰.۹۵	۱.۱۳	۰.۸۸
II۵	۱۱۷.۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۲.۲۸	۱.۰۲	۴.۴۵	۰.۲۶	۱.۵۶	۰.۹۸	۱.۱۸	۰.۸۹
II۶	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۲.۰۹	۱.۱۲	۴.۴۸	۰.۲	۱.۲۷	۱.۰۴	۱.۲۴	۰.۹
II۷	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۱.۹	۱.۲۳	۴.۸۸	۰.۱۵	۱.۰۸	۱.۱	۱.۳	۰.۹۱
II۸	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۲.۴۱	۰.۹۷	۳.۹۱	۰.۲۵	۱.۷۷	۰.۹۶	۱.۱۵	۰.۸۸
II۹	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۲.۲۲	۱.۰۵	۴.۵	۰.۱۹	۱.۴۷	۱	۱.۲	۰.۹
II۰	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۲.۰۳	۱.۱۵	۴.۵۶	۰.۱۴	۱.۲۱	۱.۰۵	۱.۲۶	۰.۹۱
IIp	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۱.۸۴	۱.۲۷	۴.۹۶	۰.۱۱	۱.۰۳	۱.۱۲	۱.۳۱	۰.۹۲
IIp	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۲.۳۵	۰.۹۹	۴.۰۳	۰.۲	۱.۷	۰.۹۷	۱.۱۶	۰.۸۹
IIp	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۲.۱۶	۱.۰۸	۴.۶۱	۰.۱۵	۱.۳۸	۱.۰۱	۱.۲۱	۰.۹
IIc	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۱.۹۷	۱.۱۸	۴.۶۵	۰.۱	۱.۱۴	۱.۰۶	۱.۲۷	۰.۹۱
II۵	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۱.۷۸	۱.۳۱	۵.۰۲	۰.۰۷	۱	۱.۱۳	۱.۳۲	۰.۹۳
II۶	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۲.۳	۱.۰۲	۴.۱۱	۰.۱۵	۱.۶۱	۰.۹۸	۱.۱۷	۰.۸۹
II۷	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۲.۱	۱.۱۱	۴.۵۷	۰.۱۱	۱.۳۱	۱.۰۲	۱.۲۳	۰.۹۱
II۸	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۱.۹۱	۱.۲۲	۴.۷۲	۰.۰۷	۱.۰۶	۱.۰۸	۱.۲۸	۰.۹۲



نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک معادل در گوشه انتهای بال	کرنش پلاستیک گوشه بال در مرکز مقطع کاهش یافته	اتلاف انرژی نسبی	اضافه مقاومت برشی	اضافه مقاومت خمشی در انتهای تیر	سختی ارتجاعی نسبی
I۳۹	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۱.۷۲	۱.۳۵	۵.۰۵	۰.۰۵	۰.۹۸	۱.۱۴	۱.۳۳	۰.۹۳
I۳۰	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۲.۵	۰.۹۴	۳.۵	۰.۳۳	۲.۳۱	۰.۹۴	۱.۱	۰.۸۴
I۳۱	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۲.۲۶	۱.۰۳	۴.۰۸	۰.۲۲	۱.۶۸	۱	۱.۱۸	۰.۸۶
I۳۲	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۲.۴۲	۰.۹۶	۳.۶۱	۰.۲۶	۲.۱	۰.۹۶	۱.۱۳	۰.۸۵
I۳۳	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۲.۱۹	۱.۰۷	۴.۲۴	۰.۱۷	۱.۵۶	۱.۰۳	۱.۲	۰.۸۷
I۳۴	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۲.۵۹	۰.۹	۳.۴۱	۰.۳	۲.۵۸	۰.۹۱	۱.۰۸	۰.۸۴
I۳۵	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۲.۳۵	۰.۹۹	۳.۷۴	۰.۲	۱.۹۳	۰.۹۸	۱.۱۵	۰.۸۶
I۳۶	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۲.۱۲	۱.۱	۴.۳۷	۰.۱۲	۱.۴۳	۱.۰۵	۱.۲۲	۰.۸۷
I۳۷	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۲.۳۷	۰.۹۸	۳.۷۹	۰.۲۳	۲	۰.۹۸	۱.۱۴	۰.۸۴
I۳۸	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۲.۵۵	۰.۹۲	۳.۲۱	۰.۲۹	۲.۴۶	۰.۹۳	۱.۰۹	۰.۸۳
I۳۹	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۲.۲۹	۱.۰۲	۳.۹۲	۰.۱۸	۱.۸۴	۱	۱.۱۶	۰.۸۵
نمونه بدون مقطع کاهش یافته						۵.۴۵	-	۱	۱.۱۷	۱.۳۹	۱

جدول پ-۳- نتایج به دست آمده برای تیر پیوند بلند

نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک معادل در گوشه انتهای بال	کرنش پلاستیک گوشه بال در مرکز مقطع کاهش یافته	اتلاف انرژی نسبی	اضافه مقاومت برشی	اضافه مقاومت خمشی در انتهای تیر	سختی ارتجاعی نسبی
F1	۸۸.۱۲	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۳.۲۳	۱.۰۲	۲.۲۴	۰.۱۱	۱.۱۲	۰.۷۳	۱.۱۷	۰.۹۴
F2	۱۱۷.۵	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۳.۰۷	۱.۰۷	۲.۴۵	۰.۰۹	۱.۰۳	۰.۷۵	۱.۱۹	۰.۹۵
F3	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۲.۹۱	۱.۱۳	۲.۴۷	۰.۰۸	۰.۹۹	۰.۷۷	۱.۲۱	۰.۹۵
F4	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵۵	۲۳.۵	۲.۷۵	۱.۱۹	۲.۵۸	۰.۰۷	۰.۹۶	۰.۸	۱.۲۲	۰.۹۶
F5	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۳.۱۸	۱.۰۳	۲.۳	۰.۰۸	۱.۰۹	۰.۷۴	۱.۱۷	۰.۹۴
F6	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۳.۰۲	۱.۰۹	۲.۴۸	۰.۰۷	۱.۰۳	۰.۷۵	۱.۱۹	۰.۹۵
F7	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۲.۸۶	۱.۱۵	۲.۵۲	۰.۰۶	۰.۹۷	۰.۷۸	۱.۲۲	۰.۹۵
F8	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۲۳.۵	۲.۷	۱.۲۲	۲.۵۹	۰.۰۵	۰.۹۵	۰.۸۱	۱.۲۳	۰.۹۶
F9	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۳.۱۳	۱.۰۵	۲.۳	۰.۰۶	۱.۰۳	۰.۷۴	۱.۱۹	۰.۹۴
F10	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۲.۹۷	۱.۱	۲.۴۵	۰.۰۵	۰.۹۸	۰.۷۶	۱.۲	۰.۹۵
F11	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۲.۸۱	۱.۱۷	۲.۵۳	۰.۰۴	۰.۹۴	۰.۷۸	۱.۲۲	۰.۹۵
F12	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۲۳.۵	۲.۶۵	۱.۲۴	۲.۵۳	۰.۰۳	۰.۹۶	۰.۸۱	۱.۲۴	۰.۹۶
F13	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۳.۰۸	۱.۰۶	۲.۳۴	۰.۰۴	۱.۰۱	۰.۷۵	۱.۱۸	۰.۹۵
F14	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۲.۹۲	۱.۱۲	۲.۴۹	۰.۰۴	۰.۹۷	۰.۷۶	۱.۲	۰.۹۵
F15	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۲.۷۶	۱.۱۹	۲.۵۷	۰.۰۳	۰.۹۵	۰.۷۹	۱.۲۳	۰.۹۶
F16	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۲۳.۵	۲.۶۱	۱.۲۶	۲.۶۲	۰.۰۲	۰.۹۴	۰.۸۱	۱.۲۴	۰.۹۶
F17	۸۸.۱۲	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۳.۸۳	۰.۸۶	۱.۶۷	۰.۲۶	۲.۱۳	۰.۶۵	۱.۰۲	۰.۸۷
F18	۱۱۷.۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۳.۶۴	۰.۹	۱.۹۶	۰.۲۳	۱.۹۱	۰.۶۷	۱.۰۵	۰.۸۸
F19	۱۴۶.۸۷	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۳.۴۵	۰.۹۵	۲.۰۲	۰.۲	۱.۶۳	۰.۷	۱.۰۸	۰.۸۹
F20	۱۷۶.۲۵	۹۹.۵۵	۴۱.۱۲	۳.۲۶	۱.۰۱	۲.۲۵	۰.۱۷	۱.۳۵	۰.۷۳	۱.۱۲	۰.۹
F21	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۳.۷۷	۰.۸۷	۱.۷۴	۰.۲۱	۲.۱	۰.۶۷	۱.۰۴	۰.۸۸
F22	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۳.۵۸	۰.۹۲	۲.۰۱	۰.۱۹	۱.۷۹	۰.۶۸	۱.۰۶	۰.۸۹
F23	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۳.۳۹	۰.۹۷	۲.۰۹	۰.۱۶	۱.۵۳	۰.۷۱	۱.۱	۰.۹
F24	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۴۱.۱۲	۳.۲	۱.۰۲	۲.۲۹	۰.۱۳	۱.۲۷	۰.۷۴	۱.۱۳	۰.۹
F25	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۳.۷۱	۰.۸۸	۱.۸۱	۰.۱۷	۲.۰۲	۰.۶۸	۱.۰۴	۰.۸۸
F26	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۳.۵۲	۰.۹۵	۲.۰۹	۰.۱۵	۱.۷۴	۰.۶۹	۱.۰۷	۰.۸۹



نام	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\rho_{RLS}$	$\xi$	کرنش پلاستیک معادل در گوشه انتهای بال	کرنش پلاستیک معادل در گوشه بال در مرکز مقطع کاهش یافته	اتلاف انرژی نسبی	اضافه مقاومت برشی	اضافه مقاومت خمشی در انتهای تیر	سختی ارتجاعی نسبی
F27	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۳.۳۳	۰.۹۸	۲.۱۲	۰.۱۲	۱.۴۵	۰.۷۲	۱.۱	۰.۹
F28	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۴۱.۱۲	۳.۱۴	۱.۰۴	۲.۳۱	۰.۰۹	۱.۱۸	۰.۷۵	۱.۱۴	۰.۹۱
F29	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۳.۶۶	۰.۹	۱.۸۳	۰.۱۴	۱.۸۷	۰.۶۹	۱.۰۵	۰.۸۸
F30	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۳.۴۷	۰.۹۵	۲.۱۵	۰.۱۲	۱.۶۱	۰.۷	۱.۰۸	۰.۸۹
F31	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۳.۲۸	۱	۲.۱۷	۰.۰۹	۱.۳۳	۰.۷۳	۱.۱۱	۰.۹
F32	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۴۱.۱۲	۳.۰۹	۱.۰۶	۲.۳۴	۰.۰۷	۱.۰۹	۰.۷۶	۱.۱۵	۰.۹۱
F33	۸۸.۱۲	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۴.۶۳	۰.۷۱	۱.۰۴	۰.۳۷	۳.۲۳	۰.۵۶	۰.۸۶	۰.۷۹
F34	۱۱۷.۵	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۴.۴	۰.۷۴	۱.۲۷	۰.۳۳	۳.۰۳	۰.۵۹	۰.۹	۰.۸۱
F35	۱۴۶.۸۷	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۴.۱۷	۰.۷۹	۱.۳۹	۰.۳	۲.۸۵	۰.۶۱	۰.۹۴	۰.۸۲
F36	۱۷۶.۲۵	۱۱۷.۶۵	۵۸.۷۵	۳.۹۳	۰.۸۳	۱.۵۹	۰.۲۶	۲.۵۷	۰.۶۴	۰.۹۸	۰.۸۳
F37	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۴.۵۶	۰.۷۲	۱.۰۹	۰.۳۲	۳.۲	۰.۵۷	۰.۸۷	۰.۸
F38	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۴.۳۳	۰.۷۶	۱.۳۳	۰.۲۹	۳.۰۶	۰.۵۹	۰.۹۱	۰.۸۱
F39	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۴.۱	۰.۸	۱.۴۱	۰.۲۶	۲.۷۱	۰.۶۲	۰.۹۵	۰.۸۳
F40	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۵۸.۷۵	۳.۸۶	۰.۸۵	۱.۶	۰.۲۲	۲.۴۴	۰.۶۶	۱	۰.۸۴
F41	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۴.۴۹	۰.۷۳	۱.۱۴	۰.۲۸	۳.۱۶	۰.۵۸	۰.۸۸	۰.۸
F42	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۴.۲۶	۰.۷۷	۱.۳۶	۰.۲۶	۲.۸۹	۰.۶	۰.۹۲	۰.۸۲
F43	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۴.۰۲	۰.۸۲	۱.۴۵	۰.۲۲	۲.۶۴	۰.۶۴	۰.۹۶	۰.۸۳
F44	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۵۸.۷۵	۳.۷۹	۰.۸۷	۱.۶۷	۰.۱۸	۲.۲۴	۰.۶۷	۱.۰۱	۰.۸۴
F45	۸۸.۱۲	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۴.۹۴	۰.۶۶	۰.۸۹	۰.۳۹	۳.۵	۰.۵۲	۰.۸۱	۰.۷۷
F46	۱۱۷.۵	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۴.۶۹	۰.۷	۱.۱	۰.۳۶	۳.۳۶	۰.۵۵	۰.۸۴	۰.۷۸
F47	۱۴۶.۸۷	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۴.۴۳	۰.۷۴	۱.۲	۰.۳۲	۳.۱۸	۰.۵۷	۰.۸۹	۰.۸
F48	۱۷۶.۲۵	۱۳۵.۷۵	۶۴.۶۲	۴.۱۸	۰.۷۸	۱.۳۸	۰.۲۸	۲.۹۴	۰.۶۱	۰.۹۳	۰.۸۱
F49	۸۸.۱۲	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۴.۸۶	۰.۶۷	۰.۹۲	۰.۳۵	۳.۴۴	۰.۵۳	۰.۸۲	۰.۷۷
F50	۱۱۷.۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۴.۶۱	۰.۷۱	۱.۱۳	۰.۳۲	۳.۲۶	۰.۵۶	۰.۸۶	۰.۷۹
F51	۱۴۶.۸۷	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۴.۳۵	۰.۷۵	۱.۱۲	۰.۲۸	۳.۰۳	۰.۵۹	۰.۹	۰.۸
F52	۱۷۶.۲۵	۱۵۳.۸۵	۶۴.۶۲	۴.۱	۰.۸	۱.۴۳	۰.۲۴	۲.۷۶	۰.۶۲	۰.۹۵	۰.۸۲
نمونه بدون مقطع کاهش یافته						۲.۷۹	-	۱	۰.۸۳	۱.۳۱	۱



## ارتقای تاب آوری دیوار برشی بتن آرمه با استفاده از المان تعویض پذیر کمانش تاب

سید علی رضوی طباطبایی<sup>۱\*</sup>، علی مردانی<sup>۲</sup>

۱-استادیار، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

۲-دانشجو، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

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

### چکیده

دیوار برشی دیواری است که برای مقاومت در برابر اثر توأم تلاش محوری، تلاش خمشی و تلاش برشی ناشی از بارهای قائم و بار زلزله طراحی می شود. سیستم های باربر لرزه ای دیوار برشی بتن آرمه، با توجه به شکل پذیری زیاد و سختی بالا به طور گسترده ای در سازه های بلند اعم از فولادی و بتنی استفاده می شوند. این نوع سیستم های باربر لرزه ای، در زلزله ها عملکرد مناسبی از خودشان نشان داده اند. اما عمده مشکل این نوع دیوارها خرابی و خردشدگی بتن در پای دیوار و کمانش آرماتورهای این ناحیه است، که تعمیر و بهبودپذیری سازه ها را بعد از زلزله دچار مشکل می کند و حتی در مواردی سازه را به طور کلی از سرویس پذیری خارج می کند. اگر یک قطعه تعویض پذیر در پای دیوار که تمرکز خرابی در آن ناحیه است قرار داده شود، عملکرد سازه به مقدار قابل توجهی بهبود می پذیرد و باعث می شود با جایگزین کردن سریع قطعه تعویض پذیر جدید، هزینه ها و مدت زمان تعمیر سازه بعد از زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش یابد و سازه به یک سازه تاب آور تبدیل شود. در این تحقیق عملکرد یک قطعه تعویض پذیر فولادی در پای دیوار برشی بتن آرمه در سازه های فولادی بررسی و با نمونه دیوار برشی بتن آرمه متداول مقایسه شده است. به همین منظور قاب های ۶ و ۱۲ طبقه با سیستم باربر جانبی دیوار برشی بتن آرمه با و بدون المان مرزی فولادی در نرم افزار Seismostruct2020 مدل شده اند و تحلیل های غیرخطی همچون تاریخچه زمانی دینامیکی و دینامیکی افزایشی روی قاب ها انجام شده است. در این پژوهش پارامترهای طراحی همچون ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی محاسبه شده اند. همچنین منحنی های هیستریزس قاب های ۶ و ۱۲ طبقه در هر دو حالت ترسیم و سطح زیر منحنی ها محاسبه شده است. نتایج نشان داد با اضافه شدن المان مرزی فولادی به دیوار برشی بتن آرمه رفتار سازه بهبود یافته و شکل پذیری افزایش می یابد به نحوی که ضریب رفتار قاب مجهز به مهاربند کمانش تاب در ساختمان ۶ طبقه، ۳۰ درصد و در ساختمان ۱۲ طبقه ۲۰ درصد افزایش یافت.

### واژگان کلیدی

دیوار برشی بتن آرمه، تاب آوری، المان مرزی فولادی، شکل پذیری، قطعه تعویض پذیر، کمانش تاب

## Enhancing the resilience of reinforced concrete shear walls using replaceable buckling-restrained elements

S.Ali Razavi, Ali Mardani

### Abstract

Reinforced-Concrete Shear Wall (RCSW) is a common lateral resisting system especially in mid and high-rise structures. This popularity among engineers is due to high ductility and in-plane stiffness of the RCSWs. RCSWs have shown good performance as seismic load-bearing systems in past earthquakes. However, the main disadvantage of RCSWs is the crushing of concrete at the foot of the wall and as a result the buckling of the reinforcement in this area, which makes it difficult and, in some cases, impossible to repair after the earthquake. As a solution, using Buckling-Restrained Brace (BRB) as boundary elements at the base of the RCSWs is proposed and investigated in this research. For this purpose, two sets of 6 and 12-storey structures with conventional RCSW and BRB-RCSW as lateral resisting system were designed, and their seismic response were assessed through static (monotonic and cyclic), dynamic Nonlinear Time History (NLTH) and Incremental Nonlinear Dynamic Analyses (NIDA). The results indicate improved structural performance and an increase of response modification factor from 4.4 in conventional RCSW to 5.47 in RCSW-BRB. Furthermore, the proposed system prevents the induced damage at the foot of the RCSW while the replaceable BRBs act as the fuses, increasing the resiliency of the structure. So that the behavior factor of the frame equipped with buckling-restrained braces is increased by 30 percent in the 6-story building and 20 percent in the 12-story building.

### Keywords

Reinforced concrete shear wall, Resilient, Steel boundary element, Ductility, Replaceable element, Buckling-restrained

با نیروهای جانبی وارد بر یک سازه (باد یا زلزله) به طرق مختلف مقابله می‌شود. اثر زلزله بر ساختمان‌ها از سایر اثرات وارد بر آن‌ها به دلیل پیچیده‌تر و شدیدتر بودن نیروهای ناشی از زلزله متفاوت‌تر است. عناصر مقاوم در مقابل نیروهای فوق شامل قاب خمشی، دیوار برشی، مهاربند و یا ترکیبی از آن سه می‌باشد. استفاده از قاب خمشی به‌عنوان عنصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی احتیاج به جزئیات و الزامات خاصی دارد که برای تأمین شکل‌پذیری بالاتر، این الزامات به مراتب سخت‌تر است. این الزامات از لحاظ اجرایی غالباً پیچیده بوده و در صورتی می‌توان از اجرای دقیق آن‌ها مطمئن بود که کیفیت اجرا و نظارت در کارگاه بالا باشد. دیوارهای برشی نیز از تعریف بالا مستثنی نبوده و در زلزله‌های رخ داده در مناطق مختلف دنیا علاوه بر عملکرد مناسب خود، مشکلاتی بعد از زلزله به همراه داشته‌اند که تعمیر و سرویس‌پذیری سازه کلی را بعد از زلزله دچار وقفه کرده است. بنابراین لازم است نوع جدیدی از دیوار برشی که مشکلات قبلی را برطرف کرده، معرفی شود. این نوع دیوارهای برشی که نواقص قبلی را برطرف کرده‌اند به سیستم‌های تاب‌آور<sup>۱</sup> معروف هستند. یکی از راه‌حل‌های تاب‌آوری تعویض المان مرزی آسیب‌دیده است. در این تحقیق نوع جدیدی از این دیوار برشی تاب‌آور مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. تفاوت این دیوار برشی با سایر دیوارهای برشی تاب‌آور در نوع قطعه تعویض‌پذیر و استفاده از این دیوار در سازه‌های فولادی است. استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه به جای دیوار برشی فولادی در سازه‌های فولادی این مزیت را دارد که دیوار برشی فولادی حتی با ضخامت‌های کم، مقاومت بالا از خود نشان داده‌اند ولی به دلیل ضخامت کم، کمانش در آن‌ها رخ داده است. بنابراین برای جلوگیری از کمانش باید ضخامت دیوار را بالا برد که بدین ترتیب نیروی جذب‌شده توسط آن افزایش می‌یابد و بلباید از المان‌های مرزی قوی‌تر استفاده کرد که صرفه اقتصادی ندارد. تاکنون انواع مختلفی از دیوار برشی تاب‌آور معرفی شده است. این دیوارها شامل دیوار برشی گهواره‌ای<sup>۲</sup> [۲]، دیوار برشی مرکز‌گرا<sup>۳</sup> با المان‌های اصطکاکی [۳]، دیوار برشی با قطعه

تعویض‌پذیر در تیر پیوند و پای دیوار<sup>۴</sup> [۴] هستند. دیوار برشی گهواره‌ای اجازه می‌دهد با واردشدن نیروی جانبی زلزله، سازه حول پایه نوسان کند و نیروی برشی واردشده حول این نقطه مستهلک شود و اجزای سازه وارد ناحیه غیرخطی نشوند. آنچه در این سیستم باربر جانبی حائز اهمیت است، کنترل جابه‌جایی‌های این سیستم به‌گونه‌ای است که احتمال برخورد سازه با سازه‌های مجاور وجود نداشته باشد. دیوار برشی مرکز‌گرا با المان‌های اصطکاکی نوع دیگری از سیستم تاب‌آور است. کنترل استهلاک انرژی و جابه‌جایی در المان اصطکاکی با شل و سفت کردن پیچ‌ها انجام می‌شود. در سیستم دیوار برشی قطعه تعویض‌پذیر در تیر پیوند و پای دیوار نواقص دیوار برشی با تیر پیوند مرسوم رفع شده، به‌گونه‌ای که در تیر پیوند و پای دیوار قطعه قابل تعویض قرار داده شده است تا دیوار به‌صورت تاب‌آور عمل کند. مهاربندهای کمانش‌تاب<sup>۵</sup> برای اولین بار در ژاپن به‌عنوان یک نسخه بهبودیافته از مهاربندهای محوری معمولی معرفی شدند [۵]. واتاناب و همکاران<sup>۶</sup> از لوله‌های فولادی مستطیلی با ملات پر شده و مواد جداکننده بهینه برای مهار تسلیم هسته فولادی پوشیده‌شده با ملات استفاده کردند. نتایج به‌دست‌آمده از بررسی‌های آن‌ها نشان داد که مهاربندها قادر به نشان‌دادن رفتار هیستریزس پایدار و متقارن در هر دو قسمت کششی و فشاری هستند. مهاربندها همچنین می‌توانند به اشکال مختلف مانند پوشش‌های مختلف، از جمله پوشش‌های فولادی، فولادی-بتنی، و پوشش‌های بتنی پیچیده‌شده با الیاف کربن<sup>۷</sup> باشند [۶-۸]. نوع دیگری از مهاربندهای کمانش‌تاب به نام مهاربند کمانش‌تاب با طول کاهش‌یافته، گونه‌ای از مهاربند است که می‌تواند سختی بالاتری را ایجاد کند و منجر به کاهش جابه‌جایی سازه شود [۹].

همان‌طور که در قسمت قبلی ذکر شد، مشکل اصلی در دیوارهای برشی بتن‌آرمه، تمرکز آسیب در پای دیوارها است. المان‌های مرزی دیوارها بیش‌ترین آسیب را در سیستم دارند، از این‌رو، جایگزینی عناصر مرزی با مستهلک‌کننده‌های انرژی می‌تواند از این موضوع جلوگیری کند. استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب به‌عنوان عنصر مرزی دیوارهای برشی بتن‌آرمه در

<sup>4</sup> Shear Wall with Replacable Coupling Beam and Corner Component

<sup>5</sup> Buckling Restrained Brace (BRB)

<sup>6</sup> Watanabe et al

<sup>7</sup> Carbon Fiber Reinforced Polymer

<sup>1</sup> Resilient

<sup>2</sup> Rocking Wall

<sup>3</sup> Self-Centering Wall

کمانش هسته فولادی از غلافی که هسته فولادی را در بر گرفته کمک گرفته شده است. این قطعه فولادی، مهاربند کمانش‌تاب می‌باشد که در پایین‌ترین تراز دیوار از یک طرف به صفحه فونداسیون و از طرف دیگر به المان مرزی فولادی بالای خود با استفاده از اتصال پیچ و مهره‌ای متصل شده است. اتصال پیچ و مهره‌ای به دلیل سهولت تعویض قطعه تعویض‌پذیر بعد از زلزله است. جزئیات بیش‌تر این مهاربند کمانش‌تاب و نحوه اتصال آن به دیوار برشی بتن‌آرمه در شکل (۲) و (۳) آورده شده است.



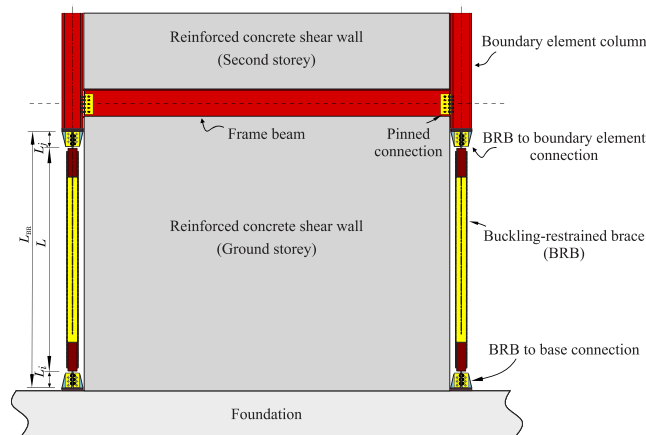
شکل ۱- خردشدگی بتن و کمانش آرماتورهای این ناحیه [۱]

به منظور حفظ ظرفیت باربری محوری مهاربند کمانش‌تاب صرفاً برای بار زلزله و عدم اشغال شدن آن توسط بارهای ثقلی، توصیه می‌شود این مهاربندها بعد از اعمال اکثر بار مرده ساختمان نصب گردد. همچنین با توجه به نقش کلیدی دیوار در تحمل بار جانبی، اتصال تیر به ستون دهانه دیوار برشی برای تحمل اندرکنش نیروی محوری و برش باید طراحی گردد.

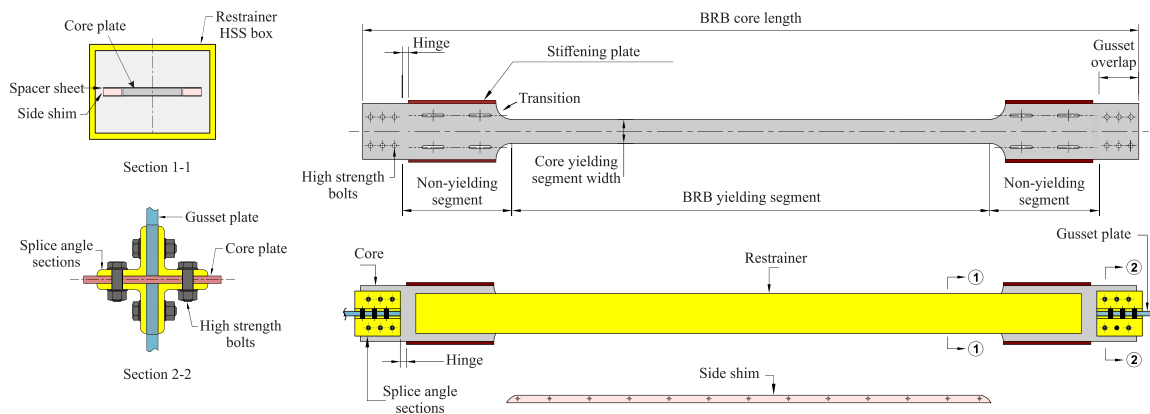
این مقاله مورد مطالعه قرار گرفت. مهاربندها می‌توانند انتخاب مناسبی باشند زیرا رفتار هیستریزس عالی از خود نشان می‌دهند. بنابراین، دیوار برشی بتنی مسلح با مهاربند کمانشی، یک سیستم مقاوم جانبی خواهد بود. پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها با دیوار برشی بتنی به همراه مهاربند از طریق تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی سری بر روی قاب‌های دوبعدی به‌عنوان نماینده‌ای از سیستم مقاوم جانبی ارزیابی شد. برای اطمینان از صحت تحلیل‌ها، یک سری مدل‌های مهاربند کمانش‌تاب، دیوار برشی بتن‌آرمه و دیوار برشی بتن‌آرمه همراه با مهاربند کمانش‌تاب در مقیاس کوچک توسعه و اعتبارسنجی شدند. استاتیک و تحلیل در دو فرمت مختلف انجام شد. به عبارت دیگر، آنالیزهای استاتیکی در قالب یکنواخت و چرخه‌ای افزایشی انجام شد، درحالی‌که تحلیل‌های تاریخچه زمانی در شدت‌های مختلف صورت گرفت. مقایسه کمی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها از طریق پارامترهای پاسخ محاسباتی مانند ضریب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب اصلاح پاسخ لرزه‌ای به‌دست آمد. پارامترهای دیگری مانند جابه‌جایی و برش پایه نیز در بخش‌های زیر گزارش شده است.

## ۲- معرفی طرح پیشنهادی

سیستم دیوار برشی با المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر که به صورت تاب‌آور عمل کرده و موضوع این تحقیق می‌باشد، به این صورت است که از یک دیوار برشی بتن‌آرمه که در سازه فولادی قرار گرفته تشکیل شده است. در قسمت پایین دیوار که تمرکز خرابی‌ها به صورت خردشدگی بتن و کمانش آرماتورهای این ناحیه وجود دارد [۱۰-۱۲] (شکل (۱))، از یک قطعه فولادی دارای هسته مرکزی تسلیمی و دو قسمت غیرتسلیمی که به هسته فولادی متصل است تشکیل شده است. برای جلوگیری از



شکل ۲- به کارگیری مهاربند کمانش‌تاب در سیستم دیوار برشی



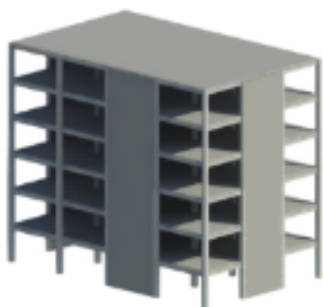
شکل ۳- جزئیات مهاربند کمانش تاب و اتصال آن به دیوار

### ۳- مدل سازی اجزای محدود

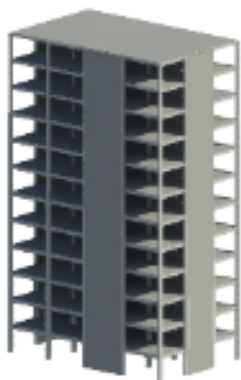
جدول های (۲) الی (۴) برای ساختمان های ۶ و ۱۲ طبقه آمده است.

#### ۳-۱- معرفی ساختمان مورد بررسی

دو ساختمان با ارتفاع متفاوت یعنی سازه های فولادی ۶ و ۱۲ طبقه با سیستم باربر لرزه ای دیوار برشی بتنی معمولی و دیوار برشی بتنی همراه با مهاربند کمانش تاب بر اساس مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ [۱۳] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش ۱۴۰۱ [۱۴] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم، آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله [۱۵] طراحی شده است. سازه ها در منطقه ای با لرزه خیزی بالا با شتاب پایه طراحی (A) برابر ۰/۳۵ و نوع خاک (II) در نظر گرفته شد. ارتفاع طبقات برابر با ۳/۴ متر لحاظ شد. از فولاد با مقاومت تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال برای پروفیل های فولادی و از میلگردهای فولادی AII و AIII با مقاومت تسلیم ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال برای آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شد. مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. نمای کلی سازه در شکل (۴) نشان داده شده و بارهای ثقلی اعمال شده در جدول (۱) فهرست شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۴- (الف): ساختمان ۶ طبقه (ب): ساختمان ۱۲ طبقه

پروفیل های فولادی با مقاطع I شکل برای تیر و المان مرزی دیوار برشی بتن آرمه انتخاب شدند. همچنین مقاطع قوطی شکل برای ستون های ثقلی و سطح مقطع هسته مورد نیاز برای مهاربندهای کمانش تاب استخراج شد. دیوار برشی بتن آرمه بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۹ [۱۳] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵] به عنوان دیوار برشی ویژه طراحی شده است. مقاطع سازه ای طراحی شده به ترتیب در

جدول ۱- بارهای ثقلی اعمال شده به سازه

طبقه	بار مرده (kg/m <sup>2</sup> )	بار مرده سقف (kg/m <sup>2</sup> )	بار زنده (kg/m <sup>2</sup> )	بار دیوار (kg/m)
طبقات	240	250	200	950
بام	240	300	200	400

جدول ۲- مقاطع سازه ۶ طبقه

طبقه	تیر	ستون	المان مرزی	دیوار برشی - t (ρ <sub>n</sub> (%) - ρ(%))*
1	2×1.5+2PL300×PL350	25×450×450	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.76 - 1.67)
2	2×1.5+2PL300×PL350	25×450×450	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.67 - 1.67)
3	2×1.5+2PL300×PL350	25×450×450	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.55 - 1.67)
4	2×1.5+2PL300×PL350	25×400×400	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.29 - 1.67)
5	2×1.5+2PL300×PL350	25×400×400	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.25 - 1.67)
6	2×1.5+2PL300×PL350	25×400×400	1.5×1+2PL420×PL420	500 (0.25 - 1.67)

جدول ۳- مقاطع سازه ۱۲ طبقه

طبقه	تیر	ستون	المان مرزی	دیوار برشی - t (ρ <sub>n</sub> (%) - ρ(%))
1	PL350×15+2PL300×20	500×500×25	PL570×30+2PL600×40	600 (1.06 - 7.91)
2	PL350×15+2PL300×20	500×500×25	PL570×30+2PL600×40	600 (1.06 - 7.91)
3	PL350×15+2PL300×20	500×500×25	PL570×30+2PL600×40	600 (0.96 - 7.91)
4	PL350×15+2PL300×20	450×450×25	PL500×15+2PL500×20	600 (0.96 - 7.91)
5	PL350×15+2PL300×20	450×450×25	PL500×15+2PL500×20	600 (0.85 - 7.91)
6	PL350×15+2PL300×20	450×450×25	PL500×15+2PL500×20	600 (0.71 - 7.91)
7	PL300×10+2PL200×15	400×400×25	PL420×10+2PL420×15	600 (0.61 - 7.91)
8	PL300×10+2PL200×15	400×400×25	PL420×10+2PL420×15	600 (0.40 - 7.91)
9	PL300×10+2PL200×15	400×400×25	PL420×10+2PL420×15	600 (0.27 - 7.91)
10	PL300×10+2PL200×15	350×400×20	PL420×10+2PL420×15	600 (0.25 - 7.91)
11	PL300×10+2PL200×15	350×400×20	PL420×10+2PL420×15	600 (0.25 - 7.91)
12	PL300×10+2PL200×15	350×400×20	PL420×10+2PL420×15	600 (0.25 - 7.91)

\* مشخصات دیوار برشی: t: ضخامت دیوار برشی، ρ(t): درصد آرماتور برشی و ρ(l): درصد آرماتور طولی



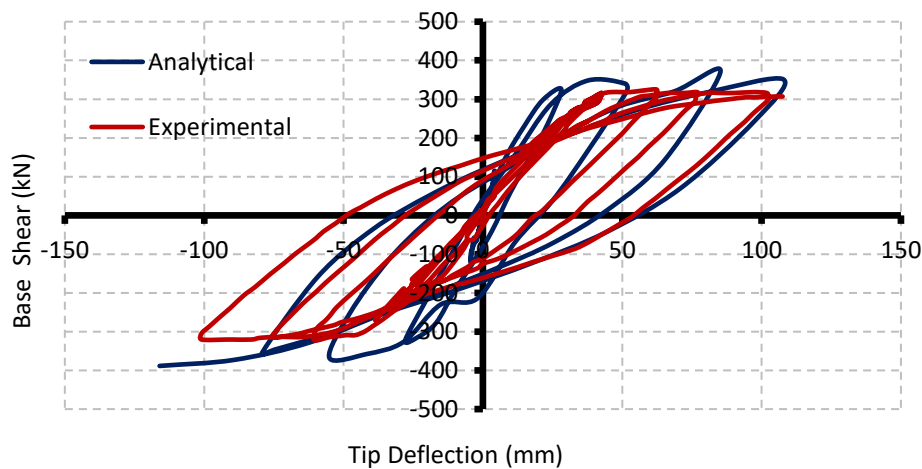
جدول ۴- مشخصات مهاربند کمانش تاب

سازه	قطر مقطع (mm)	مساحت مقطع (mm <sup>2</sup> )
۶ طبقه	105	8659
۱۲ طبقه	148	17203

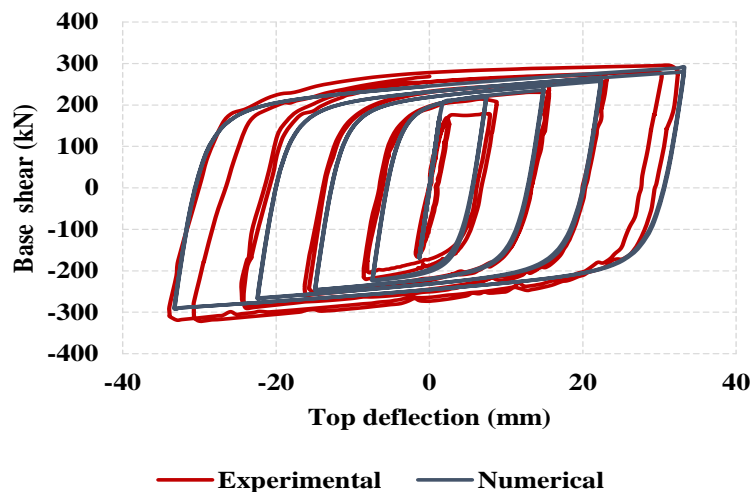
خمششی ناچیز مدل‌سازی شد. به منظور در نظر گرفتن اثر P-Delta، بار سازه‌ای به ستون مذکور اعمال شد. قبل از تحلیل قاب‌ها، روند مدل‌سازی از طریق مقایسه مدل‌های نرم‌افزاری با مطالعات تجربی موجود از قبل، صحت‌سنجی شد. برای اطمینان کامل از دقت مدل‌ها، هر قسمت به‌طور کامل کالیبراسیون شد. جمله دیوار برشی و مهاربند کمانش‌تاب به دقت کالیبره شد. نتیجه مدل‌سازی یک دیوار برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار Seismostruct توسط **سون‌هو چو** و **همکاران**<sup>[۱۶]</sup> در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین نتیجه مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب آزمایش‌شده در شکل (۶) نمایش داده شده است که نمایان‌گر تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی است.

#### ۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی

مدل‌های غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود Seismostruct2020 مدل‌سازی شده‌اند. یک قاب جانبی دویعدی با یک ستون اضافی دارای سختی محوری با سختی



شکل ۵- کالیبراسیون دیوار برشی [۱۲]



شکل ۶- کالیبراسیون مهاربند کمانش‌تاب [۸]

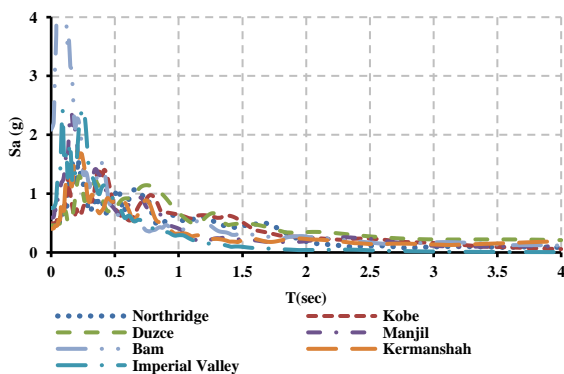
<sup>1</sup> Cho et al

۵- مشخصات مدل‌های مورد بررسی و فرضیات تحلیل

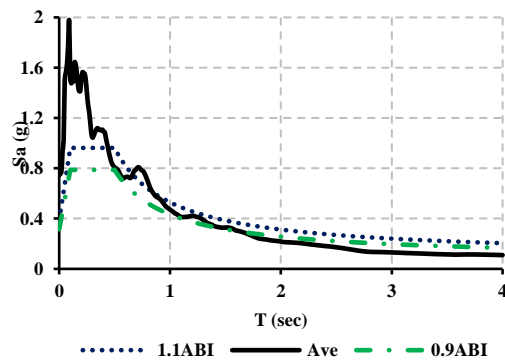
مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی بتن آرمه تحت هر دو بارگذاری استاتیکی و دینامیکی قرار داده شدند. تحلیل‌های استاتیکی شامل تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی تاریخیچه زمانی روی مدل‌ها انجام شد. برای تحلیل دینامیکی یا به عبارت دیگر تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی، مجموعه‌ای از هفت رکورد زلزله استفاده شد. رکوردهای انتخاب شده و جزئیات مربوط به آن‌ها در جدول (۵) فهرست شده است. برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها از آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7-22) استفاده شده است [۱۷]. شکل (۷) طیف متوسط و مقایسه آن با آیین‌نامه و شکل (۸) طیف‌های مقیاس شده را نشان می‌دهد. تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی در شدت‌های مختلف انجام شد. نتایج تحلیل‌ها در بخش‌های زیر گزارش شده است.

جدول ۵- جزئیات زلزله‌های به کاررفته

Record	Recording Station	Year	Earthquake Magnitude	$R_{rup}$ (km)	DT (sec)	Duration	Scale Factor	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
Northridge	Tarzana	1994	6.69	36.7	0.02	59.98	0.431	914.29
Kobe	Takatori	1995	6.9	24.8	0.01	31.99	0.495	902.75
Duzce	Bolu	1999	7.14	12	0.005	103.52	0.457	724.96
Manjil	Abbar	1990	7.37	12.5	0.02	53.5	0.589	504.23
Bam	Bam	2003	6.5	47.1	0.005	58.87	2.08	791.66
Kermanshah	Sarpolezahab	2017	6.3	18	0.02	30	0.402	684.53
Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.95	10.4	0.005	30	0.752	372.09



شکل ۸- شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده



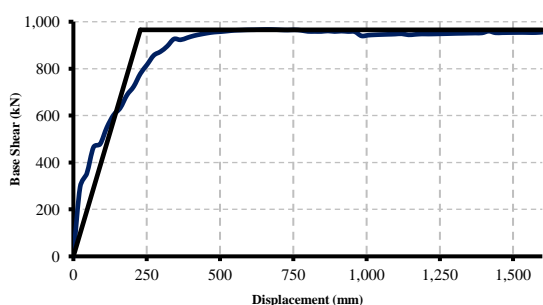
شکل ۷- مقایسه نمودار متوسط با ASCE7-22



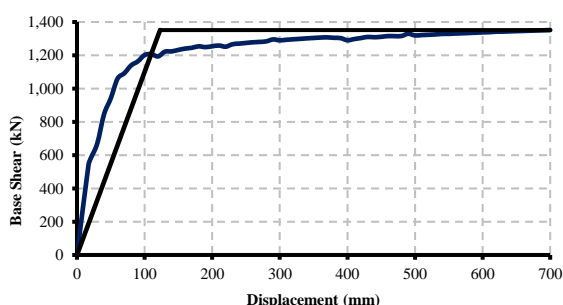
سیستم دیوار برشی معمولی به طور قابل توجهی افزایش یافته است. اگرچه پارامترهای پاسخ جانبی محاسبه شده، کاهش قابل توجهی در ضریب شکل پذیری نشان می دهند.

۶-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

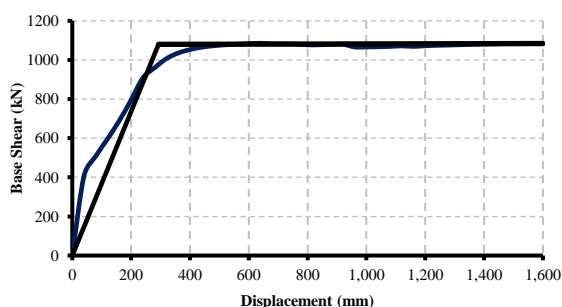
سازه‌ها تحت یک بار جانبی فزاینده اعمال شده به هر دیافراگم تحلیل شدند. افزایش بار تا زمانی که سازه‌ها به جابه‌جایی هدف رسیدند یا علائمی از فروپاشی و ناپایداری جانبی را نشان دادند، ادامه پیدا کرد. نمودارهای بار افزونه<sup>۱</sup> در شکل (۹) نشان داده شده‌اند. همان‌طور که از نمودارها مشخص است، ظرفیت نیروی برشی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب در مقایسه با



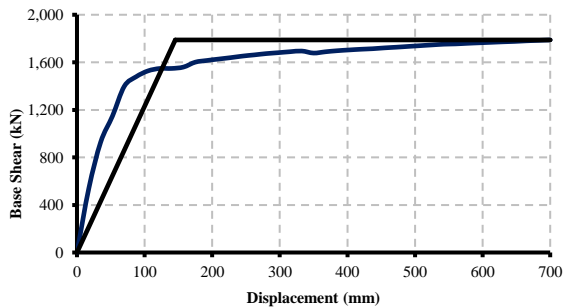
(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

شکل ۹- نمودارهای بار افزونه (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ و ۱۲ طبقه بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۶ و ۱۲ طبقه با قطعه تعویض پذیر

جدول ۶- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

پارامترها	سازه ۶ طبقه		سازه ۱۲ طبقه	
	سازه بدون BRB	سازه با BRB	سازه بدون BRB	سازه با BRB
$F_y$ (kN)	1788.3	1351.4	1212.1	1086.3
$\Delta_y$ (mm)	145.392	122.911	293.305	223.627
$\Delta_{target}$ (mm)	194.281	206.341	360.524	360.618
$\mu$	1.34	1.68	1.23	1.61

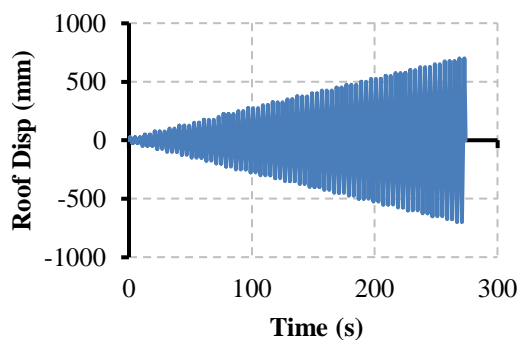
<sup>1</sup> Pushover



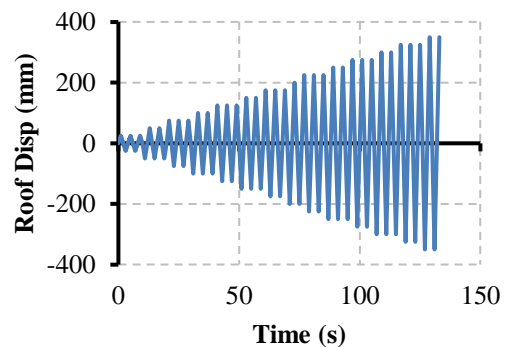
۱۲ طبقه ادامه پیدا می‌کند. پروتکل‌های بارگذاری را می‌توان در شکل (۱۰) مشاهده کرد. نتایج تحلیل نشان داد مقاومت حداکثر و استهلاک انرژی افزایش پیدا کرده است. نمودارهای حاصل از این تحلیل در شکل (۱۱) آورده شده و کار انجام‌شده توسط این قاب‌ها در جدول (۷) خلاصه شده است.

## ۲-۶- تحلیل شبه‌استاتیکی چرخه‌ای

اگرچه تحلیل‌های بار افزونه درک جامعی در مورد پاسخ جانبی سیستم پیشنهادی می‌دهد، اما هنوز جنبه‌هایی وجود دارد که نمی‌توان آن‌ها را در تحلیل بار افزونه بررسی کرد. از این‌رو، تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (استاتیکی تاریخچه زمانی<sup>۱</sup>) نیز در قالب چرخه‌ای انجام شد. پروتکل بارگذاری مطابق با ATC24 است [۱۸]. پروتکل پیشنهادی شامل یک سری حلقه‌های هیستریزس است که از ۲۵ میلی‌متر شروع می‌شود و حداکثر تا جابه‌جایی‌های ۳۵۰ و ۷۰۰ میلی‌متر به ترتیب برای سازه‌های ۶ و

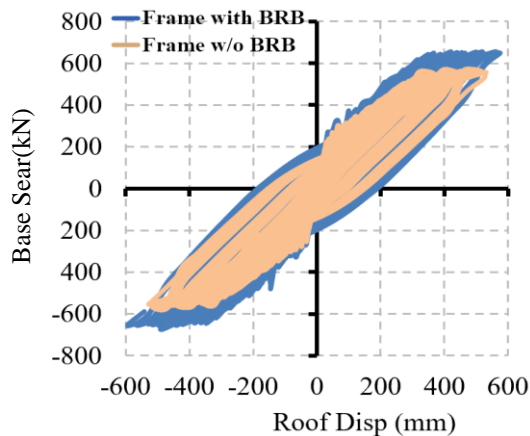


(ب)

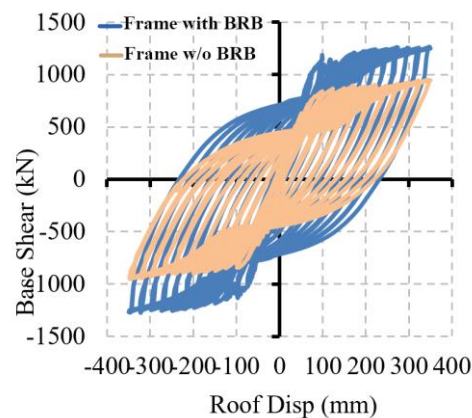


(الف)

شکل ۱۰- (الف): پروتکل بارگذاری ساختمان ۶ طبقه (ب): پروتکل بارگذاری ساختمان ۱۲ طبقه



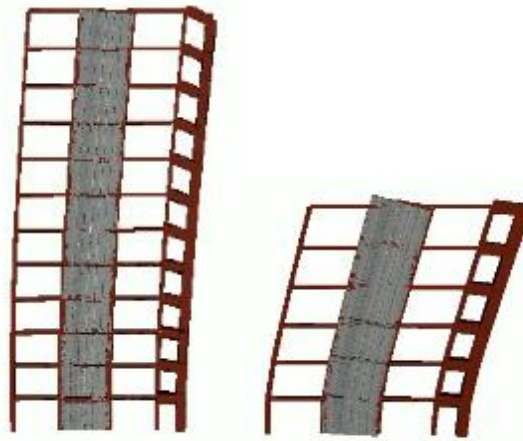
(ب)



(الف)

شکل ۱۱- (الف): مقایسه نمودارهای هیستریزس قاب ۶ طبقه (ب): مقایسه نمودارهای هیستریزس قاب ۱۲ طبقه

<sup>1</sup> Static Time History Analysis



(ب)

(الف)

شکل ۱۲- (الف): نمونه‌ای از الگوی تغییر شکل قاب ۶ طبقه تحت بار جانبی (ب): نمونه‌ای از الگوی تغییر شکل قاب ۶ و ۱۲ طبقه تحت بار جانبی

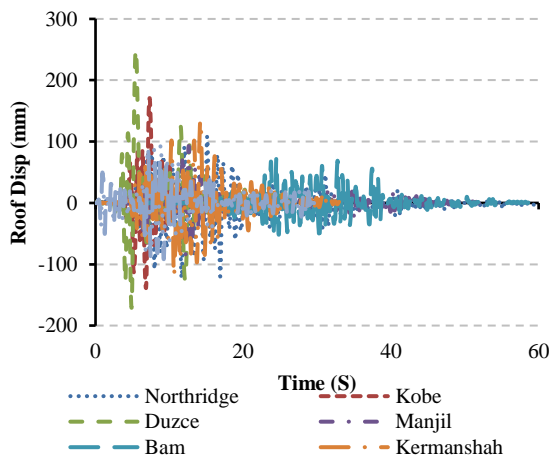
جدول ۷- کار انجام شده توسط قاب‌ها

تعداد طبقات	کار انجام شده (J)	
	دیوار برشی	دیوار برشی با مهاربند
6	6534000	9610000
12	2570000	3570000

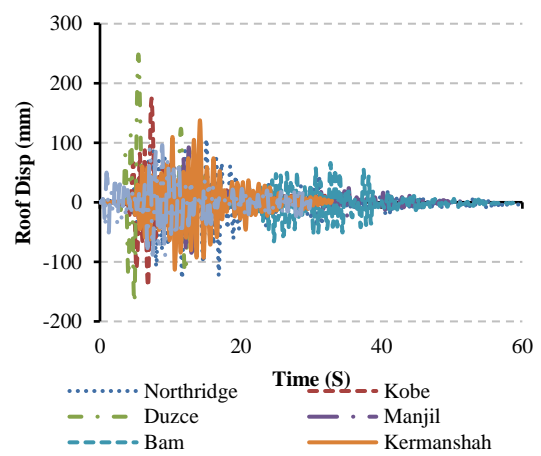
شده است. جابه‌جایی‌های هر دو دیوار برشی و دیوار برشی با مهاربند، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵] در محدوده مجاز ۲/۵ درصد قرار گرفته بود. نمونه دارای مهاربند کماتش‌تاب موفق به کاهش جابه‌جایی‌ها و برش پایه در برخی موارد شد که نشان دهنده بهبود پاسخ لرزه‌ای است.

### ۳-۶- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

ارزیابی پاسخ سازه‌ای از طریق مقایسه کمی برش پایه و جابه‌جایی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی<sup>۱</sup> انجام شد. برای سازه‌های مورد بررسی، جابه‌جایی بام نسبت به زمان در شکل (۱۳) و برش پایه در مقابل زمان در شکل (۱۴) نشان داده

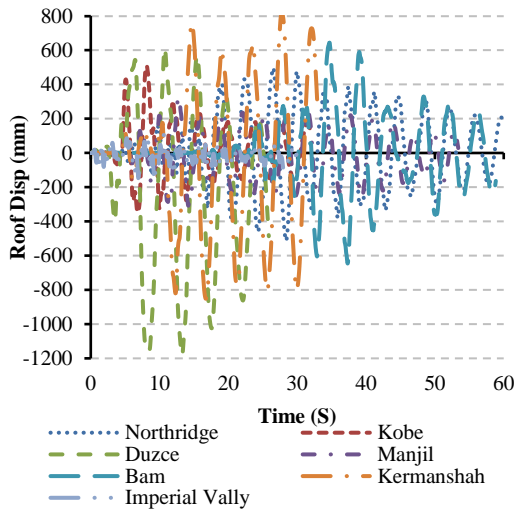


(ب)

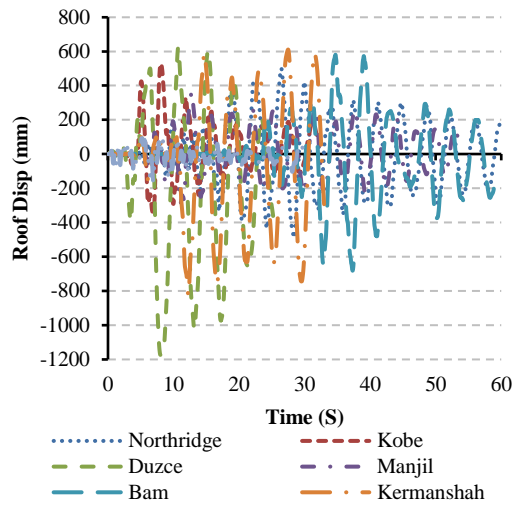


(الف)

<sup>1</sup> Nonlinear Time History Analysis

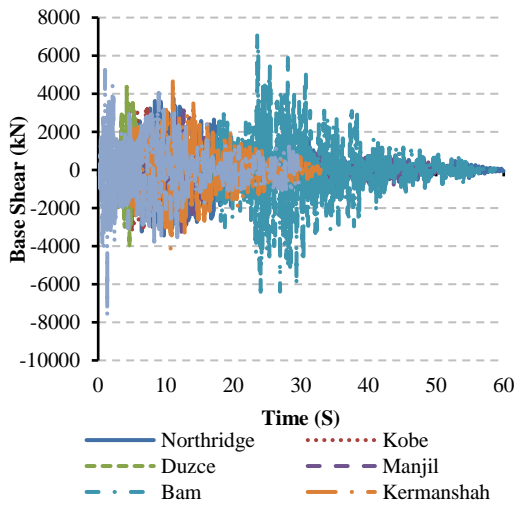


(ت)

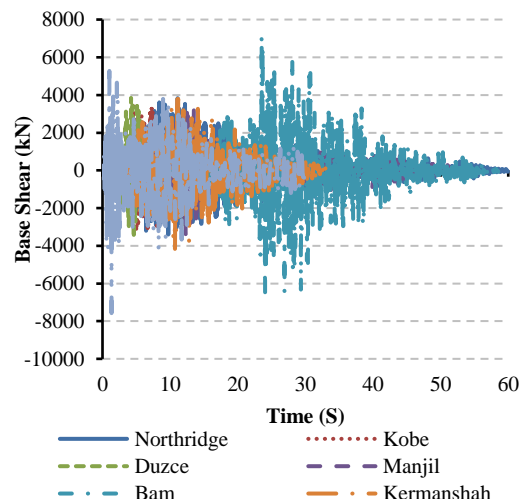


(پ)

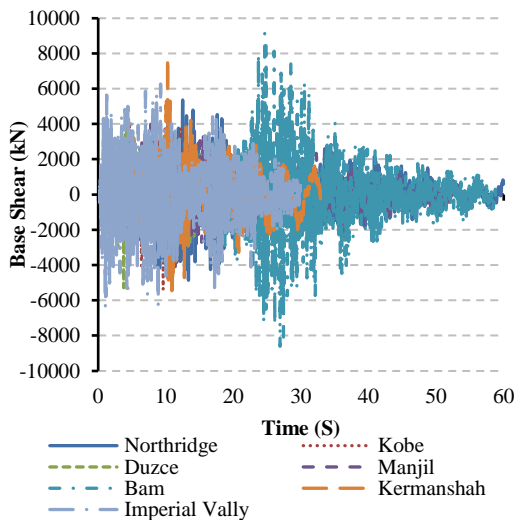
شکل ۱۳- نمودارهای جابه‌جایی در برابر زمان (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۱۲ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر



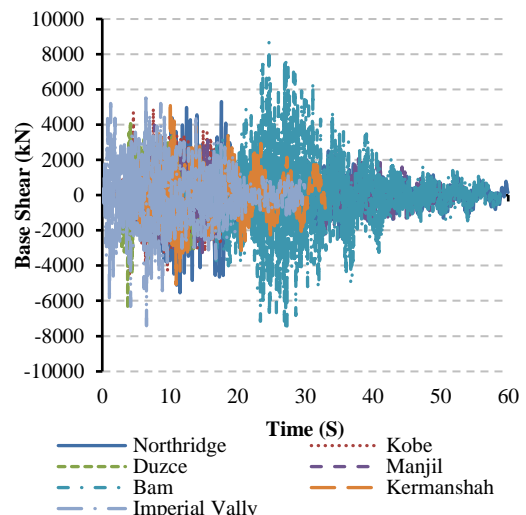
(ب)



(ف)



(ت)



(پ)

شکل ۱۴- نمودارهای برش پایه در برابر زمان (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۱۲ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر

#### ۴-۶- تحلیل دینامیکی افزایشی

$$R = R_s R_\mu \quad (۳)$$

پارامترهای محاسبه شده در جدول‌های (۸) الی (۱۱) فهرست شده است. نتایج نشان می‌دهد مهاربند کمانش تاب به‌عنوان عنصر مرزی در پای دیوار برشی باعث افزایش ۳۵/۱، ۱۱/۷ و ۳۲/۳ درصد به ترتیب در ضریب اضافه‌مقاومت ( $R_s$ )، ضریب شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) و ضریب رفتار ( $R$ ) در ساختمان ۶ طبقه و ۱۲، ۵ و ۱۹/۵ درصد در ساختمان ۱۲ طبقه شده است.

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در چندین شدت انجام شد، به‌عبارت دیگر تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۱</sup> (IDA) انجام شد. چنین روشی عوامل تأثیرگذار گسترده‌تری را در رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی در نظر می‌گیرد. مقایسه کمی پاسخ لرزه‌ای دیوار برشی معمولی و دیوار برشی همراه با مهاربند برای درک جامع رفتار بهبودیافته در سیستم پیشنهادی ضروری است. از این‌رو، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای با استفاده از نتایج IDA محاسبه شد. پارامترها شامل ضریب اضافه‌مقاومت ( $R_s$ )، ضریب شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) و ضریب رفتار ( $R$ ) است.

$$R_\mu = \frac{V_b(Dyn,u)}{V_b(Dyn,e)} \quad (۱)$$

که در آن ( $V_b(Dyn,e)$ ) حداکثر برش پایه الاستیک و ( $V_b(Dyn,u)$ ) برش پایه نهایی در جابه‌جایی هدف است.

$$R_s = \frac{V_b(Dyn,u)}{V_b(st,y)} \quad (۲)$$

که در آن ( $V_b(st,y)$ ) برش پایه مربوط به اولین تشکیل مفصل پلاستیکی است که از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده است. در نهایت ضریب رفتار را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

جدول ۸- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۶ طبقه بدون مهاربند کمانش تاب

Record	DM	IM	$V_b(Dyn,u)$ (kN)	$V_b(St,y)$ (kN)	$V_b(Dyn,e)$ (kN)	$R_s$	$R_m$	$R_{LRFD}$
Northridge	0.02	1.536	2456		4278	1.373	1.74	2.390
Kobe	0.02	1.439	2889		4932	1.615	1.7	2.746
Duzce	0.02	1.242	2785		3845	1.557	1.38	2.149
Manjil	0.02	3.684	4552	1788.338	9650	2.545	2.12	5.396
Bam	0.02	2.2	3129		6651.5	1.750	2.12576	3.719
Kermanshah	0.02	2.075	2890		4587	1.616	1.587	2.565
Imperial Vally	0.02	5.84	4652		5763	2.601	1.239	3.223
Average						1.865	1.70	3.170
$\sigma$						0.460	0.313	1.032
C.V.						0.246	0.184	0.326

<sup>1</sup> Incremental Dynamic Analysis



جدول ۹- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۶ طبقه با مهاربند کمانش‌تاب

Record	DM	IM	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_m$	$R_{LRFD}$
Northridge	0.02	1.948	2917		5779	2.158	1.981	4.276
Kobe	0.02	1.787	2035		4174	1.506	2.051	3.088
Duzce	0.02	1.5	2090		5868	1.546	2.808	4.342
Manjil	0.02	3.476	3542	1351.486	7474	2.621	2.110	5.530
Bam	0.02	2.2	4238		6651.5	3.136	1.569	4.922
Kermanshah	0.02	1.81	2017		3889	1.492	1.928	2.878
Imperial Vally	0.02	5.42	7015		5857	5.191	0.835	4.334
Average						2.521	1.90	4.196
$\sigma$						1.235	0.553	0.872
C.V.						0.490	0.292	0.208

جدول ۱۰- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۱۲ طبقه بدون مهاربند کمانش‌تاب

Record	DM	IM	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_m$	$R_{LRFD}$
Northridge	0.02	3.23	3711		7958	3.062	2.144	6.565
Kobe	0.02	1.642	3559		6778	2.936	1.904	5.592
Duzce	0.02	0.775	1661		4615	1.370	2.778	3.807
Manjil	0.02	3	7857	1212.111	7876	6.482	1.002	6.498
Bam	0.02	1.374	3979		5987	3.283	1.505	4.940
Kermanshah	0.02	0.908	1749		6660	1.443	3.808	5.495
Imperial Vally	0.02	10.865	4037		8002	3.331	1.982	6.602
Average						3.129	2.161	5.643
$\sigma$						1.571	0.842	0.955
C.V.						0.502	0.390	0.169

جدول ۱۱- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۱۲ طبقه با مهاربند کمانش‌تاب

Record	DM	IM	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_m$	$R_{LRFD}$
Northridge	0.02	3.052	4393		9871	4.044	2.247	9.086
Kobe	0.02	1.571	3515		7172	3.236	2.040	6.602
Duzce	0.02	0.844	2376		4711	2.187	1.983	4.337
Manjil	0.02	2.759	6500	1086.355	6702	5.983	1.031	6.170
Bam	0.02	1.179	4345		6268	4.000	1.443	5.770
Kermanshah	0.02	0.988	3661		6621	3.370	1.809	6.095
Imperial Vally	0.02	10.865	1870		9979	1.721	5.336	9.186
Average						3.506	2.270	6.749
$\sigma$						1.292	1.308	1.646
C.V.						0.369	0.576	0.244



## ۷- نتیجه گیری

بهبود لرزه‌ای و ارزیابی پاسخ لرزه‌ای دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با استفاده از عناصر مرزی فولادی قابل تعویض یعنی مهاربندهای کمانشی در این تحقیق مورد مطالعه قرار گرفت. به‌طور کلی، دیوار برشی همراه با مهاربند کمانش تاب پیشنهادی ثابت کرد که در بهبود پاسخ سازه‌ای مؤثر است. در این بخش نکات قابل توجهی ارائه شده است:

- استفاده از المان مرزی فولادی تعویض پذیر باعث کاهش اندک سختی در سازه می‌گردد.

- با کاهش سختی در سازه با دیوار برشی بتن‌آرمه همراه با المان مرزی فولادی تعویض پذیر، جابه‌جایی نسبی طبقات همچنان در محدوده مجاز ۲٪ ارتفاع است.

- با حذف المان مرزی فولادی تعویض پذیر، در منحنی هیستریزس پدیده پرچمی شدن مشاهده شد و با کاهش سطح زیر منحنی، شکل پذیری در سازه ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۳۰ و ۲۵ درصد کاهش یافته است.

- با افزایش ارتفاع سازه، تأثیر المان مرزی فولادی تعویض پذیر بر روی شکل پذیری سازه اندکی کاهش یافته، ولی همچنان شکل پذیری آن نسبت به دیوار برشی بدون المان مرزی فولادی تعویض پذیر بیش تر است.

- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب‌ها در سازه ۶ طبقه با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی تعویض پذیر به ترتیب برابر ۱/۹، ۱/۷ و ۳/۲ و برای سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه با المان مرزی فولادی تعویض پذیر برابر ۲/۵، ۱/۹ و ۴/۲ می‌باشد.

- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب‌ها در سازه ۱۲ طبقه با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی تعویض پذیر به ترتیب برابر ۳/۱، ۲/۲ و ۵/۶ و برای سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه با المان مرزی فولادی تعویض پذیر برابر ۳/۵، ۲/۳ و ۶/۷ می‌باشد.

- مقدار ضریب رفتار به دست آمده در این تحقیق برای دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی کم تر از مقدار در نظر گرفته شده در آیین نامه است.

- [۱۴] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [۱۵] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۶)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [16] Cho, S.H., et al. (2004), "Structural steel boundary elements for ductile concrete walls. *Journal of Structural Engineering*", 130(5): p. 762-768.
- [17] ASCE 7-22, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Standards. American Society of Civil Engineers.
- [18] ATC-24, "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", 1992.
- [1] Tores, P., Moehle, J., and ATC-94 Group (2010), "Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Walls Buildings Based on Studies of the Chile Earthquake", NEHRP Consultants Joint Venture, NIST GCR 14-917-25.
- [2] Parsafar, S., and Moghadam, A.S. (2017), "Development of a rocking R/C shear wall system implementing repairable structural fuses", *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 9(3): p. 247-258.
- [3] Guo, T., Zhang, G., and Chen, C. (2014), "Experimental study on self-centering concrete wall with distributed friction devices", *Journal of Earthquake Engineering*, 18(2): p. 214-230.
- [4] Chen, C., et al. (2018), "Study on the shear wall structure with combined form of replaceable devices", *Advances in Structural Engineering*, 21(9): p. 1327-1348.
- [5] Watanabe, A., et al. (1988), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", in *Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering*.
- [6] Dehghani, M., and Tremblay, R. (2018), "Design and full-scale experimental evaluation of a seismically enduring steel buckling-restrained brace system", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(1): p. 105-129.
- [7] Razavi, S.A., et al., (2018), "Buckling-restrained brace with CFRP encasing: Mechanical behavior & cyclic response", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 27(6): p. 675-689.
- [8] Razavi, S.A., Mirghaderi, S.R., and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, 77: p. 143-160.
- [9] Mehdipanah, A., Mirghaderi, S.R., and Razavi S.A. (2016), "Seismic performance of stiffness-based designed buckling-restrained braced frame and special moment-resisting frame dual systems", *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(8): p. 918-935.
- [10] Carpenter, L.D., et al. (2011), "Performance of tall buildings in Viña del Mar in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1): p. 17-36.
- [11] Kam, W.Y., and Pampanin, S. (2011), "The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake", *Structural Concrete*, 12(4): p. 223-233.
- [12] Xiong, Z. (2008), "Lessons learned from Wenchuan earthquake: to improve the seismic design of school buildings", in *14th World Conference in Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [۱۳] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۹) - مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.





<http://journalisss.ir>

## تحلیل کمانش و ارتعاشات ستون‌های با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی

امیرحسین طاهرخانی<sup>۱</sup> و مجید امین افشار<sup>۲\*</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) قزوین، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) قزوین، ایران

\*قزوین، صندوق پستی ۹۶۸۱۸-۳۴۱۴۸، [mj.afshar@eng.ikiu.ac.ir](mailto:mj.afshar@eng.ikiu.ac.ir)

### چکیده

استفاده از اعضای با مقطع متغیر به علت صرفه اقتصادی کاربرد فراوانی در سازه‌های فولادی به خصوص سوله‌های صنعتی دارد. اما با افزایش دمای ناشی از تغییرات حرارتی، مشخصات مقاومتی و سختی اعضای قاب‌های صنعتی به سرعت کاهش می‌یابد. برای طرح کامل و ایمن لازم است پایداری (کمانش حرارتی) در قاب‌های صنعتی بررسی شود. در مقاله حاضر، کمانش حرارتی و ارتعاشات ناشی از تغییرات حرارتی ستون‌های الاستیک غیرمنشوری با روش رایلی-ریتز بررسی می‌شود. در گام اول، با استفاده از روش همیلتون، معادله دیفرانسیل حاکم استخراج می‌گردد. در گام بعدی، شکل ضعیف معادله دیفرانسیل محاسبه شده و از سری چیشیف به عنوان تابع تغییر مکان عرضی و تابع وزن استفاده می‌گردد. در گام آخر، پس از استخراج ماتریس‌های سختی مصالح، سختی هندسی و ماتریس جرم در نهایت مقادیر ویژه معادله بررسی می‌شوند. نتایج نشان می‌دهد که افزایش هم‌زمان شیب مقطع ( $\beta$ ) و ضریب تغییرات حرارتی ( $\gamma$ ) تأثیر قابل توجهی در افزایش ضریب طول مؤثر ( $K$ ) و کاهش ظرفیت بارکمانشی ( $P_{cr}$ ) در تمامی شرایط مرزی تکیه‌گاهی مختلف دارد. هم‌چنین افزایش هم‌زمان شیب مقطع ( $\beta$ ) و ضریب تغییرات حرارتی ( $\gamma$ ) بسته به نوع شرایط مرزی تکیه‌گاهی سبب افزایش یا کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد ( $\bar{\omega}$ ) می‌گردد. برای به‌کارگیری نتایج در محاسبات مهندسی، از منحنی‌های هم‌تراز برای ارائه نتایج و نمایش نمودارها استفاده می‌شود. از نتایج تحقیق‌های پیشین برای اعتبارسنجی استفاده می‌شود. تطابق قابل قبولی بین نتایج حاضر و تحقیق‌های پیشین برقرار است.

### واژگان کلیدی

پایداری، کمانش حرارتی، پایداری مقاطع متغیر، اصل همیلتون، تحلیل مقدار ویژه

## Analysis of buckling and vibrations of Non-Prismatic Columns under thermal changes

Amir Hossein Taherkhani, Majid Amin Afshar

### Abstract

Due to economic efficiency, members with variable cross-sections are widely used in steel structures, especially industrial sheds. But with the increase in temperature caused by thermal changes, the strength and hardness characteristics of industrial frame members decrease rapidly. It is necessary to check stability (thermal buckling) in industrial frames for a safe and complete design. In this article, thermal buckling and vibrations caused by thermal changes of non-radiative elastic columns are investigated by the Rayleigh-Ritz method. In the next step, the weak form of the differential equation is calculated and the Chebyshev series is used as the transverse displacement function and the weight function. In the last step, after extracting material stiffness matrices, geometric stiffness, and mass matrix, the eigenvalues of the equation are checked. The results show that the simultaneous increase of the slope of the section and the coefficient of thermal changes significantly affect the effective length coefficient and reduce the buckling load capacity in all the boundary conditions of different supports. Also, the simultaneous increase of the slope of the cross-section and the coefficient of thermal variation, depending on the type of boundary conditions of the support, cause an increase or decrease in the dimensionless natural frequency. Aligned curves are used to present results and display graphs to apply results in engineering calculations. The results of previous research are used for validation. There is an acceptable agreement between the present results and previous studies.

### Keywords

Stability, Thermal buckling, Stability of variable sections, Hamilton's principle, Eigenvalue analysis



## ۱- مقدمه

سازه‌های ساختمانی و صنعتی در زمان رخداد آتش‌سوزی تحت بار حرارتی قرار می‌گیرند. مهم‌ترین اثر تغییرات حرارتی در اعضای سازه‌ای (تیرها و ستون‌ها) کماتش حرارتی است. پس برای طراحی ایمن و کامل لازم است، پایداری (بارکمانشی بحرانی) اعضای سازه‌ای تحت اثر تغییرات حرارتی (کمانش حرارتی) در زمان آتش‌سوزی بررسی شود. طبق تعریف **اولر**<sup>۱</sup> [۱]، بار کمانشی بحرانی در واقع بیش‌ترین نیرویی است که یک ستون می‌تواند تحمل کند بدون این که خم شود و کمانش کند. **اولر**، **تیموشنکو**<sup>۲</sup> [۲]، **بازانت**<sup>۳</sup> [۳]، **مورلی**<sup>۴</sup> [۴]، به مطالعه ظرفیت بار کمانشی ستون‌های الاستیک بر مبنای روش‌های حل بسته معادله دیفرانسیل حاکم یا تقریبی عددی پرداختند. **شی‌رونگ**<sup>۵</sup> و **همکاران** [۵]، به مطالعه پاسخ پس‌کمانش یک تیر الاستیک دوسر ساده تحت افزایش دمای غیریکنواخت پرداختند. **وانگ** و **وانگ**<sup>۶</sup> [۶]، پایداری اعضای سازه‌ای از قبیل تیرها، ستون‌ها و صفحات را بررسی کردند. ایشان از روش‌های تحلیلی برای حل معادلات متشکله استفاده کردند. **رافتویانیس** و **همکاران**<sup>۷</sup> [۷]، پایداری ستون‌های دابل غیرمنشوری تحت فشار محوری و خمش دومحوره را بررسی کردند. مقطع عضو در دو جهت محور اصلی و فرعی به صورت خطی تغییر می‌کند و تغییرات ممان اینرسی با توان دو است. **سینگ و لی**<sup>۸</sup> [۸]، به بررسی بار کمانشی ستون‌های غیرمنشوری الاستیک‌گیردار ساخته شده از مواد مدرج تابعی پرداختند. بار بحرانی ستون در پنج مد اول ستون غیرمنشوری برای شرایط مرزی (دوسر مفصلی، دوسر گیردار، گیردار-مفصلی و گیردار-آزاد) بررسی شده است. نتایج با مدل‌های اجزای محدود و تفاضل محدود صحت‌سنجی شده است. **پینارباسی**<sup>۹</sup> [۹]، به تحلیل بار کمانشی ستون‌های غیرمنشوری با تکیه‌گاه‌های ارتجاعی پرداخت. ایشان از روش تکرار متغیر برای حل معادله متشکله استفاده کردند. تغییرات سختی به دو صورت نمایی و خطی در نظر گرفته شده است. **قنادپور** و **همکاران** [۱۰]، به مطالعه کمانش و ارتعاشات تیر اولر-برنولی غیرمحللی به روش ریتز پرداختند. **ژانگ** و **همکاران**<sup>۱۱</sup> [۱۱]، به مطالعه پایداری ستون‌های دابل غیرمنشوری الاستیک با مقطع عرضی لوله‌ای

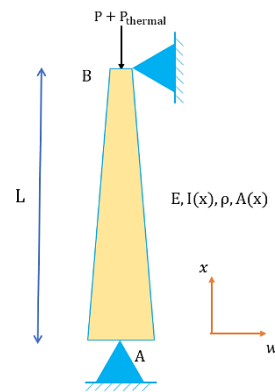
پرداختند. ایشان از روش‌های اجزای محدودی برای حل معادله دیفرانسیل متشکله بهره بردند. سپس با بهره‌گیری از تکنیک‌های برازش منحنی<sup>۱۱</sup> از روابط صریح برای محاسبه ظرفیت بار بحرانی استفاده کردند. **اواکار**<sup>۱۲</sup> [۱۲]، به مطالعه کمانش ستون‌های فولادی الاستیک تحت فشار محوری پرداخت. ایشان کمانش ستونی با مقطع (مربعی، مستطیلی، دایره‌ای) را در شرایط مرزی مختلف با روش اجزای محدود بررسی کرد. همچنین اثر شرایط مرزی مختلف، مقطع عرضی و نسبت لاغری را بر بار کمانشی ستون‌های فولادی مورد بررسی قرار داد. **کائو** و **همکاران**<sup>۱۳</sup> [۱۳]، به بررسی پایداری ستون‌های الاستیک منشوری فشاری با تکیه‌گاه‌های دوسر ساده با فنرهای دورانی در دو انتها پرداختند. ایشان از روش‌های تحلیلی برای مطالعه کمانش ستون مذکور با فرض برون‌محوری اولیه استفاده کردند. **فتحی** و **همکاران** [۱۴]، به بررسی معادلات شیب-افت برای ستون‌های دارای نقص اولیه و اتصالات نیمه‌صلب با در نظرگیری اثر برشی پرداختند. نقص‌های هندسی ستون‌ها در حین نصب از قبیل ناشاقولی، خروج از مرکزیت، انحنای ستون و همچنین اثر تغییر شکل‌های برشی در این تحقیق لحاظ شده است. **رضایی‌پژند** و **همکاران** [۱۵]، پایداری جانبی-پیچشی تیر ماهیچه‌ای دوسر ساده با مقطع متقارن ساخته شده از مواد تابعی دوطرفه را با استفاده از روش ریتز مورد مطالعه قرار دادند. **سلطانی** و **عسگریان** [۱۶]، به بررسی پایداری ستون‌های غیرمنشوری با استفاده از ترکیب روش سری‌های توانی و بسط مک‌لورن پرداختند. **عسگریان** و **سلطانی** [۱۷]، به مطالعه پایداری و ارتعاش آزاد ستون‌های غیرمنشوری با استفاده از ترکیب روش سری‌های توانی پرداختند. استفاده از اعضای با مقطع متغیر به علت صرفه اقتصادی کاربرد فراوانی در سازه‌های فولادی به خصوص سوله‌های صنعتی و پل‌های فلزی دارد از طرفی سازه‌های فولادی در مقابل گرمای زیاد دچار انبساط طولی می‌شوند. در تحقیق‌های پیشین، اثر هم‌زمان تغییرات ممان اینرسی در طول عضو و تغییرات حرارتی بر کمانش ستون‌های الاستیک بررسی نشده است. در مقاله حاضر، در مدلی جامع ارتعاشات و پایداری ستونی با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی بررسی می‌شود. برای حل، از روش عددی رایلی-ریتز استفاده می‌شود.

<sup>8</sup> Singh and Li<sup>9</sup> Pinarbasi<sup>10</sup> Zhang et al<sup>11</sup> Fitting Processes<sup>12</sup> Avcar<sup>13</sup> Cao et al<sup>1</sup> Euler<sup>2</sup> Timoshenko<sup>3</sup> Bazant<sup>4</sup> Morley<sup>5</sup> Shi-rong<sup>6</sup> Wang and Wang<sup>7</sup> Raftoyiannis et al

به این صورت که از سری چبیشف به عنوان تابع تغییر مکان عرضی و تابع وزن استفاده می‌گردد. ممان اینرسی و مساحت عضو به صورت تابع خطی بر حسب ممان اینرسی ابتدایی و مساحت ابتدایی در معادله اعمال می‌شود. معادله هدف از نوع مقدار ویژه است. از تکنیک‌های ریشه‌یابی برای حل معادله و یافتن پارامتر پاسخ (طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد) استفاده می‌شود.

## ۲- مدل‌سازی و تعریف مسئله

مطابق شکل (۱) ستون الاستیک غیرمنشوری با شرایط مرزی دو انتها مفصلی، تحت کمانش حرارتی با مشخصات گشتاور دوم سطح  $(I(x))$ ، مدول الاستیسیته  $(E)$ ، جرم واحد طول  $(\rho \times A(x))$ ، طول  $(L)$ ، سطح مقطع  $(A(x))$  و جرم مخصوص  $(\rho(x))$  در نظر گرفته می‌شود. در این مدل، نیروی ناشی از حرارت  $(P_{thermal})$  و بار کمانش بحرانی  $(P)$  را در نظر می‌گیریم.



شکل ۱- ستون دو سر مفصل با مقطع متغیر تحت بار محوری و تغییرات حرارتی

## ۲-۱- توزیع مقطع متغیر در ستون‌های فولادی

در اعضای غیرمنشوری به دلیل غیرثابت بودن مقادیر طول و عرض، گشتاور دوم سطح مقطع و مساحت مقطع در حال تغییر هستند. جهت اعمال اثر غیریکنواختی مقطع،  $(A_0)$  و  $(I_0)$  به ترتیب سطح مقطع بزرگ‌تر در ابتدای عضو و ممان اینرسی آن است.  $(X)$  فاصله هر نقطه از ستون،  $(L)$  طول ستون،  $(\beta)$  شیب مقطع،  $(b)$  عرض، ارتفاع مقطع و  $(\bar{x} = \frac{x}{L})$  فاصله بی‌بعد هر نقطه از ستون هستند. ضریب  $(\beta)$  مقادیری از ۰ تا ۰/۹ دارد [۱۶].

مطابق تئوری تیر اوایلر-برنولی، فرضیه‌های ذیل برای تحلیل پایداری ستون شکل (۱) در نظر گرفته شده است:

- در مقاله حاضر، تنها اثر کمانش خمشی در ستون مورد نظر لحاظ می‌شود. در واقع، فقط اثر کرنش نرمال ایجاد شده  $\epsilon_{xx}$  در معادله دیفرانسیل حاکم لحاظ شده و از اثرات اینرسی دورانی و تغییر شکل برشی  $\epsilon_{zz}(x,z) = 0, \gamma_{xz}(x,z) = 0$  در پلان  $x-z$  صرف نظر می‌شود. اگر اثرات کمانش خمشی-پیچشی به صورت هم‌زمان در معادله حاکم لحاظ گردد، علاوه بر پارامترهای ممان اینرسی حول محور قوی  $(I_y)$ ، مدول الاستیسیته  $(E)$ ، پارامترهای مدول برشی  $(G)$ ، ممان اینرسی پیچشی  $(J)$ ، ممان اینرسی حول محور ضعیف  $(I_z)$ ، ضریب تابیدگی  $(I_\phi)$  بر مقدار بار کمانشی بحرانی اثرگذار خواهد بود [۱۸].

- اتصالات ستون در قاب‌ها، معمولاً از نوع اتصالات نیمه‌صلب است. به همین منظور اثر اتصالات نیمه‌صلب با استفاده از فنرهای دورانی و خطی در محاسبات مدل‌سازی می‌شود. در مقاله حاضر، کمانش و ارتعاشات تیرهای غیرمنشوری تحت تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی ایده‌آل بررسی شده و از روش ریتز برای حل معادله دیفرانسیل استفاده می‌شود. روش ریتز با استفاده از سری‌های چبیشف سرعت همگرایی بالایی برای رسیدن به پاسخ مورد نظر دارد. اما عیب این روش این است که نمی‌توان شرایط مرزی نیمه‌صلب (فنرهای دورانی و خطی) را در آن مدل‌سازی کرد. برای مدل‌سازی ستون‌های با اتصالات نیمه‌صلب می‌توان از روش المان محدود بهره گرفت.

- در مقاله حاضر، توزیع دما به صورت یکنواخت در نظر گرفته می‌شود. در این فرضیه، دمای ستون به صورت یکنواخت از دمای  $(T_0)$  به دمای نهایی  $(T_f)$  تغییر می‌کند. روش دیگری نیز به نام توزیع دمای خطی  $(LTR)$ <sup>۱</sup> برای اعمال توزیع دما در ستون‌ها وجود دارد. در این فرضیه، دمای سطح بالایی آن  $(T_0)$  است و به صورت خطی در جهت ضخامت به سمت دمای سطح پایینی  $(T_1)$  تغییر می‌کند. معمولاً از فرضیات تیر تیموشنکو برای مدل‌سازی تغییرات دمای خطی استفاده می‌شود [۱۹].

- از لحاظ ساختار مواد سازنده، کمانش ستون‌ها به دو نوع کمانش الاستیک و غیرالاستیک تقسیم می‌شود. در کمانش الاستیک فرض می‌شود منحنی تنش-کرنش ماده

<sup>۱</sup> Linear Temperature Rise

$$P_{\text{thermal}} = \alpha TEA \quad (3)$$

در رابطه فوق ( $\alpha$ ) ضریب انبساط طولی ستون، ( $T$ ) تغییرات دما و ( $E$ ) مدول الاستیسته ستون است.

در معادله (۱) پارامتر خیز جانبی ستونی ( $W$ ) مطابق اصل جداسازی متغیرها، به صورت ضرب ( $w(x)$ ) (پارامتر تابع شکل) در ( $T(t)$ ) (پارامتر تابع زمانی) در نظر گرفته می شود.

$$W = w(x)T(t) \quad (4)$$

$$T(t) = e^{i\omega t} \quad (5)$$

با جای گذاری معادله (۴) و (۵) در معادله (۱)، معادله (۱) به صورت زیر بیان می شود.

$$\frac{d^2}{dx^2} \left( EI(x) \frac{d^2 W}{dx^2} \right) - \rho A(x) w \omega^2 + (P + \alpha TEA(x)) \left( \frac{d^2 w}{dx^2} \right) = 0 \quad (6)$$

شرایط مرزی برای هر دو انتهای اعضای تحلیل شده به صورت زیر تعریف می شود.

مفصلی-مفصلی (S-S):

$$w(0) = w(L) = \left( \frac{d^2 w(0)}{dx^2} \right) = \left( \frac{d^2 w(L)}{dx^2} \right) = 0 \quad (7)$$

گیردار-مفصلی (C-S):

$$w(0) = w(L) = \left( \frac{dw(0)}{dx} \right) = \left( \frac{dw(L)}{dx} \right) = 0 \quad (8)$$

گیردار-آزاد (C-F):

$$w(0) = \left( \frac{dw(0)}{dx} \right) = \left( \frac{d^2 w(L)}{dx^2} \right) = \left( \frac{d^3 w(L)}{dx^3} \right) = 0 \quad (9)$$

گیردار-گیردار (C-C):

$$w(0) = \left( \frac{dw(0)}{dx} \right) = w(L) = \left( \frac{dw(L)}{dx} \right) = 0 \quad (10)$$

برای تعمیم پذیری پاسخهای معادله دیفرانسیل فوق از بی بعدسازی پارامترها استفاده می شود. پارامترهای بی بعد هندسی به صورت زیر تعریف می شوند.

$$\bar{x} = \frac{x}{L}, \quad \bar{\omega} = \omega \sqrt{\frac{\rho A_0 L^4}{EI_0}}, \quad \bar{w} = \frac{w}{L} \quad (11)$$

$$\bar{P} = \frac{PL^2}{EI_0}, \quad \gamma = \frac{\alpha TA_0 L^2}{I_0}$$

خطی است و از روابط قانون هوک پیروی می کند. در این حالت تنش های وارده کم تر از تنش تسلیم است و مدول الاستیسته مقدار ثابتی دارد. در کمانش غیرالاستیک با افزایش میزان تنش ها بیش از میزان تنش تسلیم مصالح سازنده، منحنی تنش- کرنش غیرخطی می شود. لذا مقدار مدول الاستیسته، متناسب با تنش اعمال شده تغییر می کند. در مقاله حاضر رفتار ستون، الاستیک فرض شده و رفتار مصالح همگن از قانون هوک پیروی می کند. [۱۷].

جدول ۱- معادلات حاکم بر تغییرات مساحت و ممان اینرسی بی بعد

مقطع		حالت
$\bar{I}(\bar{x})$	$\bar{A}(\bar{x})$	
		۱. طول مقطع به صورت خطی کاهش می یابد. اما عرض مقطع ثابت است.
$I_0(1 - \beta \bar{x})$	$A_0(1 - \beta \bar{x})$	۲. عرض مقطع در امتداد عضو با شیب $\beta$ کاهش می یابد. اما طول مقطع ثابت است.
$I_0(1 - \beta \bar{x})^3$	$A_0(1 - \beta \bar{x})$	۳. طول و عرض مقطع مستطیلی در راستای عضو و با شیب $\beta$ به صورت هم زمان کاهش می یابد.
$I_0(1 - \beta \bar{x})^4$	$A_0(1 - \beta \bar{x})^2$	

۲-۲- معادله دیفرانسیل ستون با مقطع متغیر با تغییرات حرارتی

معادله دیفرانسیل ستونی مورد نظر با اثر انرژی کرنشی، جرم در واحد طول و بار محوری بر مبنای روش همیلتون<sup>۱</sup> به صورت زیر بیان می شود. ( $W$ ) برابر با خیز جانبی ستونی مورد نظر است.

$$\frac{\partial^2}{\partial \bar{x}^2} \left( EI(x) \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{x}^2} \right) + \rho A(x) \left( \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \right) + P_t \left( \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{x}^2} \right) = 0 \quad (1)$$

در رابطه فوق شامل نیروی بار کمانشی بحرانی و نیروی ناشی از حرارت است. این نیرو بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود.

$$P_t = P + P_{\text{thermal}} \quad (2)$$

( $P$ ) بار کمانش بحرانی و ( $P_{\text{thermal}}$ ) نیروی ناشی از حرارت است.

<sup>1</sup> Hamilton

### ۲-۳- حل معادله با روش رایلی-ریتز

در بخش قبل معادله حاکم بر مجموعه (۱) و شرایط مرزی مسئله در روابط (۷) الی (۱۰) ارائه شد. در این بخش با استفاده از روش عددی رایلی-ریتز معادله مذکور بررسی می‌شود. بدین منظور لازم است که ابتدا شکل ضعیف معادله تشکیل شود. در گام بعدی، از سری‌های چندجمله‌ای چبیشف برای استخراج ماتریس‌های عضو استفاده می‌شود.

### ۲-۴- شکل ضعیف‌شده معادله متشکله

در پژوهش حاضر از روش رایلی-ریتز برای حل معادله متشکله استفاده می‌شود. در این روش، تابع باقی‌مانده  $R(\bar{x})$  در تابع وزن  $\varphi(\bar{x})$  ضرب شده و از حاصل آن انتگرال‌گیری می‌شود. پاسخ به‌صورت معادله نمایش داده می‌شود. در این رابطه تابع وزن  $\varphi(\bar{x})$  است که باید نسبت به  $x$  حداقل دو بار مشتق‌پذیر باشد.

$$\int_0^1 \varphi(\bar{x}) R(\bar{x}) d\bar{x} + R(\bar{x}) = \frac{d^2}{d\bar{x}^2} \left( \bar{I}(\bar{x}) \frac{d^2 \bar{w}}{d\bar{x}^2} \right) - \bar{A}(\bar{x}) \bar{w}^2 \bar{w}(\bar{x}) + (\bar{P} + \gamma \bar{A}(\bar{x})) \frac{d^2 \bar{w}(\bar{x})}{d\bar{x}^2} \quad (12)$$

معادله (۱۲) دو بار انتگرال‌گیری جزیه‌جز شده تا دومرتبه مشتق‌گیری با تابع وزن  $\varphi(\bar{x})$  مبادله گردد و دومرتبه مشتق‌گیری روی متغیر وابسته  $\bar{w}(\bar{x})$  باقی بماند. در نهایت شکل ضعیف معادله به شکل رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\Pi = \int_0^1 [\bar{I}(\bar{x}) \left( \frac{d^2 \varphi}{d\bar{x}^2} \right) \left( \frac{d^2 \bar{w}}{d\bar{x}^2} \right) - (\bar{P} + \gamma \bar{A}(\bar{x})) \left( \frac{d\varphi}{d\bar{x}} \right) \left( \frac{d\bar{w}}{d\bar{x}} \right) - \bar{w}^2 \bar{A}(\bar{x}) \bar{w}(\bar{x}) \varphi(\bar{x})] d\bar{x} = 0 \quad (13)$$

رابطه (۱۳) شکل ضعیف رابطه (۱۲) را نشان می‌دهد. برای حل معادله (۱۳) باید معادله تغییرمکان عرضی را حدس زد، به‌طوری‌که شرایط مرزی را ارضا کند. در مقاله حاضر، از سری‌های چندجمله‌ای چبیشف به‌عنوان تابع تغییرمکان عرضی استفاده می‌شود.

$$w(\bar{x}) = \prod_{m=1}^{n_1} (\bar{x}_m - \bar{x})^{n_2} \sum_{j=1}^n C_j B_{j-1}(\bar{x}) \quad (14)$$

در این رابطه  $(C_j)$  ماتریس بردار ویژه،  $(n)$  تعداد جملات سری،  $(n_1)$  تعداد تکیه‌گاه‌ها در طول ستونی،  $(\bar{x}_m)$  فاصله بی‌بعد

تکیه‌گاه  $m$ ام از ابتدای ستونی و  $(n_2)$  پارامتری وابسته به نوع تکیه‌گاه است.  $(n_2)$  برای تکیه‌گاه ساده برابر ۱ و برای تکیه‌گاه گیردار برابر ۲ است.

$$B_0(\bar{x}) = 1 \quad (15)$$

$$B_1(\bar{x}) = \bar{x}$$

$$B_{j+1} = 2\bar{x}B_j(\bar{x}) - B_{j-1}(\bar{x}) \quad (16)$$

رابطه (۱۶)، رابطه‌ای بازگشتی بر حسب  $\bar{x}$  است. جملات بالاتر بر حسب جملات قبلی محاسبه می‌شوند. در روش رایلی-ریتز تابع وزن  $\varphi(\bar{x})$  نیز برابر تابع تغییرمکان عرضی در نظر گرفته می‌شود. [۱۰]

$$\varphi(\bar{x}) = \prod_{m=1}^{n_1} (\bar{x}_m - \bar{x})^{n_2} \sum_{j=1}^n C_j B_{j-1}(\bar{x}) \quad (17)$$

روش رایلی-ریتز به‌صورت رابطه زیر بیان می‌شود.

$$\frac{\partial \Pi}{\partial C_j} = 0 \quad (18)$$

با جای‌گذاری روابط (۱۴) و (۱۷) در رابطه (۱۳) و با استفاده از ویژگی روش رایلی-ریتز (۱۸)، در نهایت ماتریس‌های سختی به‌صورت رابطه زیر نوشته می‌شوند.

$$K_{ij(S)} = \int_0^1 \bar{I}(\bar{x}) \left( \frac{d^2 \varphi_i}{d\bar{x}^2} \right) \left( \frac{d^2 \bar{w}_j}{d\bar{x}^2} \right) d\bar{x} \quad (19)$$

$$K_{ij(G1)} = \int_0^1 \left( \frac{d\varphi_i}{d\bar{x}} \right) \left( \frac{d\bar{w}_j}{d\bar{x}} \right) d\bar{x} \quad (20)$$

$$K_{ij(G2)} = \int_0^1 \gamma \bar{A}(\bar{x}) \left( \frac{d\varphi_i}{d\bar{x}} \right) \left( \frac{d\bar{w}_j}{d\bar{x}} \right) d\bar{x} \quad (21)$$

$$M_{ij} = \int_0^1 \bar{A}(\bar{x}) \varphi_i \bar{w}_j d\bar{x} \quad (22)$$

در رابطه (۱۹) الی (۲۲)  $(K_{ij(S)})$  و  $(K_{ij(G1)})$  و  $(K_{ij(G2)})$  و  $(M_{ij})$  به‌ترتیب معرف ماتریس سختی مصالح، ماتریس سختی هندسی بار محوری، ماتریس سختی هندسی تغییرات حرارتی و ماتریس جرم ستونی هستند.

$$([K_S] - [K_{G2}] - \bar{w}^2 [M]) \{c\} = 0 \quad (23)$$

رابطه (۲۳)، رابطه مورد نظر برای محاسبه مقدار ضریب فرکانس طبیعی بی‌بعد است. رابطه مذکور از نوع مقدار ویژه است. برای حل لازم است از روش‌های ریشه‌یابی عددی استفاده شود.

$$|[K_S] - [K_{G2}] - \bar{w}^2 [M]| = 0 \quad (24)$$

به‌طور مشابه رابطه مورد نظر برای محاسبه بارکمانشی ستونی به این صورت بیان می‌شود.



## ۱-۳- اعتبارسنجی نتایج

نخست برای اعتبارسنجی نتایج حاصل از این پژوهش، به مقایسه نتایج مدل پیشنهادی با مدل‌های ارائه شده توسط محققین پرداخته می‌شود. همان‌طور که بیان شد، **عسگریان** و **سلطانی** [۱۶] به بررسی ظرفیت بار کمانشی و فرکانس طبیعی ستون غیرمنشوری الاستیک با روش ترکیبی سری‌های توانی گالرکین پرداختند. همچنین در بخشی از کتاب **وانگ** [۶]، ظرفیت بار کمانشی ستون الاستیک با مقطع متغیر با استفاده از روش‌های تحلیلی بررسی شده است. در مقاله حاضر به بررسی ظرفیت بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی با روش عددی رایلی-ریتز پرداخته می‌شود. از نتایج تحقیق‌های نام‌برده برای صحت‌سنجی مقاله حاضر استفاده می‌شود. بدین منظور، باید اثر تغییرات حرارتی در مقاله حاضر نادیده گرفته شود.

جدول ۲- شرایط مرزی مورد مطالعه در مقاله حاضر

گیردار-آزاد	C-F
گیردار-مفصلی	C-S
گیردار-گیردار	C-C
مفصلی-مفصلی	S-S

$$|[K_S] - P_{cr}[K_{G1}] - [K_{G2}]| = 0 \quad (25)$$

برای تعمیم‌پذیری نتایج به محاسبات مهندسی به‌جای پارامتر ظرفیت بار بحرانی ( $P_{cr}$ ) از پارامتر ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای ارائه نتایج پژوهش حاضر استفاده می‌شود.

ضریب طول مؤثر همان فاصله بین دو نقطه عطف متوالی در شکل خمیده ستون مقید ناشی از کمانش است. پارامتر مذکور پارامتری بی‌بعد بوده و فقط تابع شرایط مرزی مختلف تکیه‌گاهی است.

$$K = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_0}{P_{cr} L^2}} \quad (26)$$

## ۳- بحث روی نتایج

رابطه (۲۴) و (۲۵) روابط مورد نظر برای محاسبه فرکانس طبیعی بی‌بعد و بار کمانشی بی‌بعد هستند و برای حل لازم است مقادیر مذکور به وسیله محاسبه دترمینان ماتریس ضرایب محاسبه شوند. همان‌طور که اشاره شد از روش رایلی-ریتز برای محاسبه تابع شکل معادله استفاده می‌شود. در روش‌های عددی افزایش دقت محاسبات به وسیله افزایش جملات تابع شکل (۱۷) انجام می‌شود. به همین منظور معادله (۱۷) تا جملات سری دهم بررسی می‌شود. تمامی مراحل فوق از جمله محاسبه ماتریس سختی و دترمینان ماتریس (مقدار ویژه) به وسیله کدنویسی در نرم‌افزار متلب<sup>۱</sup> انجام می‌شود.

جدول ۳- مقادیر بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر (تغییرات خطی ممان اینرسی) با شرایط مرزی مختلف

سلطانی و		عسگریان		وانگ و وانگ [۶]		نتایج جدید		نتایج جدید		$\beta$ (شیب مقطع)	شرایط مرزی
$\bar{\omega}$		$\bar{\omega}$		$\bar{P}_{cr}$		$\bar{P}_{cr}$		$\bar{P}_{cr}$			
N=10	N=5	N=1	$\bar{\omega}$	N=10	N=5	N=1	$\bar{P}_{cr}$	N=10	N=5	N=1	$\bar{P}_{cr}$
9.869	9.869	10.950	9.868	9.372	9.372	11.400	9.372	9.372	9.372	0.1	
9.857	9.857	10.950	9.860	8.343	8.343	10.200	8.343	8.343	8.343	0.3	S-S
9.825	9.825	10.95	9.825	7.256	7.256	9.000	7.256	7.256	7.256	0.5	
15.527	15.527	20.357	15.527	19.169	19.169	27.750	19.168	19.168	19.168	0.1	
15.768	15.769	20.015	15.768	17.035	17.035	23.250	17.035	17.035	17.035	0.3	C-S
16.044	16.044	19.540	16.044	14.739	14.740	18.750	14.739	14.739	14.739	0.5	
3.631	3.631	4.553	3.631	2.393	2.393	2.850	2.393	2.393	2.393	0.1	
3.916	3.916	4.761	3.916	2.235	2.235	2.550	2.235	2.235	2.235	0.3	C-F
4.315	4.315	5.071	4.315	2.062	2.062	2.250	2.062	2.062	2.062	0.5	
0.03%	0.03%	31.11%	-	0	0	44.77%	-	-	-	-	$\Delta_{max}\%$

<sup>1</sup> MATLAB

جدول ۴- مقادیر بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر (تغییرات مکعبی ممان اینرسی) با شرایط مرزی مختلف

سلطانی و			وانگ و وانگ [۶]				$\beta$	شرایط مرزی
نتایج جدید			نتایج جدید				(شیب مقطع)	
$\bar{\omega}$			$\bar{P}_{cr}$					
N=10	N=5	N=1	$\bar{\omega}$	N=10	N=5	N=1	$\bar{P}_{cr}$	
9.368	9.368	10.420	9.368	8.434	8.435	10.320	8.436	0.1
8.302	8.302	9.455	8.302	5.840	5.841	7.599	5.840	0.3
7.122	7.122	8.660	7.122	3.628	3.629	5.625	3.628	0.5
14.849	14.849	18.854	14.849	17.252	17.252	23.804	17.252	0.1
13.640	13.640	15.771	13.640	11.923	11.924	14.434	11.923	0.3
12.300	12.300	13.108	12.300	7.362	7.362	8.438	7.362	0.5
3.559	3.559	4.331	3.559	2.246	2.246	2.579	2.246	0.1
3.667	3.667	4.109	3.667	1.789	1.789	1.900	1.798	0.3
3.824	3.824	4.009	3.824	1.337	1.337	1.406	1.336	0.5
0	0	26.97%	-	0.5%	0.5%	55.04%	-	-
								$\Delta_{max}\%$

جدول ۵- مقادیر بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر (تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی) با شرایط مرزی مختلف

سلطانی و			وانگ و وانگ [۶]				$\beta$	شرایط مرزی
نتایج جدید			نتایج جدید				(شیب مقطع)	
$\bar{\omega}$			$\bar{P}_{cr}$					
N=10	N=5	N=1	$\bar{\omega}$	N=10	N=5	N=1	$\bar{P}_{cr}$	
9.362	9.362	10.430	9.362	7.994	7.995	9.828	7.994	0.1
8.250	8.250	9.567	8.250	4.836	4.836	6.655	4.836	0.3
6.958	6.958	9.021	6.958	2.467	2.472	4.650	2.467	0.5
14.955	14.955	18.749	14.955	16.354	16.355	22.075	16.354	0.1
13.962	13.962	15.654	13.962	9.983	9.895	11.596	9.983	0.3
12.850	12.851	13.416	12.850	5.048	5.051	6.161	5.048	0.5
3.674	3.674	4.415	3.674	2.175	2.175	2.457	2.175	0.1
3.067	3.067	4.434	3.067	1.595	1.595	1.664	1.595	0.3
4.625	4.625	4.738	4.625	1.029	1.029	1.162	1.029	0.5
0	0.008%	44.57%	-	0	0.88%	88.49%	-	-
								$\Delta_{max}\%$

گیردار-آزاد و گیردار-ساده) به صورت کلی در معادله تغییر مکان عرضی اعمال می‌شود و نیازی به حدس تابع تغییر مکان عرضی به صورت مجزا نیست.

در بخشی دیگر از صحت سنجی، مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی با تغییرات (خطی، مکعبی و مرتبه چهارم) ممان اینرسی با تغییرات حرارتی به دو روش ریتز و اجزای محدود بررسی می‌شود. بدین منظور، مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای روش ریتز با سری چند جمله‌ای چیشف (۱ و ۵ و ۱۰) و در روش اجزای محدود به‌ازای تابع خانواده هرمیتی مرتبه (۴ و ۶ و ۱۰) بررسی می‌شود.

در جدول‌های (۳) الی (۵) مقادیر ظرفیت بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی با تغییرات (خطی، مکعبی و مرتبه چهارم) ممان اینرسی بررسی شده است. مشخص است که نتایج مقاله حاضر با تحقیق‌های پیشین تطابق قابل قبولی دارد. چنانچه در روش پیشنهادی مقادیر ویژه به‌ازای چند جمله‌ای چیشف مرتبه یک محاسبه گردد، مقادیر ظرفیت بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد حداکثر ۰.۸۸٪ و ۴۵٪ خطا دارند. در صورتی که مقادیر ظرفیت بار کمانشی بی‌بعد و فرکانس طبیعی بی‌بعد به‌ازای ۱۰ جمله بررسی شوند، مقدار خطا حداکثر به ۰/۵ و ۰/۳ درصد کاهش می‌یابد. مزیت روش مقاله حاضر این است که سرعت همگرایی پاسخ در مقایسه با روش‌های عددی دیگر بیش‌تر است. همچنین شرایط مرزی مسئله (گیردار-ساده، ساده-ساده،



جدول ۶- مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر ( $\beta = 0.1$ ) (تغییرات خطی ممان اینرسی) و تغییرات حرارتی با شرایط مرزی مختلف

شرایط مرزی	$\gamma$ تغییرات حرارتی	FEM (روش اجزای محدود)						FEM (روش اجزای محدود)						
		روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			
		$\bar{\omega}$			$\bar{\omega}$			K			K			
N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4	N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4			
	0.1	9.818	9.818	10.909	9.818	9.821	10.905	1.031	1.031	0.934	1.031	1.031	0.935	
S-S	0.2	9.768	9.768	10.863	9.768	9.771	10.859	1.037	1.037	0.938	1.037	1.036	0.939	
	0.4	9.666	9.666	10.770	9.666	9.669	10.766	1.048	1.048	0.946	1.048	1.047	0.947	
C-S	0.1	15.490	15.490	20.323	15.490	15.505	20.323	0.719	0.719	0.597	0.719	0.718	0.597	
	0.2	15.453	15.453	20.289	15.453	15.468	20.289	0.721	0.721	0.598	0.721	0.720	0.598	
	0.4	15.379	15.379	20.221	15.379	15.394	20.220	0.725	0.725	0.600	0.725	0.723	0.601	
	0.1	3.565	3.565	4.478	3.565	3.565	3.577	2.072	2.072	1.892	2.072	2.072	2.061	
C-F	0.2	3.497	3.497	4.403	3.497	3.497	3.507	2.115	2.115	1.924	2.115	2.115	2.103	
	0.4	3.356	3.356	4.247	3.356	3.356	3.364	2.210	2.210	1.995	2.210	2.210	2.197	
$\Delta_{max}\%$	-	-	0	31%	-	0.09%	31%	-	0	17%	-	0.27%	17%	-

جدول ۷- مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر ( $\beta = 0.1$ ) (تغییرات مکعبی ممان اینرسی) و تغییرات حرارتی با شرایط مرزی مختلف

شرایط مرزی	$\gamma$ تغییرات حرارتی	FEM (روش اجزای محدود)						FEM (روش اجزای محدود)						
		روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			
		$\bar{\omega}$			$\bar{\omega}$			K			K			
N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4	N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4			
	0.1	9.315	9.315	10.373	9.315	9.317	10.332	1.088	1.088	0.983	1.088	1.088	0.988	
S-S	0.2	9.262	9.262	10.325	9.262	9.264	10.283	1.094	1.094	0.987	1.094	1.094	0.992	
	0.4	9.154	9.154	10.227	9.154	9.157	10.186	1.107	1.107	0.997	1.107	1.107	1.002	
C-S	0.1	14.810	14.810	18.817	14.810	14.821	18.817	0.758	0.758	0.645	0.758	0.758	0.645	
	0.2	14.770	14.770	18.780	14.770	14.718	18.780	0.760	0.760	0.646	0.760	0.760	0.646	
	0.4	14.619	14.619	18.707	14.619	14.703	18.707	0.765	0.765	0.649	0.765	0.764	0.649	
	0.1	3.490	3.490	4.253	3.490	3.490	3.495	2.141	2.141	1.992	2.141	2.141	2.124	
C-F	0.2	3.419	3.419	4.173	3.419	3.419	3.424	2.189	2.189	2.030	2.189	2.188	2.170	
	0.4	3.272	3.272	4.008	3.272	3.272	3.275	2.294	2.294	2.114	2.294	2.294	2.274	
$\Delta_{max}\%$	-	-	0	27%	-	0.35%	27%	-	0	15%	-	0.13%	15%	-

جدول ۸- مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد برای ستونی با مقطع متغیر ( $\beta = 0.1$ ) (تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی) و تغییرات حرارتی با شرایط مرزی مختلف

شرایط مرزی	$\gamma$ تغییرات حرارتی	FEM (روش اجزای محدود)						FEM (روش اجزای محدود)						
		روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			روش ریتز			
		$\bar{\omega}$			$\bar{\omega}$			K			K			
N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4	N=10	N=5	N=1	N=10	N=6	N=4			
	0.1	9.310	9.310	10.385	9.310	9.312	10.316	1.117	1.117	1.007	1.117	1.117	1.016	
S-S	0.2	9.256	9.256	10.337	9.256	9.259	10.267	1.124	1.124	1.011	1.124	1.124	1.021	
	0.4	9.149	9.149	10.240	9.149	9.151	10.169	1.137	1.137	1.021	1.137	1.137	1.031	
C-S	0.1	14.916	14.916	18.713	14.916	14.926	18.713	0.779	0.779	0.670	0.779	0.778	0.670	
	0.2	14.877	14.877	18.676	14.877	14.887	18.676	0.781	0.781	0.671	0.781	0.780	0.671	
	0.4	14.799	14.799	18.603	14.799	14.809	18.603	0.785	0.785	0.674	0.785	0.785	0.674	
	0.1	3.606	3.606	4.337	3.606	3.606	3.610	2.174	2.174	2.040	2.174	2.174	2.153	
C-F	0.2	3.536	3.536	4.258	3.536	3.536	3.539	2.220	2.220	2.078	2.220	2.220	2.199	
	0.4	3.391	3.391	4.095	3.391	3.391	3.393	2.323	2.323	2.160	2.323	2.323	2.298	
$\Delta_{max}\%$	-	-	0	26%	-	0.07%	26%	-	0	14%	-	0.13%	14%	-

دقیق در روش ریتز بالاتر است. در روش ریتز پارامترهای مذکور تنها به‌ازای ۵ جمله به دقت قابل‌قبولی میل می‌کند. درحالی‌که، در

مطابق جدول‌های (۶) الی (۸) مشخص است که مقادیر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد در دو روش اجزای محدود و ریتز دقیقاً هم‌خوانی دارد. سرعت همگرایی به پاسخ

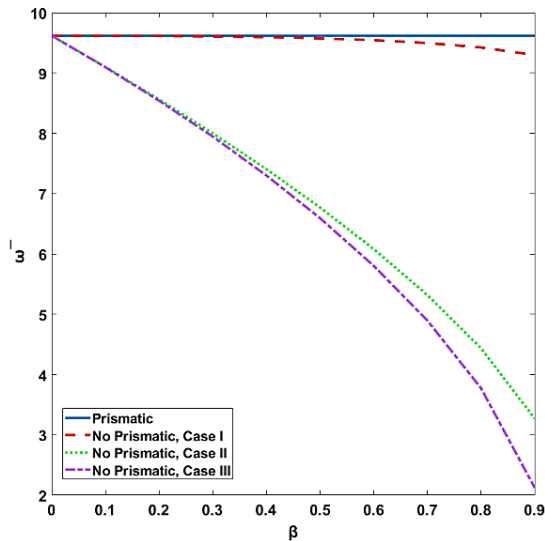


روش اجزای محدود به‌ازای خانوادهٔ هرمیتی مرتبه دهم دقت مورد نظر حاصل می‌شود.

### ۳-۲- تأثیر پارامتر ضریب شیب مقطع بر ضریب طول مؤثر و

#### فرکانس طبیعی بی‌بعد

در این بخش به بررسی ضریب شیب مقطع غیرمنشوری بر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستون پرداخته می‌شود. بدین منظور، تغییرات ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستون غیرمنشوری به‌ازای مقادیری از ضریب شیب مقطع  $0 < \beta < 0.9$  و ضریب حرارتی بی‌بعد  $\gamma = 0.5$  برای شرایط مرزی دوسرمفصلی بررسی می‌شود.

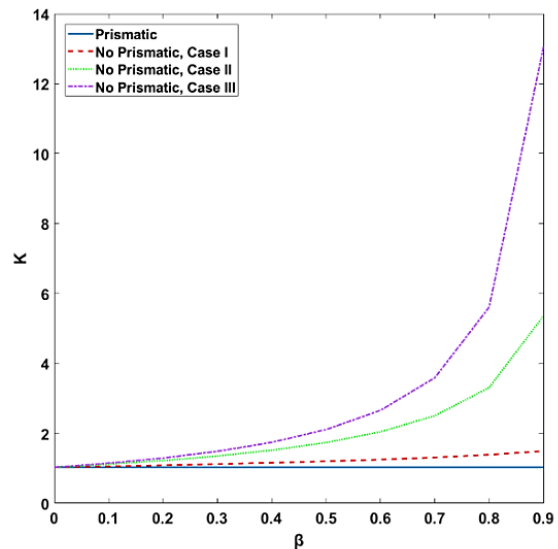


شکل ۳- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد بر حسب ضریب شیب ستون دوسرمفصلی غیرمنشوری (تغییرات خطی-مکعبی-مرتبه چهارم ممان اینرسی) با ضریب تغییرات حرارتی  $\gamma = 0.5$

مطابق شکل (۳) مشخص است، افزایش ضریب شیب مقطع باعث کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد ستون می‌شود. در حالت تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی، طول و عرض مقطع هم‌زمان با شیب مشخصی تغییر می‌کند. با کاهش ابعاد، مقدار صلبیت خمشی ستون غیرمنشوری نیز کاهش می‌یابد. از طرفی، بین فرکانس طبیعی و صلبیت خمشی رابطهٔ مستقیم وجود دارد. با کاهش صلبیت خمشی مقدار فرکانس طبیعی نیز کاهش می‌یابد. در نتیجه کاهش فرکانس طبیعی برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در مقایسه با تغییرات خطی-مکعبی غیرمنشوری و ستون منشوری چشم‌گیرتر است.

### ۳-۳- تأثیر پارامتر ضریب تغییرات حرارتی بر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد

در این بخش به بررسی ضریب تغییرات حرارتی بر ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستون پرداخته می‌شود. بدین منظور، تغییرات ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد ستون غیرمنشوری و منشوری به‌ازای مقادیری از ضریب تغییرات حرارتی  $0 < \gamma < 0.9$  و شیب مقطع  $\beta = 0.5$  برای شرایط مرزی دوسرمفصلی بررسی می‌شود.



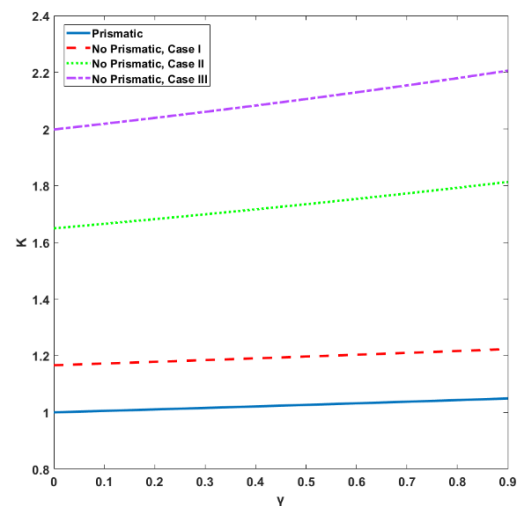
شکل ۴- تغییرات طول مؤثر بر حسب ضریب شیب ستون دوسرمفصلی غیرمنشوری (تغییرات خطی-مکعبی-مرتبه چهارم ممان اینرسی) با ضریب تغییرات حرارتی  $\gamma = 0.5$

مطابق شکل (۴) مشخص است برای مقدار ضریب شیب  $\beta = 0$  ضریب طول مؤثر  $K = 1.026$  است. افزایش ضریب شیب مقطع باعث افزایش ضریب طول مؤثر و کاهش ظرفیت بار بحرانی ستون می‌شود. برای حالت تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در طول ستون تغییرات طول مؤثر بر حسب ضریب شیب شدیدتر است؛ زیرا در تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی، طول و عرض مقطع مستطیلی در راستای عضو و با شیب ( $\beta$ ) به‌صورت هم‌زمان کاهش می‌یابد و باعث کاهش صلبیت خمشی ستون می‌گردد.

مطابق شکل (۵) مشخص است، افزایش ضریب تغییرات حرارتی باعث کاهش فرکانس طبیعی ستون می‌شود. در واقع افزایش ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش صلبیت خمشی ستون می‌شود و با توجه به وجود رابطه مستقیم بین فرکانس طبیعی و صلبیت خمشی، با کاهش صلبیت خمشی مقدار فرکانس طبیعی ستون نیز کاهش می‌یابد. صلبیت خمشی ستون با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در مقایسه با تغییرات خطی-مکعبی کوچک‌تر است. به همین دلیل شیب تغییرات فرکانس طبیعی بر حسب ضریب تغییرات حرارتی برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در مقایسه با موارد دیگر تندتر می‌شود. همچنین تغییرات فرکانس طبیعی بر حسب تغییرات حرارتی در ستون منشوری شیب کندتری دارد.

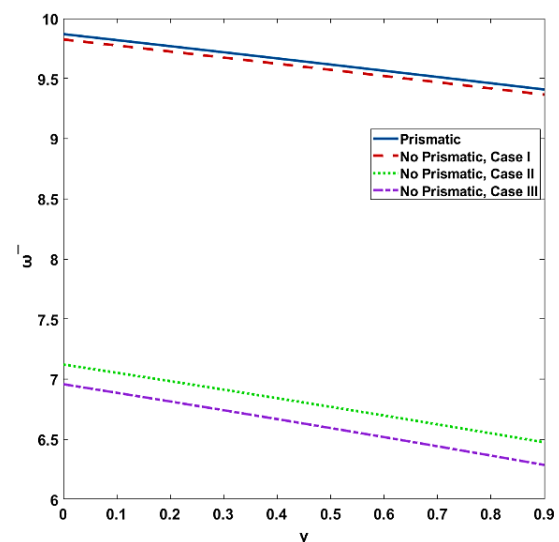
### ۳-۴- تأثیر هم‌زمان ضریب شیب مقطع و تغییرات حرارتی بر ضریب طول مؤثر

در این بخش به بررسی اثر هم‌زمان ضریب شیب مقطع غیرمنشوری و تغییرات حرارتی بر ضریب طول مؤثر ستون پرداخته می‌شود. بدین منظور، ضریب طول مؤثر ستون غیرمنشوری به‌ازای مقادیری از ضریب شیب مقطع  $0 < \beta < 0.9$  و ضریب حرارتی بی‌بعد  $0 < \gamma < 0.9$  به‌ازای شرایط مرزی محاسبه می‌شود. برای به‌کارگیری نتایج، تغییرات طول مؤثر بر حسب تغییرات حرارتی و ضریب شیب مقطع به‌صورت منحنی هم‌تراز نمایش داده می‌شود. تمامی پارامترهای معادله از جمله ضریب تغییرات حرارتی ( $\gamma$ ) و ضریب شیب مقطع ( $\beta$ ) و ضریب طول مؤثر ( $K$ ) پارامترهای بی‌بعد هستند. نتایج این تحقیق قابلیت تعمیم دارد و مهندسان می‌توانند از نمودارهای هم‌تراز برای طراحی ستون‌های غیرمنشوری با تغییرات حرارتی استفاده کنند.



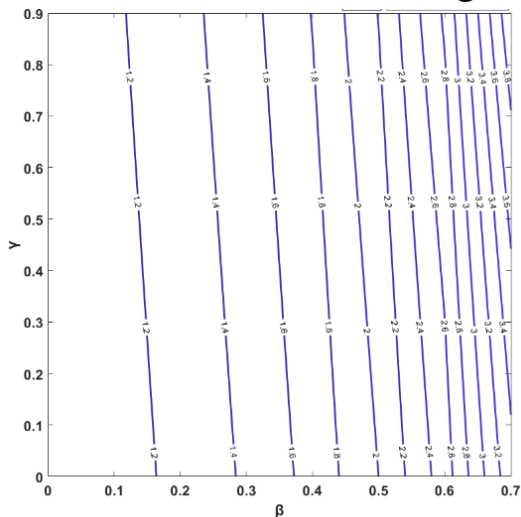
شکل ۴- تغییرات ضریب طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی ستون دوسر مفصلی غیرمنشوری (تغییرات خطی-مکعبی-مرتبه چهارم ممان اینرسی) و  $\beta = 0.5$

مطابق شکل (۴) مشخص است، افزایش ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر و کاهش ظرفیت بار بحرانی ستون می‌شود. در واقع افزایش ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش صلبیت خمشی ستون می‌شود. همچنین افزایش تغییرات طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در مقایسه با حالت‌های دیگر نیز مشهودتر است. تغییرات طول مؤثر برای ستون منشوری نیز کندتر است و در برابر ناپایداری حرارتی مقاوم‌تر است.



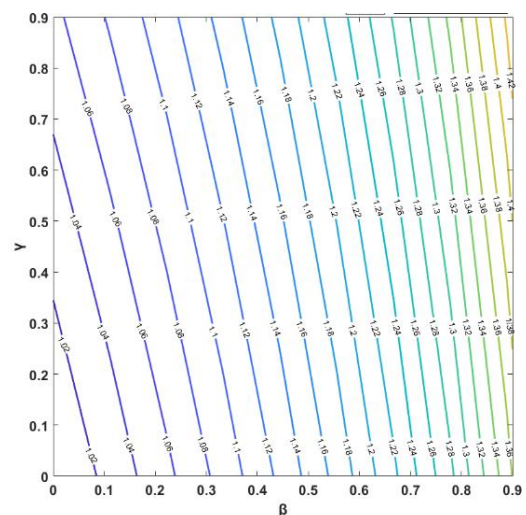
شکل ۵- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد بر حسب ضریب تغییرات حرارتی ستون دوسر مفصلی غیرمنشوری (تغییرات خطی-مکعبی-مرتبه چهارم ممان اینرسی) و  $\beta = 0.5$

در شکل (۷) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون دوسر ساده با تغییرات مکعبی ممان اینرسی نشان داده شده است. مطابق حالت قبل، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در حالت مکعبی برابر  $3/83$  است.



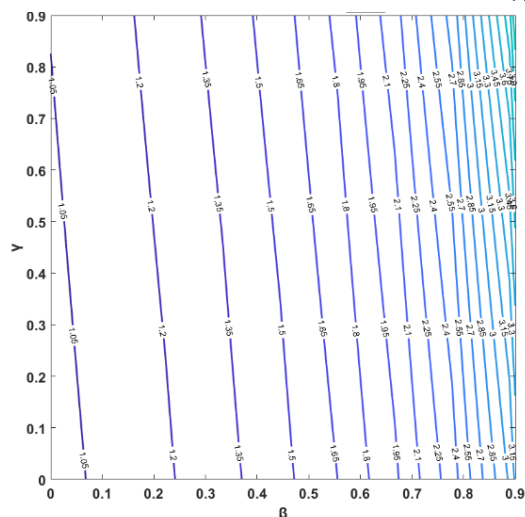
شکل ۸- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)

در شکل (۸) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون دوسر ساده با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی نشان داده شده است. مطابق دو حالت قبل، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر  $1/4$  است. مشخص است که با افزایش ضریب بار حرارتی و ضریب شیب، سختی خمشی ستون الاستیک کاهش می‌یابد.



شکل ۶- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)

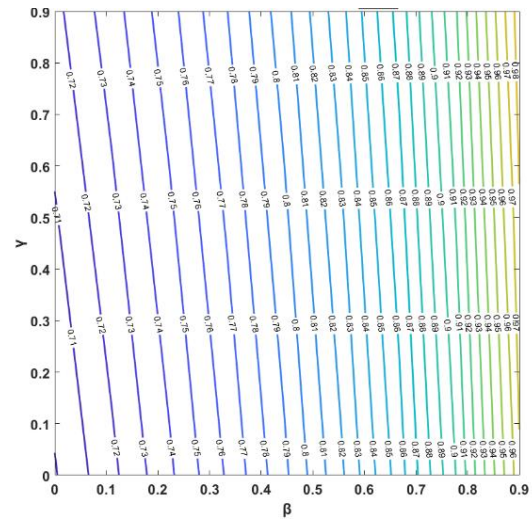
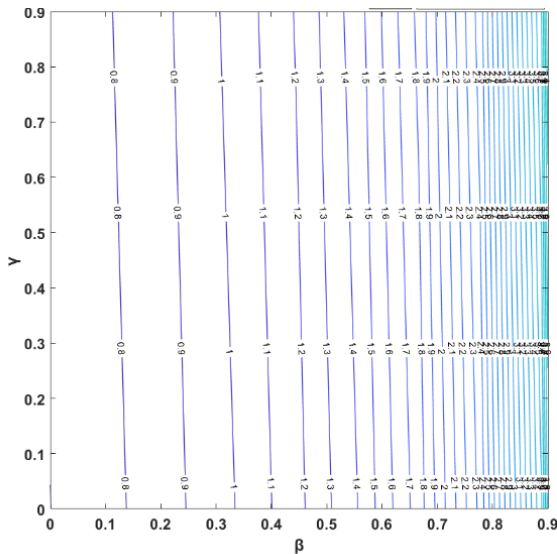
در شکل (۶) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی نشان داده می‌شود. مطابق شکل مشخص است اگر شرایط مرزی دوسر ساده (S-S) و تغییرات ممان اینرسی در طول ستون به صورت خطی فرض شود، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد. با توجه به رابطه (۲۶) با افزایش ضریب طول مؤثر ظرفیت بارکمانشی ستون کاهش می‌یابد. بیشینه تغییرات طول مؤثر ستون دو سر ساده بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر  $1/4$  است. مشخص است که با افزایش ضریب بار حرارتی و ضریب شیب، سختی خمشی ستون الاستیک کاهش می‌یابد.



شکل ۷- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)



حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در حالت مکعبی برابر  $\frac{2}{33}$  است.

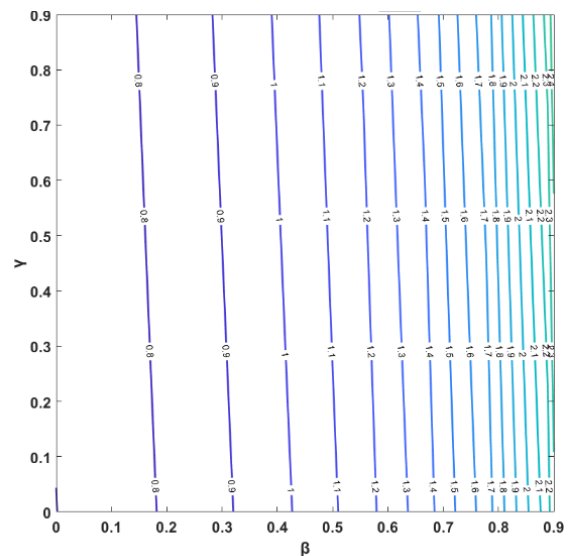


شکل ۹- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)

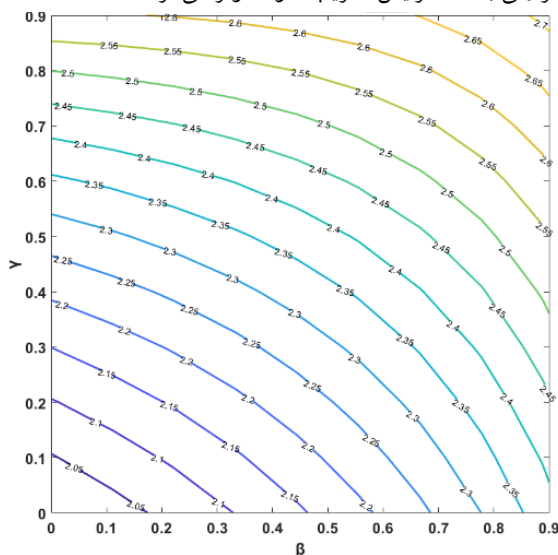
شکل ۱۱- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)

در شکل (۹) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-ساده با تغییرات خطی ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در حالت خطی برابر  $0.98/0$  است.

در شکل (۱۱) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-ساده با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر  $3/7$  است. مطابق شرایط مرزی دوسر ساده در تمامی حالت‌های تغییرات ممان اینرسی، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد.



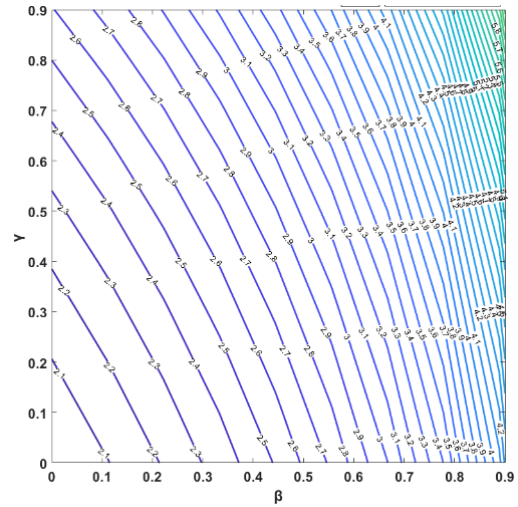
شکل ۱۰- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)



شکل ۱۲- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)

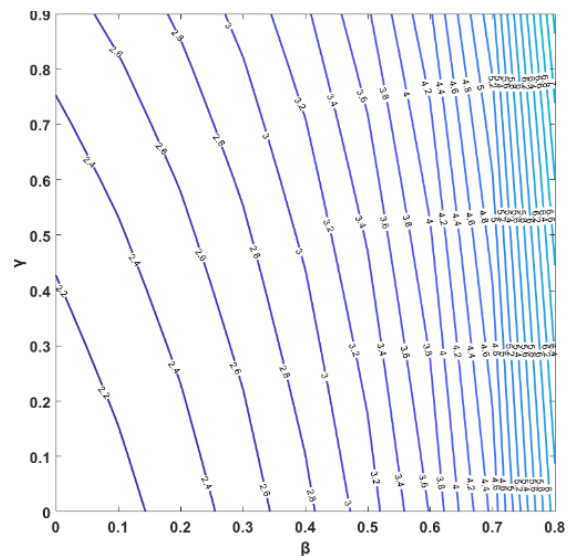
در شکل (۱۰) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-ساده با تغییرات مکعبی ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر

در شکل (۱۲) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-آزاد با تغییرات خطی ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر ۲/۷ است.



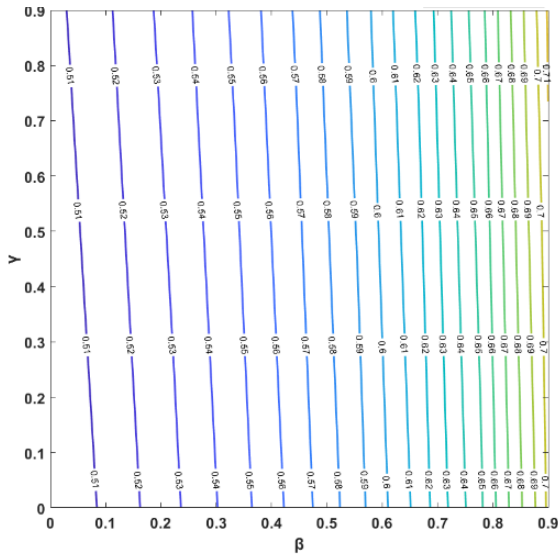
شکل ۱۳- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)

در شکل (۱۳) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-آزاد با تغییرات خطی ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر ۵/۹۷ است.



شکل ۱۴- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)

در شکل (۱۴) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-آزاد با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر ۱۲/۸۳ است. مطابق شرایط مرزی گیردار-ساده در تمامی حالت‌های تغییرات ممان اینرسی، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد.



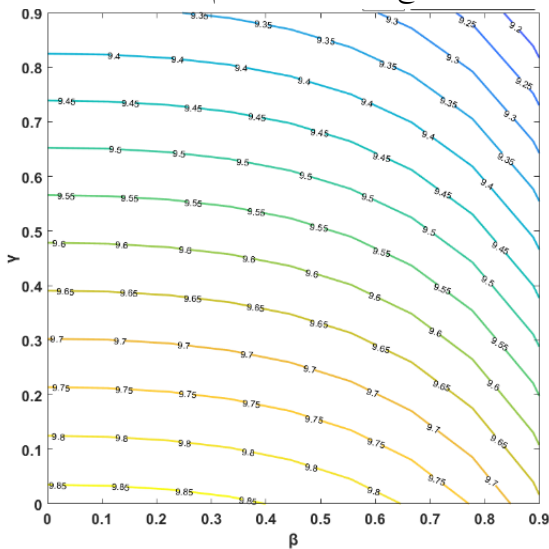
شکل ۱۵- تغییرات طول مؤثر ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-گیردار (C-C)

در شکل (۱۵) تغییرات طول مؤثر برحسب ضریب شیب و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون گیردار-گیردار با تغییرات خطی ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر ۰/۷ است.

مرتبه چهارم ممان اینرسی نشان داده شده است. بیشینه طول مؤثر بر حسب ضریب تغییرات حرارتی و شیب مقطع در این حالت برابر  $2/60$  است. مطابق شرایط مرزی گیردار-آزاد در تمامی حالت‌های تغییرات ممان اینرسی در طول ستون، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی باعث افزایش ضریب طول مؤثر می‌گردد. همچنین در تمامی حالت‌های شرایط مرزی مختلف، برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی، ستون بحرانی‌ترین وضعیت را دارد.

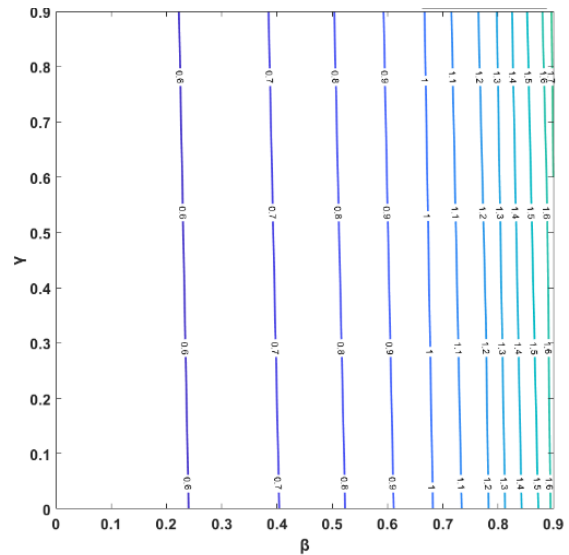
### ۳-۵- تأثیر هم‌زمان ضریب شیب مقطع و تغییرات حرارتی بر فرکانس طبیعی بی‌بعد

در این بخش به بررسی اثر هم‌زمان شیب مقطع ( $\beta$ ) مقطع غیرمنشوری و تغییرات حرارتی ( $\gamma$ ) بر فرکانس طبیعی بی‌بعد ( $\bar{\omega}$ ) ستونی الاستیک پرداخته می‌شود. بدین منظور، ضریب طول مؤثر ستون غیرمنشوری به‌ازای ضریب شیب مقطع  $0 < \beta < 0.9$  و ضریب حرارتی بی‌بعد  $0 < \gamma < 0.9$  به‌ازای شرایط مرزی مختلف محاسبه می‌شود. برای کاربرد نتایج در محاسبات مهندسی، تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد بر حسب تغییرات حرارتی و ضریب شیب مقطع به‌صورت منحنی هم‌تراز نمایش داده می‌شود.

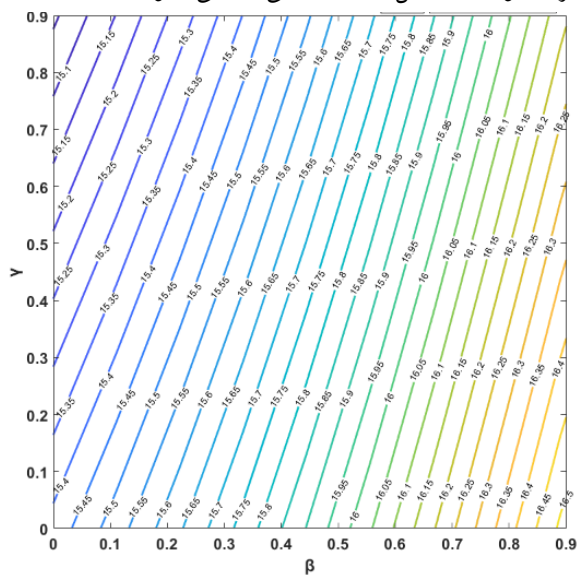


شکل ۱۸- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)

در شکل (۱۸) تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد بر حسب ضریب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی نشان داده شده است. مطابق شکل برای ستونی غیرمنشوری الاستیک با شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)، افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود. محدوده



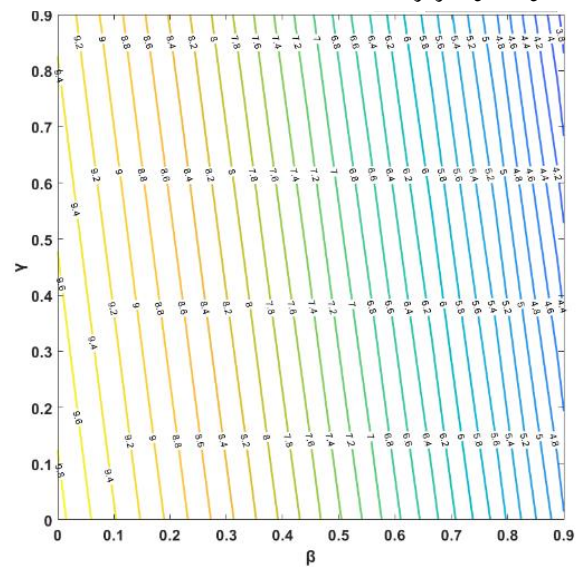
در شکل (۲۰) تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برحسب ضریب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون دوسر ساده با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی نشان داده شده است. همانند تغییرات خطی و مکعبی، در این حالت نیز افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات مکعبی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۹/۰-۸۷/۶۳) است. تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی شدیدتر است؛ زیرا سختی خمشی ستون کم‌ترین مقدار را دارد. از طرفی افزایش ضریب تغییرات حرارتی نیز به‌عنوان یک عامل کاهشدهنده سختی خمشی ستون است.



شکل ۲۱- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)

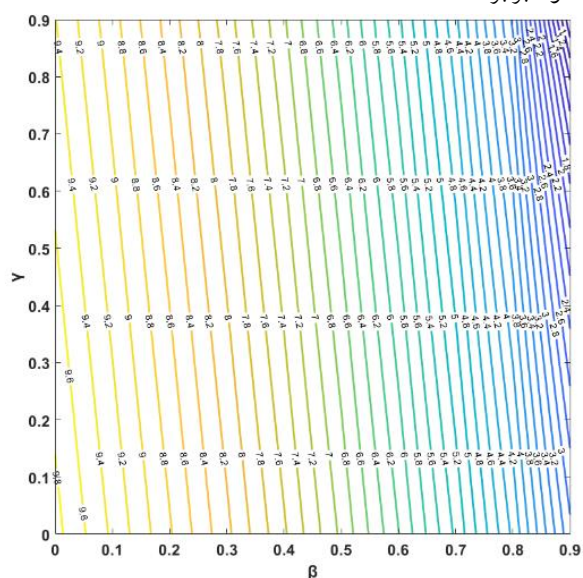
مطابق شکل (۲۱) برای ستونی غیرمنشوری تغییرات خطی الاستیک با شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)، افزایش شیب مقطع به‌عنوان عامل افزایشدهنده و افزایش ضریب تغییرات حرارتی به‌عنوان عامل کاهشدهنده فرکانس طبیعی بی‌بعد تلقی می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات خطی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۱۶/۵۰-۱۵/۰۴) است.

تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات خطی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۹/۱۶-۹/۸۷) است.



شکل ۱۹- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)

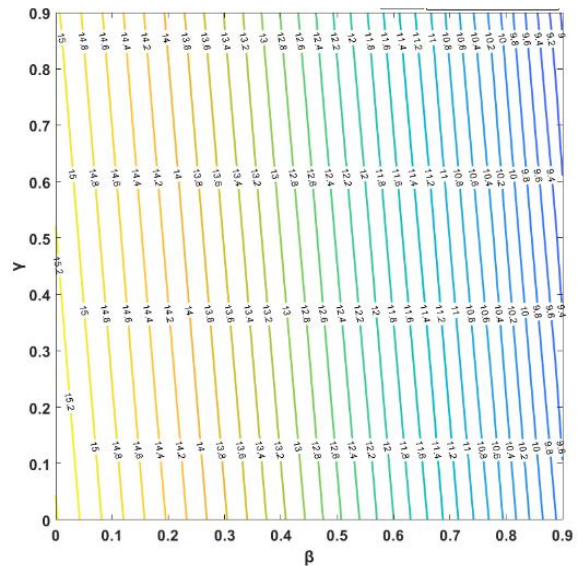
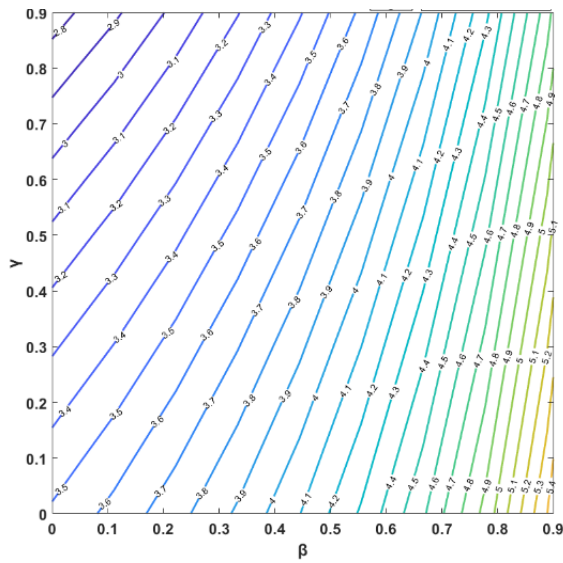
در شکل (۱۹) تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برحسب ضریب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای ستون دوسر ساده با تغییرات مکعبی ممان اینرسی نشان داده شده است. در این حالت نیز افزایش شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات مکعبی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۹/۸۷-۳/۸۴) است.



شکل ۲۰- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مرتبه‌ی چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی دوسر ساده (S-S)



برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در طول ستون برابر (۱۵/۴۲-۱۰/۲۰) است.

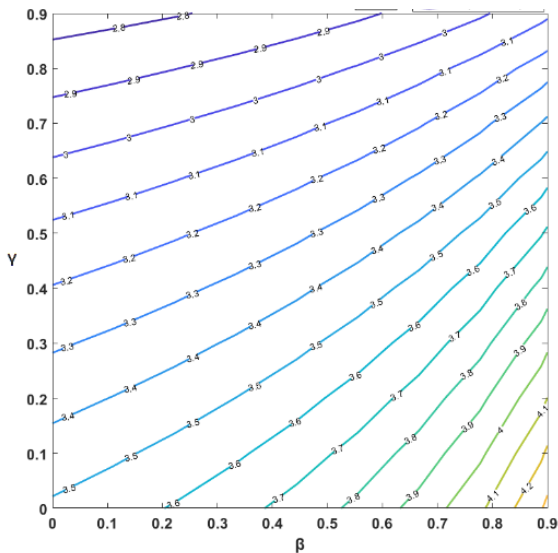
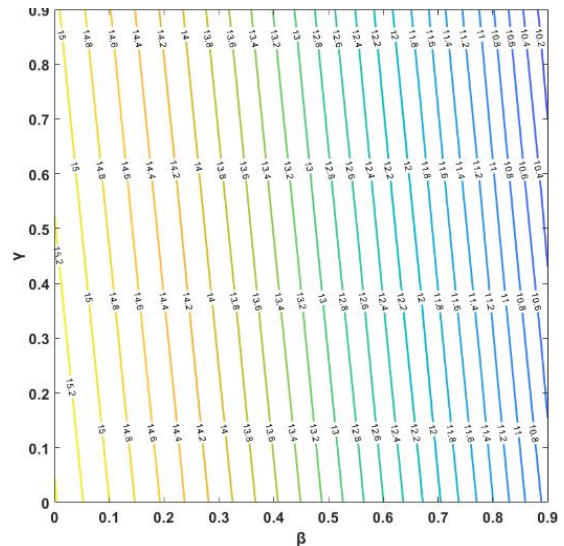


شکل ۲۲- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیر منشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)

شکل ۲۴- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات خطی ممان اینرسی (Case I) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)

مطابق شکل (۲۲) برای تغییرات مکعبی ممان اینرسی، افزایش شیب و ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات مکعبی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۱۵/۴۲-۹/۰۹) است.

مطابق شکل (۲۴) برای ستونی غیرمنشوری تغییرات خطی الاستیک با شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)، افزایش شیب به‌عنوان عامل افزایشنده و افزایش ضریب تغییرات حرارتی به‌عنوان عامل کاهشنده فرکانس طبیعی بی‌بعد تلقی می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد برای تغییرات خطی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۶/۰۷-۲/۷۵) است.



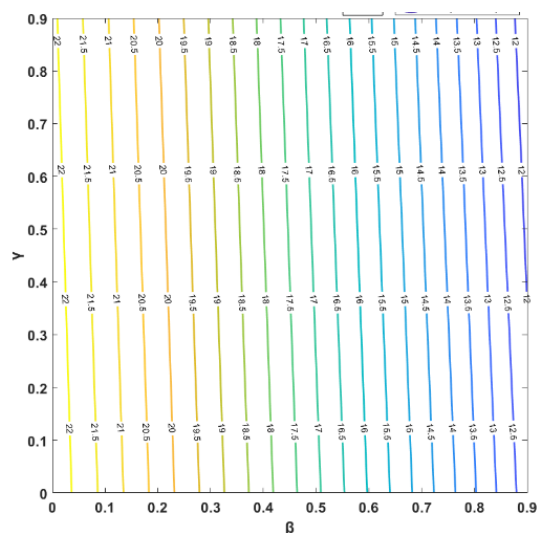
شکل ۲۳- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیر منشوری با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-ساده (C-S)

شکل ۲۵- تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد ستونی الاستیک غیر منشوری با تغییرات مکعبی ممان اینرسی (Case II) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-آزاد (C-F)

مطابق شکل (۲۳) برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی نیز افزایش شیب و ضریب تغییرات حرارتی سبب کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی‌بعد



مطابق شکل (۲۸) برای ستونی غیرمنشوری تغییرات مکعبی الاستیک با شرایط مرزی گیردار-گیردار (C-C)، افزایش شیب و افزایش ضریب تغییرات حرارتی به عنوان عامل کاهنده فرکانس طبیعی بی بعد تلقی می شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی بعد برای تغییرات مکعبی ممان اینرسی در طول ستون برابر (۲۲/۲۹-۳۷/۱۱) است.



شکل ۲۹- تغییرات فرکانس طبیعی بی بعد ستونی الاستیک غیرمنشوری با تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی (Case III) بر حسب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی برای شرایط مرزی گیردار-گیردار (C-C)

مطابق شکل (۲۹) برای ستونی غیرمنشوری تغییرات مرتبه چهارم الاستیک با شرایط مرزی گیردار-گیردار (C-C) همانند دو حالت قبل، افزایش شیب و افزایش ضریب تغییرات حرارتی به عنوان عامل کاهنده فرکانس طبیعی بی بعد تلقی می شود. محدوده تغییرات فرکانس طبیعی بی بعد برای تغییرات مرتبه چهارم ممان اینرسی در طول ستون برابر (۲۲/۳۷-۱۱/۸۳) است. بدیهی است که نوع شرایط مرزی تکیه گاهی و تغییرات ممان اینرسی در طول ستون بر افزایش یا کاهش فرکانس طبیعی بی بعد اثرگذار است. در تحقیق حاضر صرفاً به مطالعه کمانش ارتجاعی پرداخته می شود. در بحث کمانش غیرارتجاعی موارد زیر قابل ذکر است؛ همان طور که در مراجع [۲۰ و ۲۱] اشاره شده است، برای کمانش یک ستون منشوری دوسرمفصل تحت بار متمرکز، لنگر خمشی ناشی از کمانش در میان ستون رخ می دهد، درحالی که در صورت افزودن مصالح در قسمت تحتانی ستون (نزدیک تکیه گاه A در شکل (۱)) به بار کمانشی افزوده شده و نیز مقطع بحرانی کمانش ستون به سمت مقاطع کوچک تر (به سمت تکیه گاه B) حرکت خواهد کرد؛ از سوی دیگر، همان طور که در مطالعات شانلی<sup>۱</sup> آمده

است [۲۲] نمودار مدول مماسی در برابر تنش فشاری اسمی، روندی نزولی دارد، یعنی به ازای افزایش تنش فشاری فراتر از حد تسلیم، از میزان مدول مماسی کاسته می شود، به عبارت دیگر مدول مماسی در هر لحظه به دلیل رفتار غیرخطی ماده، متغیر بوده و نمی توان برای محاسبه بار بحرانی کمانش از یک مدول الاستیسیته ثابت استفاده نمود. در نتیجه برای محاسبه مدول الاستیسیته باید در هر سطح تنش، شیب خط مماس بر منحنی تنش-کرنش را محاسبه نمود که به آن مدول الاستیسیته مماسی (تانژانتی) یا  $(E_t)$  گفته می شود. از سوی دیگر در ستون های منشوری، با کاهش نسبت لاغری، افزایش بار بحرانی (نسبت به کمانش الاستیک) را شاهد هستیم و اثر نرخ تغییرات لاغری بر افزایش بار بحرانی، در برابر نرخ کاهش مدول مماسی در کمانش غیرارتجاعی بیش تر است. در ستون های غیرمنشوری تحت بار متمرکز، بار بحرانی منجر به تنش کم تر از حد تسلیم در نواحی با مقاطع عرضی بزرگ تر (نزدیک تکیه گاه A) و تنش نزدیک و یا فراتر از حد تسلیم در نواحی با مقاطع عرضی کوچک تر (نزدیک تکیه گاه B) خواهد شد، یعنی موضع کمانش غیرارتجاعی دیگر در میانه ستون نیست؛ تعیین بار کمانشی غیرارتجاعی مستلزم تعیین موضع دقیق مقطع بحرانی کمانش و نواحی غیرارتجاعی و ارتجاعی ستون غیرمنشوری است. بدین منظور لازم است از تکنیک های دیگر نظیر ارائه تابع تخمین تغییرات مدول مماسی بر حسب تنش در مقطع و نیز بر حسب مختصات مقاطع عرضی متغیر ستون (یعنی E در فرمول (۱) متغیری به صورت  $E(x, \sigma)$  خواهد شد)، و نیز تقسیم بندی بیش تر ستون غیرمنشوری به قطعات کوچک تر در طی روند سعی و خطا، بهره گرفت، از این رو، پرداختن به این موضوع فراتر از گستره مطالب این مقاله بوده و نویسندگان در نظر دارند در پژوهش آتی به مسئله کمانش غیرارتجاعی ستون غیرمنشوری تحت تغییرات دما بپردازند.

### ۳-۶- مثال

مطابق شکل (۳۰) یک ستون دوسرمفصل با جان ماهیچه ای که نیم رخ متقارن دارد و تحت تحلیل ارتعاشی و پایداری قرار دارد در نظر گرفته شده است. فرض می شود ستون با مشخصات فیزیکی جدول (۹) تحت تغییرات دمایی  $\Delta T = 70$  (C) قرار گرفته است.

<sup>1</sup> Shanley

جدول ۹- مشخصات ستون

$L = 8m$	طول ستون
$\beta = 0.5$	ضریب بازشوندگی
$A_0 = 0.0092 m^2$	سطح مقطع بزرگتر در ابتدای عضو
$I_0 = 0.0006824 m^4$	ممان اینرسی بزرگتر در ابتدای عضو
$E_s = 210 GPa$	مدول الاستیسیته فولاد
$\rho_s = 7850 \frac{kg}{m^3}$	جرم مخصوص فولاد (ST52)
$\alpha = 0.0000121 K$	ضریب انبساط حرارتی

با استفاده از اطلاعات جدول (۹) مقدار پارامتر ضریب تغییرات حرارتی به این صورت محاسبه می‌شود.

$$\gamma = \frac{\alpha T A_0 L^2}{I_0} = \frac{0.0000121 \times 70 \times 0.0092 \times 8^2}{0.0006824} \quad (28)$$

$$\gamma = 0.73$$

در گام بعدی، با استفاده از پارامترهای شیب مقطع  $\beta = 0.5$  و ضریب تغییرات حرارتی  $\gamma = 0.73$  و نتایج شکل های (۶) و (۱۸) برای حالت اول ستون دوسرمفصلی، مقدار ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد تعیین می‌شود.

$$K = 1.212 \quad (29)$$

$$\bar{\omega} = 9.454$$

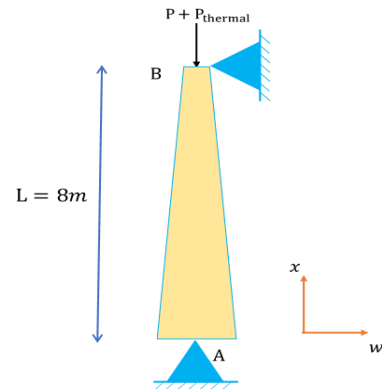
با استفاده از پارامترهای ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد، مقادیر ظرفیت بار بحرانی و فرکانس طبیعی ستون محاسبه می‌شود.

$$\omega = \bar{\omega} \sqrt{\frac{EI_0}{\rho A_0 L^4}} \quad (30)$$

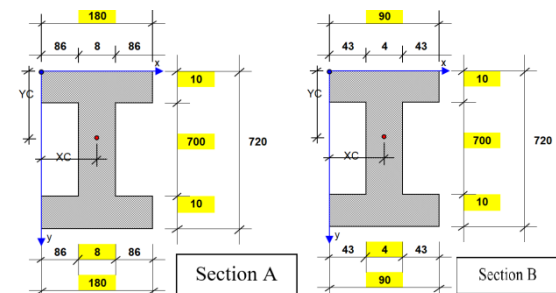
$$\omega = 9.454 \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 0.000686}{7850 \times 0.0092 \times 8^4}} = 208.08 \text{ Hz}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 0.000686}{1.212^2 \times 8^2} = 15044.03 \text{ KN} \quad (31)$$

مقادیر پارامترهای ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد، ظرفیت بار بحرانی و فرکانس طبیعی متناظر با آن محاسبه شد. شایان‌ذکر است مقدار ضریب طول مؤثر و ظرفیت بار بحرانی بدون احتساب تغییرات حرارتی به ترتیب برابر  $K = 1$  و



شکل ۳۰- ستون غیرمنشوری دوسرمفصلی تحت بارمحوری و تغییرات حرارتی



شکل ۳۱- مقطع عرضی ستون غیرمنشوری دوسرمفصلی در نقاط ابتدایی و انتهایی

مطابق شکل (۳۱) طول بال ستون مدنظر به صورت خطی در طول تیر از ۱۸۰ میلی‌متر در انتهای سمت پایین (Section A) به ۹۰ میلی‌متر در انتهای دیگر (Section B) با شیب ۰/۵ تغییر می‌کند؛ درحالی‌که، ارتفاع جان در طول عضو ثابت باقی می‌ماند. پارامترهای ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی ستون مورد نظر به این صورت تعیین می‌شوند.

ضریب انبساط حرارتی با افزایش دما، افزایش می‌یابد. تابع خطی پیشنهادشده در مرجع [۲۳] برای محاسبه ضریب انبساط حرارتی به شرح زیر است.

$$\alpha(T) = (11.4 + 0.01T) \times 10^{-6} = 0.0000121 K \quad (27)$$

در حالی که مقدار طول مؤثر با لحاظ اثر تغییرات حرارتی برابر  $K = 1.212$  و  $P_{cr} = 15044.03 \text{ KN}$  است. مشخص است تغییرات حرارتی می‌تواند به میزان ۳۲٪ ظرفیت بار بحرانی ستون مورد نظر را کاهش دهد.

#### ۴- نتیجه گیری

در مقاله حاضر، بر مبنای روش عددی ریتز پایداری و ارتعاشات ستونی غیرمنشوری تحت تغییرات حرارتی بررسی شد. در گام اول، معادله دیفرانسیل با استفاده از روش همپلتون استخراج گردید. در گام بعدی، شکل ضعیف معادله دیفرانسیل حاکم نوشته شد. از چند جمله‌ای سری چبیشف به عنوان تابع تغییر مکان عرضی و تابع وزن استفاده شده و ماتریس‌های سختی مصالح، سختی هندسی و جرم استخراج گردید. پس از استخراج ماتریس‌های سختی، مقادیر ویژه (ضریب طول مؤثر و فرکانس طبیعی بی‌بعد) بررسی شد. از تکنیک ریشه‌یابی به وسیله کدنویسی در نرم‌افزار متلب برای محاسبه مقادیر ویژه استفاده شد. خلاصه نتایج پژوهش به شرح ذیل است:

- اثر هم‌زمان ضریب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی بی‌بعد بر طول مؤثر ستونی الاستیک بررسی شد. افزایش پارامترهای مذکور در تمامی شرایط تکیه‌گاهی مختلف باعث افزایش طول مؤثر و کاهش ظرفیت بارکمانشی ستون می‌شود.
- اثر هم‌زمان ضریب شیب مقطع و ضریب تغییرات حرارتی بی‌بعد بر فرکانس طبیعی بی‌بعد بررسی شد. افزایش پارامترهای مذکور بسته به نوع شرایط تکیه‌گاهی سبب افزایش یا کاهش فرکانس طبیعی بی‌بعد می‌شود.
- از روش رایلی-ریتز با سری‌های چندجمله‌ای چبیشف برای حل معادله متشکله استفاده شد. روش فوق سرعت همگرایی بیش‌تری در مقایسه با سایر روش‌های عددی دارد. تنها به‌ازای ۱۰ جمله مقادیر ویژه (طول مؤثر، فرکانس طبیعی بی‌بعد) با خطای کم‌تر از ۱٪ به دست آمد.
- تمامی پارامترهای دخیل در مقاله حاضر از جمله (ضریب شیب مقطع  $\beta$ ، ضریب تغییرات حرارتی  $\gamma$ ، ضریب طول مؤثر  $K$  و فرکانس طبیعی  $\omega$  بی‌بعد هستند. همچنین از منحنی‌های هم‌تراز برای نمایش نمودارها استفاده شده است. نتایج این تحقیق قابلیت تعمیم دارد و می‌تواند ملاک طراحی مهندسان قرار گیرد.

#### ۵- پیشنهادها

در مقاله حاضر، پایداری و ارتعاشات تیر اوپلر-برنولی غیرمنشوری با استفاده از روش ریتز بررسی شده است. تغییرات

حرارتی خطی و شرایط مرزی در حالت ایده‌آل در نظر گرفته شده است. موضوعات زیر برای تحقیقات آتی پژوهشگران پیشنهاد می‌شود.

- تحلیل کمانش خمشی و ارتعاشات ستون با مقطع متغیر و اتصالات نیمه‌صلب تحت تغییرات حرارتی بر مبنای تئوری اوپلر-برنولی
- تحلیل کمانش خمشی-پیچشی و ارتعاشات ستون با مقطع متغیر و اتصالات نیمه‌صلب تحت تغییرات حرارتی بر مبنای تئوری اوپلر-برنولی
- تحلیل کمانش خمشی و ارتعاشات ستون با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی بر مبنای تئوری تیموشنکو
- تحلیل کمانش خمشی و ارتعاشات ستون با مقطع متغیر تحت کمانش حرارتی غیرخطی بر مبنای تئوری تیموشنکو
- تحلیل کمانش خمشی-پیچشی و ارتعاشات ستون با مقطع متغیر تحت تغییرات حرارتی بر مبنای تئوری تیموشنکو
- کمانش غیرارتجاعی ستون غیرمنشوری تحت تغییرات دما

[۱۶] سلطانی، م.، سیستانی، ا.، عسگریان، ب.، (۱۳۹۷)، "بررسی پایداری ستون‌های غیرمنشوری با استفاده از ترکیب روش سری‌های توانی و بسط مک لورن"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، ۲۴، ۱۲، ۲۹-۴۰.

[۱۷] سلطانی، م.، عسگریان، ب.، (۱۳۹۷)، "تحلیل پایداری و ارتعاشی آزاد ستون‌های غیرمنشوری با استفاده از ترکیب روش سری‌های توانی و گالرکین"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۶، ۵۰، ۱۰۱۷-۱۰۳۲.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

[19] Kiani, Y., and Eslami, MR. (2013), "An exact solution for thermal buckling of annular FGM plates on an elastic medium", *Composites Part B: Engineering*, Feb 1;45(1):101-10.

[20] Timoshenko, S.P., and Gere, J.M. (1961), "Theory of elastic stability", McGraw-Hill, New York, N.Y

[21] Groper, M., and Kenig, M.J. (1987), "Inelastic buckling of nonprismatic columns", *Journal of engineering mechanics*, 113(8), pp.1233-1239.

[22] Shanley, F.R. (1957), "Strength of materials", McGraw-Hill, New York, N.Y.

[23] Kirby, B.R., and Preston, R.R. (1988), "High temperature properties of hot-rolled, structural steels for use in fire engineering design studies", *Fire safety journal*, 13(1), pp.27-37.

[1] Euler, L., (1952), "Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes sive solutio problematis isoperimetrici latissimo sensu accepti", (Vol. 1). Springer Science & Business Media.

[2] Timoshenko, S.P., and Gere, J.M. (2009), "Theory of elastic stability", Courier Corporation.

[3] Bazant, Z.P., Cedolin, L., and Hutchinson, J.W. (1993), "Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories".

[4] Morley, A. (1917), "Critical loads for long tapering struts", *Engineering*, 104, p.295.

[5] Shi-rong, L., Chang-jun, C., and You-he, Z. (2003), "Thermal post-buckling of an elastic beams subjected to a transversely non-uniform temperature rising", *Applied Mathematics and Mechanics*, 24, pp.514-520.

[6] Wang, C.M., and Wang, C.Y. 2004. Exact solutions for buckling of structural members (Vol. 6). CRC press.

[7] Raftoyiannis, I., Stamatopoulos, G.N., and Ermopoulos, J. (2006), "Buckling Behaviour of Doubly-Tapered Steel Columns Under Axial Compression and Biaxial Bending", In Proceedings of the International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS (pp. 331-338).

[8] Singh, K.V., and Li, G. (2009), "Buckling of functionally graded and elastically restrained non-uniform columns", *Composites Part B: Engineering*, 40(5), pp.393-403.

[9] Pinarbasi, S. (2012), "Buckling analysis of nonuniform columns with elastic end restraints", *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 7(5), pp.485-507.

[10] Ghannadpour, S.A.M., Mohammadi, B., and Fazilati, J. (2013), "Bending, buckling and vibration problems of nonlocal Euler beams using Ritz method", *Composite Structures*, 96, pp.584-589.

[11] Zhang, B.H., Guo, Y.L., and Dou, C. (2013), "Ultimate bearing capacity of asymmetrically double tapered steel columns with tubular cross-section", *Journal of Constructional Steel Research*, 89, pp.52-62.

[12] Avcar, M. (2014), "Elastic buckling of steel columns under axial compression", *American journal of civil engineering*, 2(3), pp.102-108.

[13] Cao, K., Guo, Y.J., and Xu, J. (2016), "Buckling analysis of columns ended by rotation-stiffness spring hinges", *International journal of steel structures*, 16, pp.1-9.

[۱۴] فتحی، م.، شهلایی ن.، پرویزی م.، (۱۳۹۷)، "معادلات شیب افست برای تیر ستونهای داری نقص اولیه و اتصالات نیمه صلب با لحاظ اثرات برشی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، ۲۳، ۱۲، ۶۵-۷۴.

[15] Rezaiee-Pajand, M., Masoodi, A.R., and Alepaighambar, A. (2018), "Lateral-torsional buckling of functionally graded tapered I-beams considering lateral bracing", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 28(4), pp.403-414.





http://journaliss.ir

# رفتار غیر خطی دیافراگم‌ها در ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب مهاربندی همگرای ناپیوسته از نوع جابه‌جایی خارج از صفحه در طبقه همکف

سلیمان محمدی<sup>۱\*</sup>، امین موهب‌خواه<sup>۲</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- دانشیار سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

\*ملایر، صندوق پستی ۸۴۶۲۱-۶۵۷۴۱، Salman.mohammadi69@gmail.com

## چکیده

دیافراگم‌ها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی و انتقال این بارها به المان‌های قائم سازه‌ای، وظیفه جمع‌آوری نیروهای جانبی و توزیع آن بین سامانه‌های مقاوم جانبی را بر عهده دارند. طراحان سازه در برخی موارد به دلیل وجود ملاحظات معماری در طراحی قاب‌های ساختمانی فولادی مهاربندی‌شده، ناچار به جابه‌جانی مهاربندها در پلان سازه هستند که در دسته سازه‌های با نامنظمی خارج از صفحه طبقه‌بندی می‌شوند. در چنین سازه‌هایی، دیافراگم افقی واقع در مرز ناپیوستگی باید نیروهای برشی ناشی از زلزله را انتقال دهد؛ بنابراین بررسی رفتار این دیافراگم‌ها برای تحلیل و طراحی سازه دارای اهمیت است. هدف از این پژوهش، بررسی رفتار لرزه‌ای، ظرفیت جابه‌جایی نسبی، ضریب اضافه‌مقاومت و میزان آسیب‌پذیری قاب‌های مهاربندی همگرای ناپیوسته در برابر زلزله است. بدین منظور سازه‌های سه و شش طبقه با مهاربندهای همگرا در دو حالت با و بدون جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندها با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی دیافراگم تحت تحلیل پوش‌اور و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس قرار گرفتند. بررسی نتایج نشان داد که دیافراگم بتنی موجود در ناحیه ناپیوستگی با ضخامت پنج سانتی‌متر در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، با زاویه ۴۵ درجه دچار آسیب شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این در حالی است که در ضخامت‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور دچار آسیب نمی‌شود. با توجه به مطالب بیان‌شده به نظر می‌رسد که با حداقل ضخامت تعیین‌شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، دیافراگم بتنی در برابر نیروهای برشی انتقال‌یافته، آسیب‌پذیر است. همچنین نیاز جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای سازه‌های مورد بررسی، بیش از مقادیر محاسبه‌شده طبق روابط آیین‌نامه است.

## واژگان کلیدی

دیافراگم، ساختمان‌های نامنظم، ناپیوستگی مهاربندها، تحلیل تاریخچه زمانی، رفتار لرزه‌ای

## Nonlinear Behavior of Diaphragms in Concentrically Braced Steel Frames with Ground Floor Out-of-Plane Offset Irregularities

Salman Mohammadi, Amin Moheb Khah

### Abstract

Diaphragms, beyond supporting gravity loads and transferring them to vertical structural elements, play a crucial role in collecting lateral forces and distributing them among lateral resistant systems. In some cases, due to architectural considerations in the design of braced steel building frames, structural designers are compelled to shift the braces in the structure's plan, classifying them under structures with out-of-plane offset irregularity. In such structures, the horizontal diaphragm between the shifted braces must effectively transfer the shear forces induced by earthquakes. Therefore, investigating the behavior of these diaphragms is imperative for the analysis and design of these structures. The objective of this research is to investigate the seismic behavior, drift demands, over-strength factor, and the degree of vulnerability of discontinuous concentrically braced frames (CBFs) when subjected to earthquakes. To achieve this goal, two three-dimensional CBFs of 3 and 6 stories, both with and without out-of-plane offset irregularity, incorporating inelastic diaphragm behavior, were taken into account through pushover and nonlinear time-history dynamic analyses using ABAQUS. The examination of the results indicated that the concrete diaphragm existing in the discontinuity region, with a thickness of five centimeters, has been damaged at a 45-degree angle. It lacks the ability to transfer the shear force resulting from the lateral load of the braces. This is in contrast to thicknesses of 10 and 20 centimeters, where the diaphragm in the mentioned area remains undamaged. Given the information provided, it seems that, with the minimum thickness specified in Iranian National Building Code (part 9), was vulnerable to the transferred shear forces. Additionally, it was found that the inter-story drift demands of the frames exceed the estimations proposed by the building code.

### Keywords

Diaphragm, Irregular Buildings, Discontinuity in Braces, Time-history Dynamic Analysis, Seismic Behavior



یکی از اهداف اصلی طراحی سازه، شناخت صحیح پاسخ لرزه‌ای انواع سازه‌ها و اجرای سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله است [۱]. یکی از روش‌های متداول طراحی سازه‌ها استفاده از سیستم‌های مهاربندی در کنار قاب‌های ساده و خمشی است [۲]. در برخی از موارد به دلیل اقتضای شرایط معماری و یا نیاز به بازشو در طبقه همکف برای ورودی پارکینگ و مواردی از این دست، طراح ناچار به جابه‌جا کردن مهاربندها در پلان ساختمان و انتقال آن به قاب‌هایی در صفحات مجاور است. این نوع از جابه‌جایی که در اکثر آیین‌نامه‌های معتبر با عنوان نامنظمی در پلان ساختمان (نامنظمی افقی) شناخته می‌شود، می‌تواند در دیافراگم کف تنش‌های برشی زیادی ایجاد کند. دیافراگم کف طبقات به‌منظور تحمل بارهای مرده و زنده و بارهای افقی مانند زلزله، نقش مهمی را در ساختمان ایفا می‌کند. یکی از مهم‌ترین فرضیاتی که در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها تحت اثر نیروی جانبی در نظر گرفته می‌شود، صلبیت کف طبقات در صفحه خودشان است [۱]. این فرض باعث می‌شود که تغییر مکان‌های افقی تمام اعضای قائم در تراز طبقات، به چرخش و انتقال افقی کف‌ها وابسته باشد. بنابراین تعداد تغییر مکان‌های مجهول به مقدار زیادی کاهش می‌یابد که به دلیل کاهش قابل‌ملاحظه تعداد درجات آزادی سازه، کاربرد فراوانی در مهندسی سازه دارد. از طرف دیگر با این فرض، نیروهای جانبی بین اعضای مقاوم جانبی به نسبت سختی آن‌ها توزیع خواهد شد. اما باید توجه داشت که این فرض در همه موارد صادق نیست [۳].

صلبیت یک دیافراگم نه تنها به صلبیت تک تک اعضای سازه بستگی دارد، بلکه به عوامل زیادی از جمله ابعاد سازه، نوع سیستم سازه، نوع سقف، سختی قاب‌ها، وجود بازشوها در کف‌ها، نامنظمی‌ها در پلان و ارتفاع و طبقات سازه نیز وابسته است [۴]. لذا با توجه به تعداد و تنوع عوامل ذکر شده، باید به این فرض مهم در ساختمان با نگاه دقیق‌تری نگریست، چرا که سهل‌انگاری در توجه به این موضوع باعث عدم صحت چنین فرضی شده و گاهی باعث خسارات جبران‌ناپذیری خواهد شد. استفاده از فرض

صلبیت دیافراگم‌ها سال‌های زیادی است که در سراسر دنیا متداول است، این فرض اولین بار توسط مک‌لود و ویلسون<sup>۱</sup> در سال‌های ۱۹۷۰ الی ۱۹۷۵ مطرح گردید. در سال‌های اخیر با پیشرفت در سرعت و حافظه رایانه‌ها، مدل‌نمودن سقف‌های ساختمان‌ها با المان‌های صفحه‌ای و غشایی برای منظور نمودن شرایط حدی این المان‌ها انجام گرفته است [۵-۸]. گولدرگ و هرنز<sup>۲</sup> (۱۹۶۵)، ساختمان‌های قابی متعادل پیچشی با دیافراگم‌ها و اعضای مقاوم جانبی الاستیک خطی را مطالعه نمودند [۹]. سافارینی و کودایمات<sup>۳</sup> (۱۹۹۲)، بررسی تغییر شکل درون‌صفحه‌ای دیافراگم کف در ساختمان‌های بتن‌آرمه را انجام دادند [۱۰]. جو و لین<sup>۴</sup> (۱۹۹۹)، فرض صلبیت یا انعطاف‌پذیری دیافراگم در آنالیز سازه‌ها را مقایسه و بررسی نمودند [۱۱]. لیا و همکاران<sup>۵</sup> (۲۰۰۷)، به‌منظور طراحی دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر در ساختمان‌ها، ضرایب تشدید نیروها و جابه‌جایی‌ها را در این دیافراگم‌ها، برای سازه‌های کم ارتفاع با دیوار برشی محیطی نسبتاً سخت، مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. دارشان و شروتی<sup>۶</sup> (۲۰۱۶)، از نرم‌افزار ایتبس<sup>۷</sup> برای آنالیز یک ساختمان منظم با جرم یکنواخت و چهار ساختمان نامنظم با جرم‌های متغیر برای برش پایه، مود شکل، دریافت طبقه، برش طبقه و ممان پیچشی استفاده کردند [۱۳]. برتی و همکاران<sup>۸</sup> (۲۰۱۷)، مطالعاتی را برای تعریف بی‌نظمی‌های درون‌صفحه‌ای دیوارهای بنایی در شرایط کمی توسعه دادند و رایج‌ترین انواع بی‌نظمی را به شش گروه اصلی بر اساس ابعاد و تراز بازشوها طبقه‌بندی نمودند [۱۴]. پراکاش و همکاران<sup>۹</sup> (۲۰۱۷)، رفتار دیافراگم صلب و نیمه‌صلب ساختمانی با بی‌نظمی ارتفاع را با تحلیل غیرخطی استاتیکی و تحلیل پوش‌اور بررسی کردند [۱۵].

وانگ و همکاران<sup>۱۰</sup> (۲۰۱۸)، یک مطالعه پارامتری بر روی مهاربند ساده برای تعیین کمیت تأثیر بی‌نظمی‌های جرم و ارتفاع و اثر ترکیبی آن‌ها انجام دادند [۱۶]. لاگومارسینو و همکاران<sup>۱۱</sup> (۲۰۱۸)، رفتار لرزه‌ای یک ساختمان نامنظم با سختی دیافراگم متفاوت و ابعاد بازشوها متفاوت را با تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی انجام دادند [۱۷]. عزیز (۲۰۱۸)، عملکرد روش

<sup>1</sup> McLeod and Wilson

<sup>2</sup> Goldberg and Hearn

<sup>3</sup> Saffarini and Qudaimat

<sup>4</sup> Ju and Lin

<sup>5</sup> Leea et al

<sup>6</sup> Darshan and Shruthi

<sup>7</sup> Etabs

<sup>8</sup> Berti et al

<sup>9</sup> Prakash et al

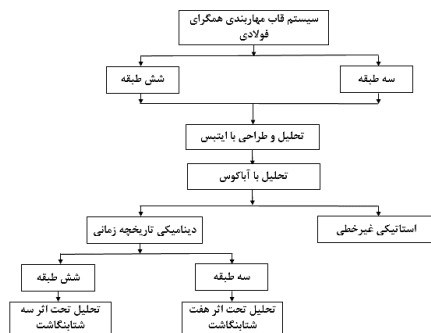
<sup>10</sup> Wang et al

<sup>11</sup> Lagomarsino et al

N2<sup>1</sup> توسعه یافته در ساختمان‌های بنایی بلوک بتنی با بی‌نظمی‌های درون‌صفحه‌ای و ارتفاعی و دیافراگم‌های صلب را با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و پوش‌اور بررسی نمودند و نتیجه گرفتند که منحنی‌های ظرفیت به‌دست‌آمده از تحلیل پوش‌اور و دینامیکی غیرخطی مشابه روش N2 توسعه یافته هستند [۱۸]. سوین<sup>۲</sup> (۲۰۱۸)، یک مطالعه تطبیقی بر روی آنالیز استاتیکی غیرخطی در ساختمان‌های مختلف عمودی نامنظم با مساحت نقشه مساوی و بازپرداخت‌های برابر با اشکال مختلف با استفاده از روش جابه‌جایی انجام داده است [۱۹]. کومار<sup>۳</sup> (۲۰۱۸)، با استفاده از تحلیل پوش‌اور، پاسخ لرزه‌ای قاب‌های دارای نامنظمی در ارتفاع را بررسی نمود [۲۰]. مارینو و همکاران<sup>۴</sup> (۲۰۱۹)، عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی با سطوح بی‌نظمی مختلف در هندسه و دیافراگم را با روش استاتیکی غیرخطی انجام دادند [۲۱]. شیواکومار و همکاران<sup>۵</sup> (۲۰۱۹)، رفتار ساختمان‌های با نامنظمی‌های مختلف را از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی با نرم‌افزار ایتبس بررسی کردند [۲۲]. کریشناد و آنکیت<sup>۶</sup> (۲۰۲۱)، تحلیل طیفی پاسخ ساختمان‌های بلند با شکل نامنظم O، H و C را تحت اثر ترکیب نامنظمی پلان و نامنظمی ارتفاع با استفاده از ایتبس بررسی نمودند و نتیجه گرفتند ساختمان H شکل عملکرد بهتری در مقایسه با سایر اشکال ساختمان دارد [۲۳]. ژانگ<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۲۲)، مطالعه‌ای در مورد عملکرد درون‌صفحه‌ای دیافراگم‌های مدولار ناپیوسته انجام دادند و نتیجه گرفتند دیافراگم‌های مدولار از فرض کف صلب فاصله دارند و اتصالات افقی می‌تواند تفاوت زیادی در توانایی انتقال بار درون‌صفحه‌ای دیافراگم‌های مدولار ایجاد کند [۲۴]. مو<sup>۸</sup> (۲۰۲۳)، عملکرد درون‌صفحه‌ای دیافراگم‌های مدولار ناپیوسته را به‌صورت تجربی بررسی کرد و بر اساس نتایج توصیه نمود که همیشه از جابه‌جایی خارج از صفحه فقط در طبقات بالا استفاده شود [۲۵]. کمسال و همکاران<sup>۹</sup> (۲۰۲۲)، تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی ناپیوستگی درون‌صفحه‌ای و خارج از صفحه در المان‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی را انجام دادند و نتیجه گرفتند ماکزیمم

جابه‌جایی خارج از صفحه، حدود ۷۰ درصد بیش‌تر از قاب معمولی و درون‌صفحه‌ای است [۲۶].

**محب‌خواه و نصراله‌بیگی** (۱۳۹۱)، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی با سیستم مهاربندی ناپیوسته در صفحه را به‌وسیله تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بررسی نمودند [۲۷]. **محب‌خواه و عاکفی** (۱۳۹۳)، دقت ضریب اضافه‌مقاومتی که در ترکیب بارها برای تشدید زلزله در آیین‌نامه‌ها به‌کار گرفته می‌شود را بررسی نمودند [۲۸]. **محمدی و همکاران** (۱۳۹۷)، اثر نامنظمی در پلان و ارتفاع بر روی ضریب رفتار سازه‌های فولادی با مهاربند و اگر را بررسی نمودند [۲۹]. **محبوبی‌نیازمندی و بخشنده** (۱۴۰۲)، تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی لغزشی نامنظم هندسی در پلان جداسازی‌شده با جداگرهای لاستیکی هسته سربی را بررسی نمودند [۳۰]. یکی از مواردی که مطالعات انجام‌شده در مورد آن ناقص است و سوالات اساسی در مورد آن بدون پاسخ مانده، رفتار دیافراگم سقف تحت اثر بارهای جانبی در سازه‌های با سیستم مهاربندی همگرا که مهاربندهای آن‌ها به‌صورت نامنظم در پلان اجرا شده‌اند، می‌باشد. لذا در تحقیق حاضر جهت بررسی چگونگی رفتار دیافراگم مذکور، ابتدا مدل‌هایی در دو حالت سازه منظم (با زنجیره مهاربندی پیوسته) و نامنظم (با زنجیره مهاربندی ناپیوسته به‌دلیل جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و طراحی شده است. سپس جهت بررسی رفتار سازه‌های مذکور در دو حالت استاتیکی غیرخطی و تاریخیچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۰</sup> استفاده شده است. مراحل انجام روند اشاره‌شده، در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- مراحل انجام پژوهش حاضر

<sup>۱</sup> یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی جهت محاسبه تغییر مکان ساختمان

<sup>۲</sup> Swain

<sup>۳</sup> Kumar

<sup>۴</sup> Marino

<sup>۵</sup> Shiva kumar

<sup>۶</sup> Krishna and Ankit

<sup>۷</sup> Zhong

<sup>۸</sup> Mev

<sup>۹</sup> Lamsal

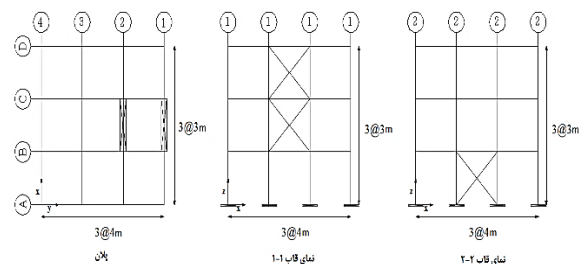
<sup>۱۰</sup> Abaqus

## ۲- مواد و روش‌ها

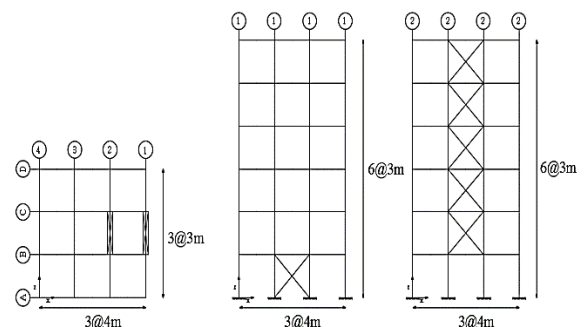
### ۲-۱- مشخصات مدل مورد مطالعه

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده با دابندهای ناپیوسته در پلان بررسی شده است که به علت وجود انقطاع در مسیر انتقال نیروی جانبی در یک راستا، طبق مبحث ششم مقررات ملی ایران [۳۱] و استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲] جزء ساختمان‌های نامنظم در پلان قرار می‌گیرد. همچنین این نوع نامنظمی مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-22 [۳۳] در گروه نامنظمی‌های نوع چهار با عنوان "نامنظمی با جابه‌جایی خارج از صفحه"<sup>۱</sup> در نظر گرفته می‌شود. در پژوهش حاضر ساختمان‌هایی با دیافراگم انعطاف‌پذیر که در آن‌ها مهاربندها صرفاً در طبقه همکف در صفحه جابه‌جا شده است، مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج آن در سایر طبقات اعتباری ندارد.

پلان و نمای ساختمان‌های نامنظم مورد بررسی در شکل‌های (۲) و (۳) ارائه شده است.



شکل ۲- پلان و نمای ساختمان نامنظم سه طبقه



شکل ۳- پلان و نمای ساختمان نامنظم شش طبقه

### ۲-۲- مدل عددی

در این مطالعه برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از روش تحلیل استاتیکی عمومی<sup>۲</sup> که قادر به تحلیل مسائل استاتیکی خطی و غیرخطی می‌باشد و همچنین برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از روش تحلیل دینامیکی ضمنی<sup>۳</sup> که علاوه بر تحلیل مسائل

دینامیکی خطی و غیرخطی، زمان تحلیل در این روش کم‌تر از روش‌های دینامیکی دیگر می‌باشد، استفاده شده است. به منظور طراحی ساختمان‌های مورد نظر، از نرم‌افزار ایتبس [۳۴] و تحلیل استاتیکی استفاده شده است. ساختمان‌های مورد بررسی دارای سه و شش طبقه با ارتفاع طبقات سه متر و دهانه‌هایی با طول چهار متر هستند. مصالح به کاررفته از نوع فولاد ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد. مقاطع به کاررفته در طراحی شامل IPE برای تیرها، IPB برای ستون‌ها و مقاطع قوطی شکل برای مهاربندها است. ضخامت دال کامپوزیت برابر ۵۰ میلی‌متر بوده و از آرماتورهای تقویتی با فواصل ۰/۳ متر در هر دو جهت X و Y استفاده شده است. بارهای اعمال‌شده به طبقات نیز در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- بار ثقلی طبقات [۲۸]

طبقه	بار مرده (kg/m <sup>2</sup> )	بار زنده (kg/m <sup>2</sup> )
بام	۶۰۷	۱۷۵
سایر طبقات	۶۲۵	۲۰۰

با توجه به شباهت لرزه‌خیزی ایران با شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا و وجود پارامترهای مورد نیاز نرم‌افزار برای طراحی در آیین‌نامه‌های آمریکا، این مکان انتخاب مناسبی برای ساختگاه سازه است. به همین منظور از آیین‌نامه ASCE 7-22 برای بارگذاری و از آیین‌نامه‌های AISC 341-22 [۳۵] و AISC 360-22 [۳۶] برای طراحی استفاده شده است. طبقه‌بندی لرزه‌ای نیز از نوع D تعریف شده است. با توجه به کاربری مسکونی ساختمان‌های مورد مطالعه در این پژوهش مقدار ضریب اهمیت (I) مطابق با آیین‌نامه برابر یک در نظر گرفته شده است. مشخصات طراحی قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-22 در جدول (۲) خلاصه شده است.

جدول ۲- مشخصات طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه [۲۸]

سیستم قاب ساختمانی	قاب مهاربند همگرای معمولی
جزئیات طراحی	AISC 341-22
ضریب رفتار (R <sub>u</sub> )	۳/۲۵
ضریب اضافه‌مقاومت (Ω <sub>0</sub> )	۲
ضریب تشدید تغییر مکان (C <sub>d</sub> )	۳/۲۵
نوع طبقه‌بندی لرزه‌ای	D <sup>o</sup>

\* (سازه نامنظم در پلان با ارتفاع کم‌تر از ۴۸ متر)

<sup>1</sup> Out-of-Plane offset Irregularity

<sup>2</sup> Static, General

<sup>3</sup> Dynamic, Implicit

سه پارامتر وابسته است. شرایط خاک منطقه بر اساس سرعت موج برشی در بالاترین لایه خاک تعیین می‌شود.

در این مطالعه ابتدا ۶۲ زلزله از سایت PEER NGA DATA BASE [۳۸] با در نظر گرفتن شرایط ذیل انتخاب شد:

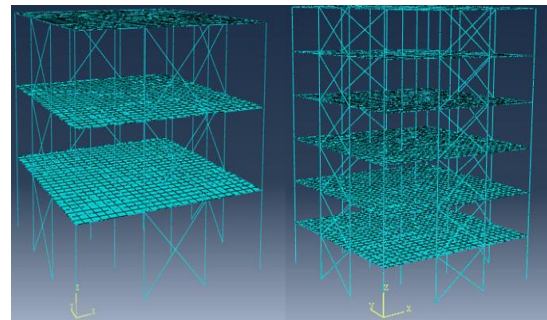
۱. بزرگای زلزله‌ها: ۶-۸/۵
  ۲. فاصله از روی مرکز: ۱۰-۷۰ کیلومتر
  ۳. سرعت متوسط موج برشی: ۱۷۵-۳۷۵ متر بر ثانیه
  ۴. نوع خاک: خاک نوع سه
- برای سازه سه طبقه، هفت شتاب‌نگاشت که بیش‌ترین انطباق را با طیف طرح آیین‌نامه داشتند با استفاده از الگوریتم جست‌وجوی هارمونی انتخاب شده و با الگوریتم دسته‌ذرات بهینه‌یاب مقیاس شدند. علت استفاده از یک الگوریتم ترکیبی در این فرآیند آن است که طبق مطالعات گذشته الگوریتم جست‌وجوی هارمونی برای داده‌های گسسته (مانند شماره زلزله‌ها) و الگوریتم دسته‌ذرات بهینه‌یاب برای داده‌های پیوسته (مانند ضرایب مقیاس) نتایج مناسب‌تری را ارائه می‌دهند.
- در جدول (۳) هفت شتاب‌نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس مورد نیاز مبحث ششم و درصد خطای طیف میانگین حاصل نسبت به طیف آیین‌نامه ارائه شده است. زمان تناوب سازه سه طبقه، ۰/۳۸ ثانیه در نظر گرفته شده است؛ بنابراین رکوردها در بازه ۰/۰۸ تا ۱/۵T (۰/۷ ثانیه) باید منطبق یا بالاتر از طیف آیین‌نامه برای خاک نوع سه باشد. طیف شتاب‌نگاشت‌ها در شکل (۵) ارائه شده است.

جدول ۳- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی

غیرخطی سازه سه طبقه [۲۸]

ضریب مقیاس	PGA (m/s <sup>2</sup> )	ایستگاه	زلزله
۱/۶۰۴	۰/۳۸۵	Rio Dell Overpass	Cape Mendocino 1992
۱/۴۱۵	۰/۱۳۴	Halls Valle	Loma Prieta 1989
۱/۲۵۱	۰/۰۵۳	Indio - Coachella Canal	N. Palm Springs 1986
۲/۳۱۶	۰/۲۰۱	Manhattan Beach	Northridge 1994
۱/۱۱۴	۰/۱۰۴	LA - W 15th St	Northridge 1994
۰/۷۷۲	۰/۱۴۵	125 Lake Hughes	San Fernando 1971
۱/۷۷۶	۰/۳۵۸	Centro Imp. Co. Cent	Superstn Hills(B) 1987
۴/۳۴٪			درصد خطا

از آن‌جا که در مطالعات گذشته [۳۷] مشخص شده است که گیردار بودن تکیه‌گاه پای ستون‌ها منجر به جلوگیری از تجمع جابه‌جایی‌ها می‌شود، به همین علت پایه ستون‌ها به صورت گیردار طراحی شده و اتصالات تیر به ستون نیز به صورت مفصلی طراحی شده است. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، مدل‌های ساخته شده در ایتبس، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور<sup>۱</sup>) و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفتند. برای مدل‌سازی تیر از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31 (دو گره در هر المان و شش درجه آزادی در هر گره)، برای مدل‌سازی دال بتنی و آرماتورهای آن از المان Shell استاندارد و خطی S4R (چهار گره در هر المان و شش درجه آزادی در هر گره)، که توانایی مدل‌سازی بتن مسلح را فراهم می‌کند، استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن نیز از مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک<sup>۲</sup> استفاده شد. همچنین نیروی جانبی با الگوی مثلثی وارون متناسب با ارتفاع طبقات در جهت X بر سازه اعمال شد. در شکل (۴) مدل ساخته شده با مش‌بندی ذکر شده، برای سازه سه و شش طبقه نشان داده شده است.



شکل ۴- مش‌بندی مدل‌های مورد مطالعه

در مطالعه پیش‌رو جهت انتخاب و مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها، روند مورد استفاده در تحقیقات عاکفی و محب‌خواه [۲۸] به کار برده شده است. در این مطالعه به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، نیاز به استفاده از شتاب‌نگاشت‌هایی است که علاوه بر برقرار بودن شرایط ساختگاه در آن‌ها، تطبیق مناسبی با طیف طرح آیین‌نامه داشته باشند. بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها در انتخاب رکوردهای زلزله بر مبنای پارامترهای زلزله، سه پارامتر اصلی شامل بزرگای، فاصله تا گسل و خاک منطقه باید ملاک انتخاب قرار گیرند؛ زیرا بسیاری از مهم‌ترین خواص زلزله مانند محتوای فرکانسی، دامنه و شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این

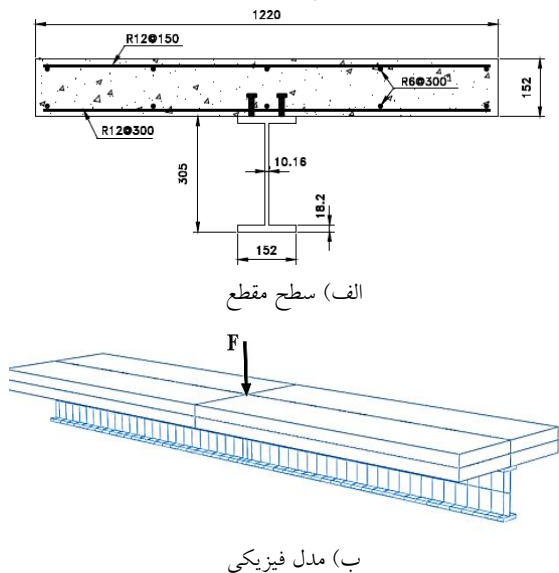
<sup>1</sup> Poushover

<sup>2</sup> Concrete Damage Plasticity

## ۲-۳- صحت‌سنجی مدل‌های آزمایشگاهی

به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی و اطمینان از صحت پاسخ‌های به‌دست‌آمده در این تحقیق، دو نمونه از مسائل حل‌شده در مطالعه چاپمن و بالاک<sup>۱</sup> (۱۹۶۴) [۳۹] و مطالعه کیس و همکاران<sup>۲</sup> (۲۰۱۲) [۴۰]، با نرم‌افزار آباکوس مجدداً تحلیل گردید. همچنین از آن‌جایی که در حل یک مسئله اجزای محدود باید با کوچک‌تر کردن ابعاد المان‌ها تا حد قابل قبول، همگرایی پاسخ‌ها نظیر فرکانس‌ها، تغییر مکان‌ها و نیروها حاصل شود، لذا پس از یک بررسی کامل، شبکه المان با ابعاد مناسب برای انجام تحلیل‌ها انتخاب شده است که در ادامه به آن اشاره خواهد شد.

مطالعه آزمایشگاهی چاپمن و بالاک شامل یک تیر کامپوزیت با دهانه ۵/۵ متر است که تحت یک بار متمرکز ۱۰۰۰ کیلونیوتنی در وسط دهانه قرار گرفته است. در شکل (۷) مدل فیزیکی و مشخصات هندسی این سیستم نشان داده شده است.

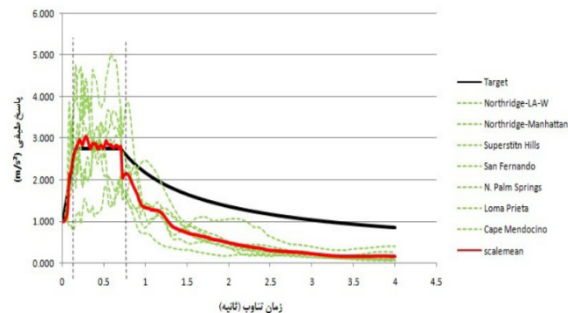


شکل ۷- تیر کامپوزیت [۳۴]

برای مدل‌سازی تیر در نرم‌افزار آباکوس از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31، از المان Shell استاندارد و خطی S4R برای مدل‌سازی دال بتنی که توانایی مدل‌سازی بتن مسلح را فراهم می‌کند، استفاده شده است. اتصال دو انتهای تیر کامپوزیت به زمین به‌صورت مفصلی است و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک استفاده شده است. پارامترهای پلاستیسیته در این مدل شامل تابع جریان پلاستیک، تابع تسلیم و ویسکوزیته می‌باشد. تابع پتانسیل

<sup>1</sup> Chapman and Balakrishnan

<sup>2</sup> Keith et al

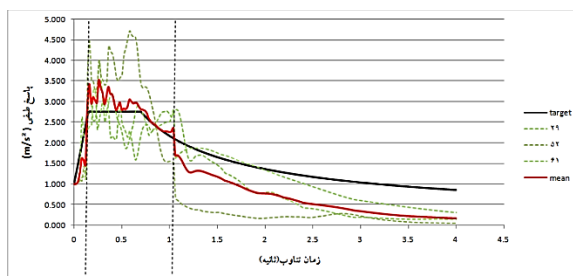


شکل ۵- طیف شتاب‌نگاشت‌های سازه سه طبقه و مقایسه طیف میانگین با طیف طرح آیین‌نامه [۲۸]

در ادامه به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل‌ها در مدل‌های سه‌بعدی، برای سازه شش طبقه از سه رکورد که با استفاده از الگوریتم‌های ذکر شده انتخاب شده‌اند، استفاده می‌شود. در جدول (۴) سه رکورد انتخابی و ضرایب مقیاس مورد نیاز مبحث ششم و درصد خطای طیف میانگین حاصل نسبت به طیف آیین‌نامه ارائه شده است. زمان تناوب سازه شش طبقه، ۰/۶۸۴ ثانیه در نظر گرفته شده است؛ بنابراین طیف رکوردها در بازه 0.2T (۰/۱۴ ثانیه) تا 1.5T (۱/۰۴ ثانیه) باید منطبق یا بالاتر از طیف آیین‌نامه برای خاک نوع سه باشد. طیف شتاب‌نگاشت‌ها در شکل (۶) ارائه شده است.

جدول ۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی

ضریب مقیاس	PGA (m/s <sup>2</sup> )	ایستگاه	زلزله
۱/۸۰۶	۰/۱۳	117 El Centro Array	Borrego Mtn 1968
۲/۱۶۹	۰/۲۰۱	Manhattan Beach	Northridge 1994
۱/۰۰۷	۰/۰۶۱	Palmdale - Hwy 14 & Palmdale	Northridge 1994
۸/۹۶ %		درصد خطا	



شکل ۶- طیف شتاب‌نگاشت‌های سازه شش طبقه و مقایسه طیف میانگین با طیف طرح آیین‌نامه [۲۸]

جریان مورد استفاده تابع هیپربولیک دراکر-پراگر است. این تابع در فضای فشار هیدرواستاتیک، تنش انحرافی میسر تعریف می‌شود. یکی از پارامترهای مهم در تابع جریان پلاستیک، زاویهٔ اتساع است که در این مطالعه زاویهٔ اتساع برابر با ۱۴ فرض شده است.

منحنی تنش-کرنش فشاری بتن بر اساس نتایج آزمایش فشاری تک‌محورهٔ بتن تعیین می‌گردد. برای بتن تحت فشار، سه ناحیه از نمودار معرفی می‌شود. اولین قسمت از نمودار تا تنش حدی متناسب با آن، الاستیک فرض می‌شود. مقدار این تنش حدی برابر  $0.4f_{cm}$  در نظر گرفته می‌شود که در آن  $(f_{cm})$  مقاومت فشاری بتن است. کرنش  $(\epsilon_1)$  مربوط به تنش، برابر با  $0.0022$  در نظر گرفته شده است. همچنین نسبت پواسون برابر  $0.2$  فرض شده است. دومین قسمت از نمودار که شکل سهموی دارد از نقطهٔ متناظر با تنش حدی شروع شده و تا رسیدن به بالاترین مقاومت فشاری بتن  $(f_{cm})$  ادامه می‌یابد. سومین قسمت نمودار تنش-کرنش قسمت نزولی نمودار از  $(f'_c)$  به  $(rf'_c)$  است که در این پژوهش، فاکتور کاهش  $(r)$  برابر با  $0.85$  فرض شده است. همچنین کرنش نهایی بتن در گسیختگی مربوط به تنش  $(rf'_c)$  برابر با  $0.0065$  است.

در نرم‌افزار، منحنی تنش-کرنش باید به صورت تنش-کرنش غیرالاستیک متناظر معرفی شود. کرنش غیرالاستیک برابر با اختلاف کرنش کل و کرنش الاستیک است که از رابطهٔ (۲) به دست می‌آید.

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} \quad (1)$$

$$\epsilon_{in} = \epsilon_t - \epsilon_{el} \quad (2)$$

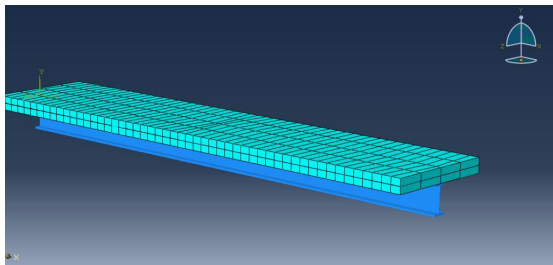
که در این روابط  $(\epsilon_t)$ : کرنش کل،  $(\epsilon_{el})$ : کرنش الاستیک و  $(\epsilon_{in})$ : کرنش غیرالاستیک تعریف می‌شوند.

رفتار بتن تحت کشش به علت سرعت بالای وقوع ترک خوردگی برخلاف فشار بوده و این گسیختگی از طریق آزمایش قابل تعیین نیست؛ اما به وسیلهٔ آزمایش می‌توان مقاومت کششی بتن را تعیین کرد. این مقاومت حدود ۷ تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی فشاری بتن است. در صورتی که نتایج آزمایشگاهی در دسترس نباشد، می‌توان از رابطهٔ پیشنهادی آیین‌نامهٔ بتن آمریکا استفاده کرد. مدول الاستیسیتهٔ بتن در کشش برابر با مقدار فشاری آن در نظر گرفته می‌شود. بعد از ترک خوردگی بتن سختی آن به یکباره صفر نمی‌شود و حتی بعد از ترک خوردگی هم بتن سختی خواهد داشت که به این خاصیت، سخت‌شدگی بعد از

ترک خوردگی اطلاق می‌شود. سختی بعد از ترک خوردگی در نمودار تنش-کرنش کششی بتن بیش تر از مقدار واقعی آن در بتن غیرمسلح است. در بتن غیرمسلح، بعد از رسیدن بتن به تنش حداکثر کششی، مقاومت کششی آن به صورت ناگهانی کاهش زیادی می‌یابد و بعد از آن به صورت نرم‌شدگی تا نقطهٔ گسیختگی پیش می‌رود. در مدل اجزای محدود به منظور در نظر گرفتن اثر برهم‌کنش بتن و فولاد، کرنشی که در آن تنش صفر شده است، بیش تر از مقدار آن در بتن غیرمسلح در نظر گرفته می‌شود. در راهنمای نرم‌افزار توصیه شده است که مقدار تنش در کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک خوردگی، برابر صفر در نظر گرفته شود. هرچقدر مقدار این کرنش کم تر در نظر گرفته شود؛ مشکلات همگرایی بیش تر شده و احتمال واگرایی حل در مرحلهٔ اول بیش تر می‌شود. با توجه به بررسی‌های انجام شده، حداقل مقدار قابل استفاده در این مطالعه  $0.001$  به دست آمده و از همین مقدار در تمام تحلیل‌ها استفاده شده است.

همچنین قابل ذکر است که یکی از موارد تأثیرگذار در رفتار کلی سازه، شیب باربرداری است. معمولاً شیب باربرداری برابر با همان مدول الاستیسیتهٔ اولیه در نظر گرفته می‌شود. این فرض برای موادی مانند فولاد صحیح است، اما برای بتن به دلیل آسیب‌های وارده بر اثر ترک خوردگی و خردشدگی، این شیب از مقدار اولیه کم تر خواهد بود. این قابلیت در نرم‌افزار آباکوس گنجانده شده که می‌توان به وسیلهٔ معرفی پارامترهای  $d_t$  و  $d_c$  کاهش سختی باربرداری را در محاسبات وارد کرد. سختی باربرداری در فشار از ضرب  $1 - d_c$  و در کشش از ضرب  $1 - d_t$  در مدول الاستیسیتهٔ اولیه به دست می‌آید. مقادیر  $d_t$  و  $d_c$  به صورت یک تابع جدولی بر حسب کرنش‌های غیرالاستیک متناظرشان معرفی می‌شوند.

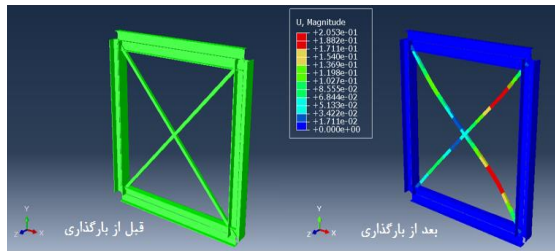
برای اتصال تیر به دال از اندرکنش MPC<sup>1</sup> (Tie) موجود در ماژول Interaction استفاده شده است. فاصلهٔ اندرکنش‌ها از هم با توجه به فاصلهٔ گل‌میخ‌ها از یکدیگر که برابر  $0.11$  متر هستند، لحاظ شده است. در شکل (۸) مدل ایجاد شده در نرم‌افزار قبل از بارگذاری ارائه شده است.



شکل ۸- نمونهٔ مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس

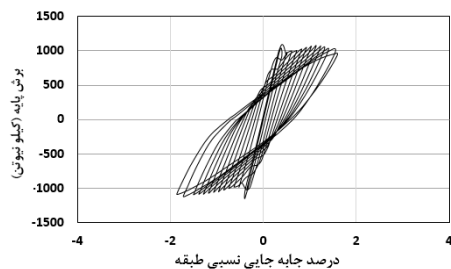
<sup>1</sup> Multi-Point Constraint

برای مدل‌سازی تیر، ستون و مهاربندها در نرم‌افزار آباکوس از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31 استفاده شده است. در این شبیه‌سازی هر عضو مهاربندی به چهار قسمت تقسیم شده و در عین حال از یک نیرو با مقدار ناچیز (معمولاً ۰/۰۱ مقاومت فشاری عضو) به‌عنوان نقص هندسی اولیه استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد نیز مدل الاستیک-پلاستیک کامل به‌کار برده شده است. در شکل (۱۱) نمونه‌ای از مدل آزمایشگاهی شبیه‌سازی شده قبل و بعد از بارگذاری ارائه شده است.

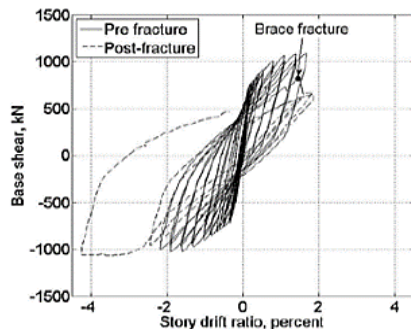


شکل ۱۱- مدل شبیه‌سازی شده قبل و بعد از بارگذاری

در شکل (۱۲) مقایسه نمودارهای هیستریزس نمونه آزمایشگاهی با پاسخ نرم‌افزار ارائه شده است. این مقایسه نیز نشان می‌دهد که نتایج دو تحلیل تا حد قابل‌قبولی با هم تطابق دارند.



الف) مدل عددی

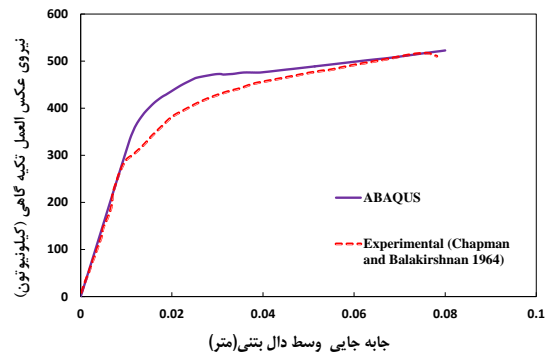


ب) مدل آزمایشگاهی

شکل ۱۲- مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با مدل آزمایشگاهی کیس

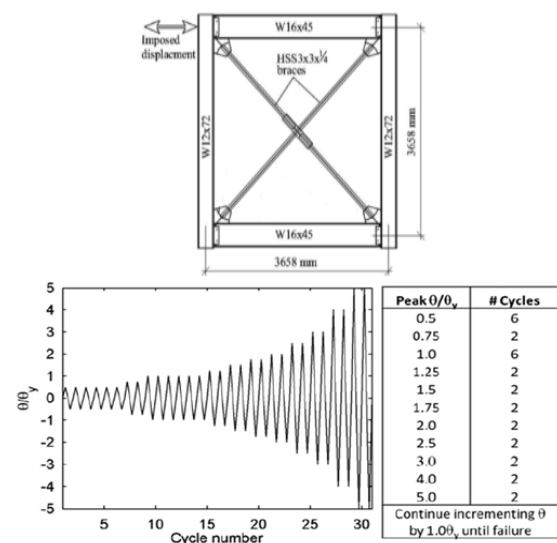
و همکاران [۴۰]

در شکل (۹) مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی ارائه شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی انطباق بسیار خوبی با یکدیگر دارند. اندک تغییری هم که در نتایج مشاهده می‌شود به دلیل تفاوت‌های موجود در مدل آزمایشگاهی و عددی است.



شکل ۹- مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود و مطالعه آزمایشگاهی

به‌منظور بررسی درستی مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها در نرم‌افزار، نیز یک قاب فولادی مهاربندی شده در مطالعه کیس و همکاران [۴۰] که به‌صورت بار چرخه‌ای در بالای قاب، بارگذاری شده است؛ مورد بررسی قرار گرفته است. نمونه مذکور، از دو تیر با مقاطع W12x72، دو ستون با مقاطع W16x45 و دو عضو مهاربند با مقاطع HSS3x3x1/4 ساخته شده است. برای جلوگیری از کمانش جانبی، در مجاورت بازوی اعمال بار، از اتکای جانبی استفاده شده، همچنین به‌منظور جلوگیری از ناپایداری خارج از صفحه نمونه، در وسط تیرها و ستون‌ها از مهارکننده‌های جانبی استفاده شده است. تمامی اتصالات تیر به ستون و مهاربندها با یکدیگر به‌صورت مفصلی و با زمین به‌صورت گیردار هستند. شکل (۱۰) مشخصات و بارگذاری این نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- مشخصات مدل و بارگذاری آزمایشگاهی [۴۰]

### ۳- بررسی نتایج به دست آمده

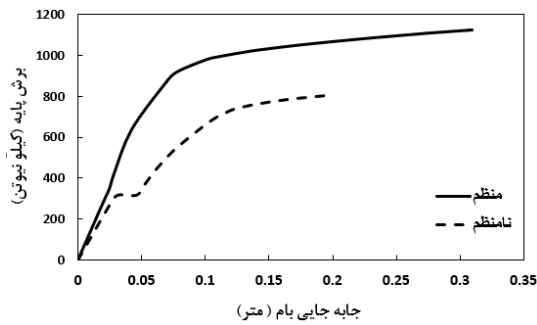
#### ۳-۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این بخش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت اثر الگوی بار مثلثی وارون، چگونگی رفتار سه بعدی دیافراگم در دو قاب مهاربندی همگرای فولادی سه و شش طبقه در دو حالت منظم و نامنظم (با جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) با ضخامت‌های مختلف در دیافراگم با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس بررسی شده است. قابل ذکر است که طبق ضوابط مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان [۴۱]، حداقل ضخامت دال بتنی در تیرهای مختلط، ۸ سانتی‌متر است. اما، با توجه به این که معمولاً در کارهای اجرایی، ضخامت به صورت مضربی از ۵ در نظر گرفته می‌شود، لذا ضخامت مبنای دال ۱۰ سانتی‌متر لحاظ گردید. در ادامه برای بررسی انجام مطالعه پارامتری، دو ضخامت کم‌تر و بیش‌تر از این مقدار (۵ و ۲۰) هم مدنظر قرار گرفت تا اثر ضخامت بر روی نتایج نیز بررسی شود.

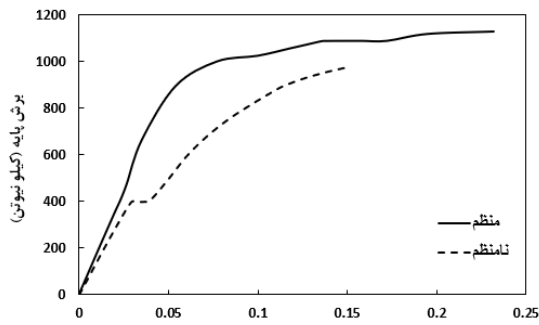
#### ۳-۱-۱- مقایسه ظرفیت برشی

سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

تغییرات برش پایه در مقابل جابه‌جایی بالاترین طبقه، منحنی ظرفیت برشی ساختمان را نشان می‌دهد. منحنی بار-جابه‌جایی به دست آمده از تحلیل پوش‌اور برای دو حالت سازه منظم و نامنظم در سه ضخامت دیافراگم با مقادیر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر در شکل (۱۳) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی نیرو-جابه‌جایی در سازه نامنظم دارای ظرفیت برشی کم‌تری نسبت به سازه منظم است. علت افت ظرفیت در سازه‌های نامنظم، ناشی از کمانش زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربندها است. این درحالی است که در سازه منظم، کمانش مهاربندهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم

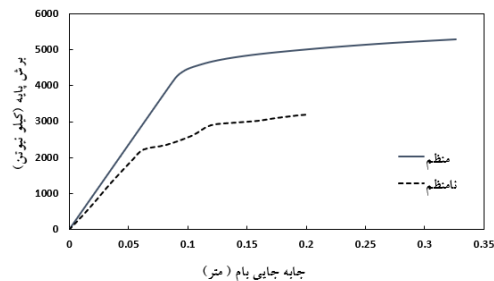


ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر دیافراگم

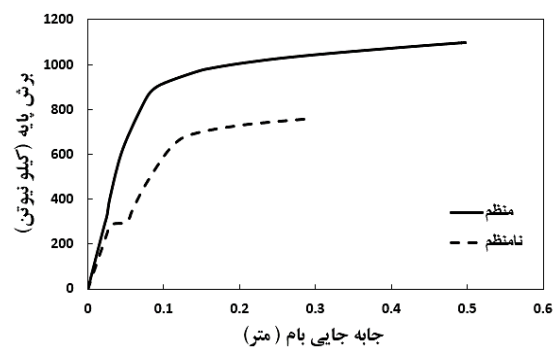
شکل ۱۳- منحنی ظرفیت سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

منحنی بار-جابه‌جایی به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سه ضخامت دیافراگم با مقادیر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر نیز در شکل (۱۴) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود منحنی نیرو-جابه‌جایی در سازه نامنظم، دارای ظرفیت برشی کم‌تری نسبت به سازه منظم است. علت افت ظرفیت در سازه‌های نامنظم شش طبقه همانند سازه‌های سه طبقه، ناشی از کمانش زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربندها می‌باشد. این درحالی است که در سازه منظم، کمانش مهاربندهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.

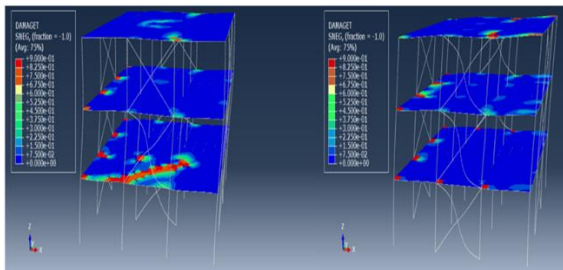


الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر دیافراگم

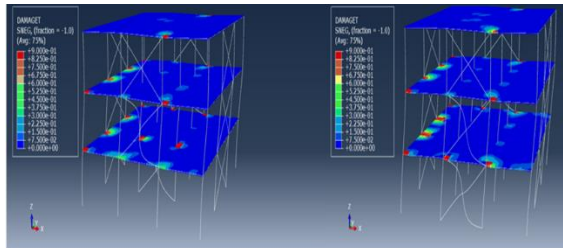


الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر دیافراگم

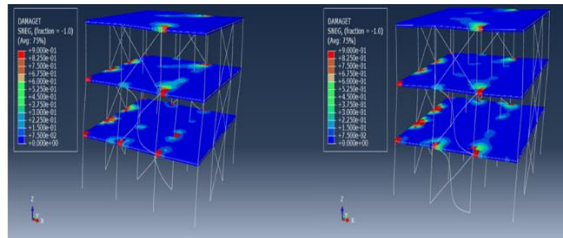
در سازه منظم و نامنظم، در نزدیکی ناحیه اتصال مهاربندهای طبقات به آن‌ها، دچار آسیب شده است.



الف) ضخامت ۵ سانتی متر



ب) ضخامت ۱۰ سانتی متر

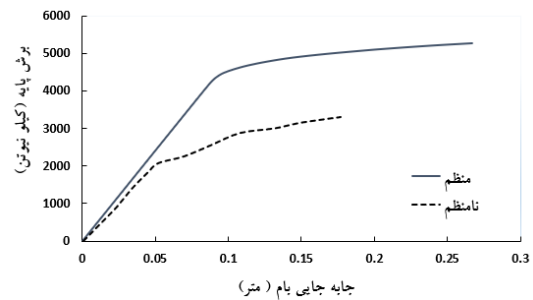


ج) ضخامت ۲۰ سانتی متر

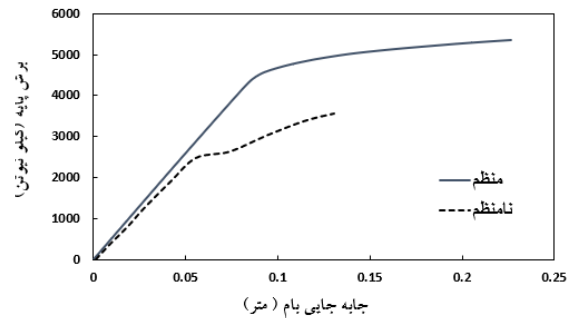
شکل ۱۵- آسیب دیافراگم در سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

در شکل (۱۶) مقایسه و میزان آسیب دیافراگم برای دو سازه منظم و نامنظم شش طبقه ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود ضخامت دیافراگم بر روی منحنی‌های ظرفیت سازه‌های شش طبقه در هر دو حالت منظم و نامنظم، تأثیر زیادی نداشته و تقریباً با هم برابر هستند. این درحالی است که ضخامت دیافراگم، تأثیر چشم‌گیری بر روی آسیب دیافراگم به‌خصوص در ناحیه ناپیوستگی مهاربندها داشته و با افزایش این مقدار از میزان آسیب دیافراگم‌ها کاسته می‌شود. از شکل زیر چنین برداشت می‌شود که دیافراگم در ناحیه ناپیوسته مهاربندها در ضخامت‌های ۵ و ۱۰ سانتی‌متر، توانایی انتقال نیروی برشی ناشی از مهاربندها را نداشته و دچار آسیب می‌شود. این درحالی است که در ضخامت ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور دچار آسیب نشده است. همچنین دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها، در سازه منظم و نامنظم، در نزدیکی ناحیه اتصال مهاربندهای طبقات به آن‌ها، دچار آسیب شده است.



ب) ضخامت ۱۰ سانتی متر دیافراگم



ج) ضخامت ۲۰ سانتی متر دیافراگم

شکل ۱۴- منحنی ظرفیت سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

### ۳-۲-۱- تأثیر ضخامت دیافراگم کف در گسترش آسیب

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه  
به‌منظور بررسی تأثیر ضخامت دیافراگم بر روی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌های با مهاربندی پیوسته و ناپیوسته، شش نمونه از سازه منظم و نامنظم سه طبقه که ضخامت دیافراگم کف در آن‌ها به ترتیب برابر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر است، در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از این شش نمونه ساختمان در شکل (۱۵) ارائه شده است. آسیب دیافراگم‌ها از مقدار حداقل (صفر) تا حداکثر (۰/۹) در نظر گرفته شده است. قسمتی از این دیافراگم‌ها که با رنگ مربوط به مقدار حداقل (آبی) مشخص شده‌اند، نشان‌دهنده این است که نواحی مذکور هیچ‌گونه آسیبی ندیده‌اند و مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی اعضای قائم می‌باشد را دارند. در حالی که نواحی با مقدار حداکثر (قرمز)، مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را نداشته و دچار بیش‌ترین آسیب برشی شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در دیافراگم با ضخامت ۵ سانتی‌متر در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، با زاویه ۴۵ درجه دچار آسیب شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در ضخامت‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را داشته و دچار آسیب نمی‌شود. از طرف دیگر در تمام شکل‌های زیر، دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها،

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در جدول (۵) ضریب اضافه‌مقاومت کل سازه برای سازه منظم و نامنظم نشان داده شده است. ( $V_{ii}$ ) برش پایه دینامیکی است که میانگین برش‌های پایه حداکثر محاسبه شده از هفت شتاب‌نگاشت مورد بررسی می‌باشد. مقدار ضریب اضافه‌مقاومت برای سیستم مهاربندی همگرا در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۴۱] و همچنین ASCE 7-22 برابر ۲/۰ است. با مقایسه این ضرایب با ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای کل سازه‌های منظم و نامنظم که به ترتیب برابر ۶/۳۳ و ۵/۶۶ هستند، به نظر می‌رسد که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل سازه‌های مورد بررسی، در جهت اطمینان نمی‌باشد.

جدول ۵- مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت کلی در سازه سه طبقه

قاب	برش پایه	برش پایه	ضریب
	دینامیکی	استاتیکی معادل	اضافه‌مقاومت
	$V_{ii}(kN)$	$V_e(kN)$	$(\Omega)$
منظم	۵۱۲۷/۸۶	۸۱۰/۶۲	۶/۳۳
نامنظم	۴۵۹۰	۸۱۰/۶۲	۵/۶۶

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

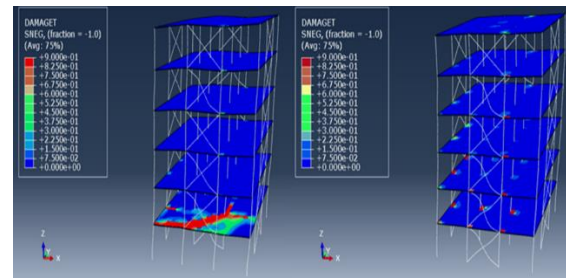
ضرایب اضافه‌مقاومت کل سازه برای سازه منظم و نامنظم در جدول (۶) ارائه شده است. ( $V_{ii}$ ) در این جا برش پایه دینامیکی است که بیش‌ترین مقدار برش پایه حداکثر محاسبه شده از سه شتاب‌نگاشت مورد بررسی است. با مقایسه ضریب اضافه‌مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (۲/۰) با ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای کل سازه منظم و نامنظم که به ترتیب برابر ۴/۹۹ و ۴/۹۶ هستند، به نظر می‌رسد که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل سازه‌های مورد بررسی، در جهت اطمینان نمی‌باشد.

جدول ۶- مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت کلی در سازه شش طبقه

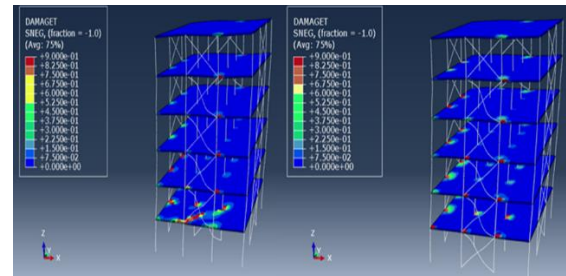
قاب	برش پایه	برش پایه	ضریب
	دینامیکی	استاتیکی معادل	اضافه‌مقاومت
	$V_{ii}(kN)$	$V_e(kN)$	$(\Omega)$
منظم	۸۱۶۰/۴۵	۱۶۳۲/۱۵	۴/۹۹
نامنظم	۸۱۰۱/۵۷	۱۶۳۲/۱۵	۴/۹۶

۳-۲-۲- جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای

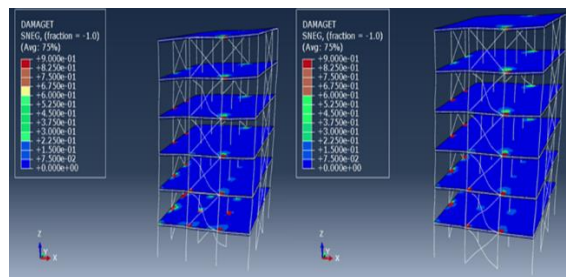
مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲]، برای ساختمان‌های تا پنج طبقه، جابه‌جایی نسبی واقعی طرح در آن طبقه باید از ۰/۰۲۵ ارتفاع آن طبقه کم‌تر باشد.



الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر



ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر

شکل ۱۶- آسیب دیافراگم در سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

### ۳-۲- نتایج تحلیل دینامیکی

در این بخش، ضمن ارائه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، به مقایسه این مقادیر با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی معادل برای حالت سازه منظم و نامنظم پرداخته شده و مقادیر حاصل با ضوابط آیین‌نامه کنترل شده است.

### ۳-۲-۱- ضرایب اضافه‌مقاومت

ضریب اضافه‌مقاومت به‌عنوان یک پارامتر مهم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین‌شده مصالح مصرفی، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. در این مطالعه به‌منظور محاسبه ضریب اضافه‌مقاومت کل سازه، نسبت نیروی برشی پایه حداکثر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به نیروی برشی پایه میانگین حاصل از تحلیل استاتیکی معادل سازه با ضخامت‌های مختلف دیافراگم محاسبه شده است.

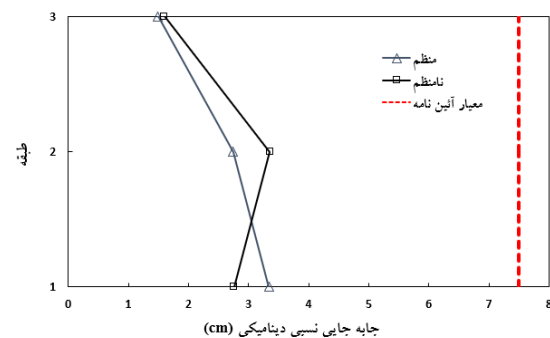
- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

جدول (۷) مقادیر میانگین جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم را با ضابطه آیین‌نامه مقایسه می‌کند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود این مقادیر، ضابطه آیین‌نامه را ارضا می‌نمایند. همچنین تغییرات نسبت جابه‌جایی نسبی دینامیکی محاسبه‌شده به مقدار محاسبه‌شده از رابطه (ارتفاع طبقه  $\times 0.025$ ) که برای تمامی طبقات برابر  $7/5$  سانتی‌متر است، برای سازه‌های منظم و نامنظم در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود طبقه دوم سازه نامنظم (طبقه بالای نامنظمی) نسبت به طبقه اول، جابه‌جایی بیش‌تری نسبت به حالت مشابه در سازه منظم دارد؛ دلیل این امر می‌تواند وقوع پیچش حاصل از نامنظمی و یا خرابی دیافراگم موجود در ناحیه ناپیوستگی مهاربندها در این طبقه باشد. در ادامه به بررسی دلایل مذکور پرداخته می‌شود.

جدول ۷- کنترل جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم

سه طبقه

نوع سازه	طبقات	جابه‌جایی نسبی دینامیکی (cm)
منظم	اول	۳/۳۴
	دوم	۲/۷۴
	سوم	۱/۴۹
نامنظم	اول	۲/۷۶
	دوم	۳/۵۳
	سوم	۱/۶



شکل ۱۷- مقایسه جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه منظم و نامنظم با معیار آیین‌نامه

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

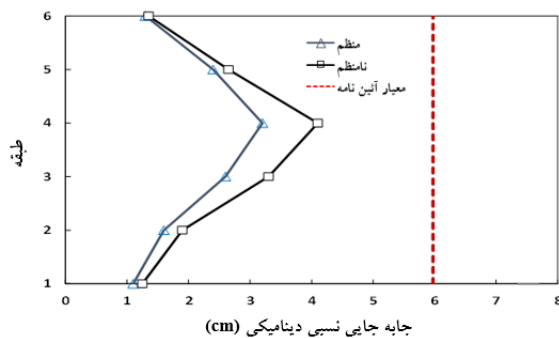
جدول (۷) جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای دینامیکی را در سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه با ضابطه آیین‌نامه مقایسه می‌کند. مطابق با جدول (۸)، این مقادیر ضابطه آیین‌نامه را ارضا می‌نمایند. تغییرات نسبت جابه‌جایی نسبی دینامیکی محاسبه‌شده به مقدار

محاسبه‌شده از رابطه (ارتفاع طبقه  $\times 0.02$ ) که برای تمامی طبقات برابر  $6$  سانتی‌متر است، برای سازه‌های منظم و نامنظم در شکل (۱۸) ارائه شده است. از نتایج چنین برداشت می‌شود که در طبقات بالا، جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه کم‌تر از رابطه پیشنهادی آیین‌نامه است. به عبارت دیگر می‌توان گفت که برای طبقات بالا، مقدار حاصل از رابطه پیشنهادی آیین‌نامه، دست‌بالا می‌باشد.

جدول ۸- کنترل جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم

شش طبقه

نوع سازه	طبقات	جابه‌جایی نسبی دینامیکی (cm)
منظم	اول	۱/۱
	دوم	۱/۶
	سوم	۲/۶
	چهارم	۳/۲
	پنجم	۲/۴
ششم	۱/۳	
نامنظم	اول	۱/۲۵
	دوم	۱/۹
	سوم	۳/۳
	چهارم	۴/۱
	پنجم	۲/۶۵
ششم	۱/۳۵	

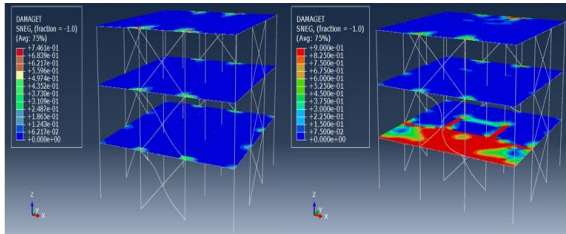


شکل ۱۸- مقایسه جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه منظم و نامنظم با معیار آیین‌نامه

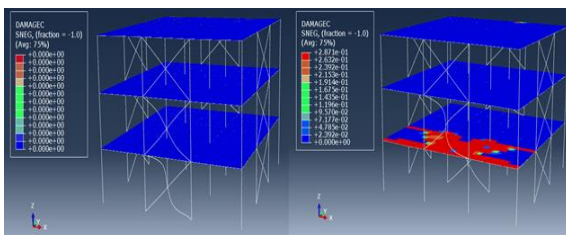
### ۳-۲-۳- نامنظمی پیچشی

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲]، یکی از شرایطی که باعث نامنظمی پیچشی در پلان می‌شود این است که در هر طبقه، حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان با احتساب پیچش تصادفی، بیش‌تر از  $20\%$  درصد با متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف داشته باشد.

کششی و ۲/۸۷ برای خرابی فشاری) در دیافراگم با ضخامت پنج سانتی‌متر، در دهانه ناپیوستگی سازه نامنظم ایجاد شده است. وجود این خرابی‌ها نشان‌دهنده این است که دیافراگم مربوطه توانایی انتقال نیروی برشی ایجادشده توسط مهاربندها را نداشته است. از طرفی این خرابی‌ها می‌تواند دلیل وجود اختلاف جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه سه طبقه منظم و نامنظم باشد.



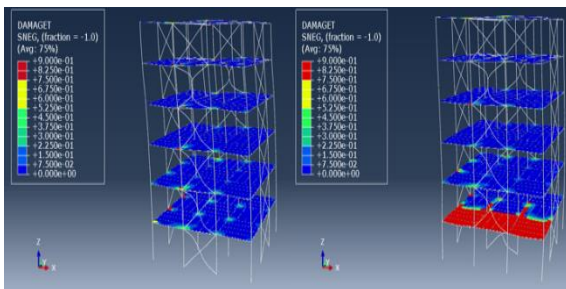
الف) آسیب کششی



ب) آسیب فشاری

شکل ۱۹- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۵ سانتی‌متر

سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه در شکل (۲۰) نمونه‌ای از خرابی‌های فشاری و کششی دیافراگم‌ها در سازه‌های منظم و نامنظم ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود بیش‌ترین گسیختگی (با رنگ قرمز) در دیافراگم موجود در دهانه ناپیوستگی سازه نامنظم ایجاد شده است. وجود این گسیختگی‌ها نشان‌دهنده این است که دیافراگم مربوطه توانایی انتقال نیروی برشی ایجادشده توسط مهاربندها را نداشته است. از طرفی این گسیختگی‌ها می‌تواند دلیل وجود اختلاف جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه شش طبقه منظم و نامنظم نشان داده‌شده در شکل (۱۸) باشد.



الف) آسیب کششی

سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه در جدول (۹) نامنظمی پیچشی با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه نامنظم مورد مطالعه، بررسی شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، سازه مورد مطالعه، شرایط مذکور که موجب ایجاد نامنظمی در پلان می‌شود را ندارد. به عبارتی وقوع نامنظمی در سازه سه طبقه، منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربندهای جهت متعامد در استهلاك نیروی زلزله نشده است.

جدول ۹- بررسی نامنظمی پیچشی در پلان سازه سه طبقه

نوع سازه	طبقه	حداکثر تغییر مکان نسبی (cm)	متوسط تغییر مکان دو انتها ۱/۲× (cm)	منظم یا نامنظمی	
				در پلان	طبقه
نامنظم	اول	۲/۷۹	۳/۳۰	منظم	منظم
	دوم	۳/۵۵	۴/۲۲	منظم	منظم
	سوم	۱/۶۱	۱/۹۲	منظم	منظم

سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

جدول (۱۰) نتایج بررسی نامنظمی پیچشی در سازه شش طبقه نامنظم را نشان می‌دهد. با توجه به جدول مذکور، مشاهده می‌شود که در سازه شش طبقه نامنظم، این نوع از نامنظمی در پلان رخ نداده است و یا به عبارتی شرایط، این نوع نامنظمی را ارضا نمی‌کند. در واقع وقوع نامنظمی در سازه شش طبقه منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربندهای جهت متعامد در استهلاك نیروی زلزله نشده است.

جدول ۱۰- بررسی نامنظمی پیچشی در پلان سازه شش طبقه

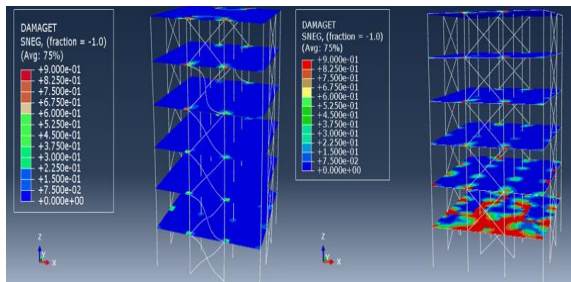
نوع سازه	طبقه	حداکثر تغییر مکان نسبی (cm)	متوسط تغییر مکان دو انتها ۱/۲× (cm)	منظم یا نامنظمی	
				در پلان	طبقه
نامنظم	اول	۱/۲۹	۱/۴۹	منظم	منظم
	دوم	۱/۹۳	۲/۲۹	منظم	منظم
	سوم	۳/۳۲	۳/۷۸	منظم	منظم
	چهارم	۴/۱۳	۴/۸۶	منظم	منظم
	پنجم	۲/۶۷	۳/۱۹	منظم	منظم
	ششم	۱/۳۶	۱/۶۲	منظم	منظم

### ۳-۲-۴- بررسی خرابی دیافراگم

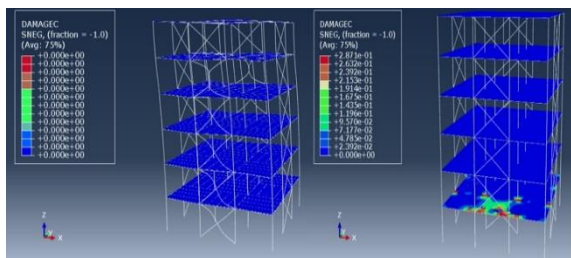
سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه در شکل (۱۹) نمونه‌ای از خرابی‌های فشاری و کششی دیافراگم‌ها در سازه‌های منظم و نامنظم ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیش‌ترین خرابی (با رنگ قرمز و مقدار ۰/۹ برای خرابی

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

در شکل (۲۲) نمونه‌ای از گسیختگی‌های کششی و فشاری دیافراگم در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم ارائه شده است. نمونه‌های گسیختگی ارائه شده در این بخش، دارای بیشترین گسیختگی از میان سه نمونه به دست آمده از تحلیل دینامیکی هستند. بیشترین گسیختگی‌های ارائه شده در همه نمونه‌ها در زلزله Borrego Mtn رخ داده است. همان‌طور که قبلاً نیز گفته شد، گسیختگی موجود در دیافراگم‌ها در مقدار حداکثر رنگ قرمز تا مقدار حداقل رنگ آبی مشخص شده است.



الف) آسیب کششی



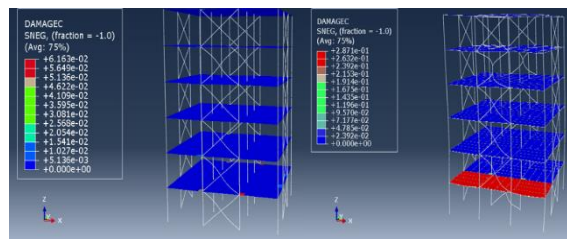
ب) آسیب فشاری

شکل ۲۲- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، رفتار دیافراگم‌های کف در سازه‌های منظم و نامنظم سه و شش طبقه مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. نامنظمی مورد نظر، حاصل انتقال مهاربند طبقه همکف به دهانه قاب مجاور بوده که طبق آیین‌نامه‌های معتبر در رده نامنظمی‌های افقی حاصل از ناپیوستگی در اعضای باربر جانبی قرار می‌گیرد. تأکید می‌گردد که نتایج ارائه شده در تحقیق حاضر صرفاً برای ناپیوستگی در طبقه همکف اعتبار دارد و درستی آن در سایر طبقات نیازمند بررسی و تحقیق بیشتر است. در ادامه نتایج حاصل از این پژوهش ارائه شده است.

۱- ظرفیت برشی در سازه‌های مورد بررسی با زنجیره ناپیوسته مهاربند در پلان، نسبت به حالت زنجیره پیوسته مهاربندها، کمتر می‌باشد. مقدار این اختلاف با افزایش تعداد طبقات، افزایش می‌یابد که علت آن می‌تواند ناشی از کماتش



ب) آسیب فشاری

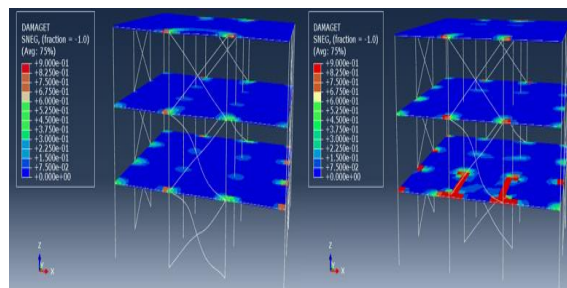
شکل ۲۰- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۵ سانتی‌متر

#### ۳-۲-۵- تأثیر ضخامت دیافراگم کف در گسترش آسیب

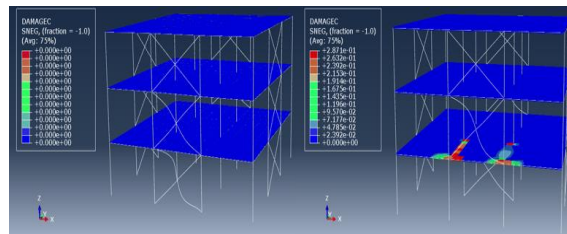
برای بررسی تأثیر ضخامت دیافراگم بر روی نتایج تحلیل دینامیکی ساختمان‌های با مهاربندی پیوسته و ناپیوسته، با توجه به طولانی بودن زمان تحلیل دینامیکی دو نمونه، ضخامت پنج و ۱۰ سانتی‌متر برای سازه‌های منظم و نامنظم در نظر گرفته شده است.

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در شکل (۲۱) نمونه‌ای از گسیختگی‌های کششی و فشاری دیافراگم در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم ارائه شده است. از مقایسه شکل‌های (۱۹) و (۲۱) چنین برداشت می‌شود که دیافراگم در ضخامت پنج سانتی‌متر، در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، منجر به گسیختگی کششی و فشاری شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این در حالی است که در شکل سازه نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر، دامنه این گسیختگی کششی و فشاری در دیافراگم ناحیه مذکور بسیار کم‌تر است. از طرفی در کلیه سازه‌ها، دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها، در سازه منظم و نامنظم، در نزدیکی ناحیه اتصال مهاربندهای طبقات به یکدیگر دچار گسیختگی کششی شده است.



الف) آسیب کششی



ب) آسیب فشاری

شکل ۲۱- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربندها باشد. این درحالی است که در سازه منظم، کمانش مهاربندهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.

۲- دیافراگم واقع در حد فاصل زنجیره مهاربندی ناپیوسته در قاب مهاربندی همگرا با ضخامت پنج سانتی‌متر در سازه سه طبقه، توانایی انتقال نیروی جانبی اعضای قائمی که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یک‌دیگر واقع نشده‌اند را نداشته و منجر به گسیختگی کششی قطری دیافراگم با زاویه ۴۵ درجه می‌شود. در صورتی که دیافراگم مذکور در سازه‌های شش طبقه علاوه بر ضخامت پنج سانتی‌متر، در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر نیز دچار گسیختگی کششی قطری دیافراگم با زاویه ۴۵ درجه می‌شود.

۳- استفاده از ضریب اضافه مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل این سازه‌ها در جهت اطمینان نمی‌باشد. از طرفی نتایج به دست آمده در این مطالعه نشان می‌دهد که بررسی ضریب اضافه مقاومت همچنان نیازمند بررسی‌های جامع‌تر در ساختمان‌های با پلان‌ها و ارتفاع‌های مختلف است.

۴- در طبقات میانی سازه‌های نامنظم، اختلاف مقدار جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای بیش از سازه منظم است که دلیل این امر می‌تواند وقوع گسیختگی دیافراگم حاصل از نامنظمی در این طبقه باشد.

۵- تمامی مهاربند‌های هم‌راستا با نیروی زلزله در طی تحلیل به حالت تسلیم یا کمانش رسیده و با رفتار غیرالاستیک خود، نیروی زلزله را مستهلک می‌کنند، اما نیروی محوری مهاربندها در جهت متعامد ناچیز بوده و این بدان معناست که وقوع نامنظمی در سازه مورد بررسی منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربند‌های جهت متعامد در استهلاک نیروی زلزله نشده است.

۶- دیافراگم واقع در ناحیه ناپیوستگی مهاربند‌ها، در ضخامت‌های پنج و ۱۰ سانتی‌متر، منجر به گسیختگی کششی و فشاری شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربند‌ها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در سازه نامنظم شش طبقه، دامنه این گسیختگی‌ها در دیافراگم ناحیه مذکور بسیار بیش‌تر است.

- Technology (IRJET), ISSN: 2395 -0056, Vol. 3, No. 8, pp. 1123-1131.
- [14] Berti, M., Salvatori, L., Orland, M., and Spinelli, P. (2017), "Unreinforced Masonry Walls with Irregular Opening Layouts: Reliability of Equivalent-Frame Modelling for Seismic Vulnerability Assessment", *Bull. Earthq. Eng.* Vol. 15, pp. 1213-1239.
- [15] Prakash, T.M., Naresh Kumar, B.G., and Punith, N.M. (2017), "Seismic Analysis of Multi-Storeyed Building Having Vertical Irregularities Using Pushover Analysis", *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, ISSN(Online): 2319-8753, Vol. 6, No. 5, pp. 9340-9347.
- [16] Wang, J., Dai, K., Yin, Y., and Tesfamariam, S. (2018), "Seismic Performance Based Design and Risk Analysis of Thermal Power Plant Building with Consideration of Vertical and Mass Irregularities", *Engineering Structures*, Vol. 164, pp. 141-154.
- [17] Lagomarsino, S., Camilletti, D., Cattari, S., and Marino, S. (2018), "Seismic Assessment of Existing Irregular Masonry Buildings by Nonlinear Static and Dynamic Analyses", *Eurocode Compliant Seism. Anal. Des. R/C Build*, Vol. 46, pp. 123-151.
- [18] Azizi, H. (2018), "Analytical and Empirical Seismic Fragility Analysis of Irregular URM Buildings with Box Behavior", Ph.D. Thesis, University of Minho, Guimarães, Portugal.
- [19] Swain, C. (2018), "Pushover Analysis of 20 Story RCC Setback Buildings of Different Configuration Using SAP 2000", *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology - IJRASET*.
- [20] Kumar, C.S. (2018), "Seismic Analysis of Building with Mass Irregularity", Master of Technology In Structural engineering, Delhi Technological University.
- [21] Marino, S., Cattari, S., and Lagomarsino, S. (2019), "Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings?", *Eng. Struct.*, Vol. 200, 109700.
- [22] Shiva Kumar, V., and Manoj Kumar, M. (2019), "Response of Multi-Storeyed Buildings Having Vertical Irregularities using ETABS", *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*, ISSN: 2278-3075, Vol. 8, No. 12, pp. 536-540.
- [23] Krishna, P.Ch., and Ankit, M. (2021), "Response spectrum analysis of irregular shaped high rise buildings under combined effect of plan and vertical irregularity using csi etabs", *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 889, doi:10.1088/1755-1315/889/1/012055.
- [24] Xu, Zh., Zhihua, CH., Jiadi, L., Yang, L., Xingwang L. (2022), "Experimental research on the in-plane performance of discontinuous modular diaphragms", *Thin-Walled Structures*, Vol. 173, No. 28.
- [25] Mev, A., Singi, M., and Koushal, M. (2023), "Out of Plane Offset in Multistoried Buildings: Analysis and Significance for Best Possibility Model Case", *International Journal for Research in Applied*
- [۱] اسفورد اسمیت، ب. و کول، آ. (۱۳۷۵)، آنالیز و طراحی سازه‌های بلند (ترجمه ح.ح. کاظمی)، مشهد: دانشگاه فردوسی مشهد.
- [۲] واقفی امیری، ج.، محمدپور نیک‌بین، ا.، جلالی، ق. و حسینعلی‌بیگی، م. (۱۳۸۸)، "مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا و شرون با تغییر صفحه باربر جانبی در داخل قاب توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی"، *کنفرانس نگرشی بر آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)*؛ حال و آینده، تهران.
- [۳] مستوفی‌نژاد، د.، و داوودنی، م. (۱۳۸۱)، "بررسی تاثیر صلبیت دیافراگم کف طبقات بر رفتار ساختمان‌های بلند بتنی با دیوارهای برشی ناپیوسته تحت بارگذاری جانبی"، *مجله استقلال*، سال ۲۱، شماره اول، ص. ۸۱-۱۰۰.
- [۴] صحت، ا.، دامن‌افشان، ک.، و تاج‌الدینی، ع. (۱۴۰۰)، "بررسی سقف‌های وافل و یویوت و اینتل‌دک و نحوه اجرای آن‌ها"، *هشتمین کنفرانس ملی توسعه پایدار در مهندسی عمران*، تهران.
- [5] Rajeev, P., and Tesfamariam, S. (2017), "Effects of Vertical Irregularities and Construction Quality in Seismic Fragilities for Reinforced Concrete Buildings", *International Journal of Earthquake and Impact Engineering*, Vol. 2, No. 1, pp.1-31.
- [6] Chintanapakdee, C., and Chopra, A.K. (2004), "Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses", *Journal of structural Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp.1177-85.
- [7] Das, S., and Nau, J.M. (2003), "Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 3, pp. 455-77.
- [8] Lee, H., and Ko, D. (2007), "Seismic Response Characteristics of High-Rise RC Wall Buildings having Different Irregularities in Lower Stories", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 11, pp. 3149-1367.
- [9] Goldberg, J.E., and Herness, E.D. (1965), "Vibration of Multistory Buildings Considering Floor and Wall Deformations", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 55, pp. 181-200.
- [10] Saffarini, H., and Qudaimat, M. (1992), "In-Plane Floor Deformations in RC Structures", *Structures Engineering*, Vol. 118, November, 1992.
- [11] Ju, S.H., and Lin, M.C. (1999), "Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors", *J. Struct. Engr., ASCE*, Vol. 125, No. 1, pp. 25-31.
- [12] Leea, H.J., Kuchma, D., and Aschheim, M.A. (2007), "Strength-Based Design of Flexible Diaphragms in Low-Rise Structures Subjected to Earthquake Loading" *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 1277-1295.
- [13] Darshan, D., and Shruthi, H.K. (2016), "Study On Mass Irregularity of High Rise Buildings", *International Research Journal of Engineering and*

HSS Bracing." International Journal of Steel Structures September 2012, Vol. 12, No. 3, pp. 443-459.

[۴۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۴۰۱)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.

Science & Engineering Technology (IJRASET), Vol. 11, No. 4, pp. 4530-4539.

[26] Lamsal, H., Arunkumar, C., and Umamaheswari, N. (2022), "Non-Linear Static and Dynamic Analysis of In Plane and Out of Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force Resisting Elements", AIP Conference Proceedings 2460, 020018 <https://doi.org/10.1063/5.0096487> Published Online: 26 August 2022.

[۲۷] محب‌خواه، ا.، و نصراله‌بیگی، م.ش.، (۱۳۹۱)، "بررسی ضریب اضافه مقاومت قاب‌های فولادی با دهانه‌های مهاربندی ناپیوسته در ارتفاع"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

[۲۸] محب‌خواه، ا.، و عاکفی، م.، (۱۳۹۳)، "نیاز لرزه‌ای ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی همگرای ناپیوسته در ارتفاع"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

[۲۹] محمدی، س.، قاسم‌نژاد مفری، ح.، رضوی، م.ح.، (۱۳۹۷)، "بررسی اثر نامنظمی در پلان و ارتفاع بر روی ضریب رفتار سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا"، اولین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در علوم مهندسی و فناوری اطلاعات، قائمشهر.

[۳۰] محبوبی‌نیازمندی، م.، بخشنده، م.، (۱۴۰۲)، "اثرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی نامنظم هندسی در پلان جداسازی‌شده پایه با جداگرهای لاستیکی هسته سربی، نشریه سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۴۰، صفحات ۵۱-۷۲.

[۳۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.

[۳۲] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش ۴، (۱۳۹۳)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن: تهران-ایران.

[33] ASCE 7-22, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Standards. American Society of Civil Engineers.

[34] ETABS, Nonlinear, v9.7.4, Computers and Structures, Inc. Berkeley University, (2011), P. Extended 3D Analysis of Building systems.

[35] AISC-360-2022 Standard, A.A.N., Specification for Structural Steel Building. ANSI/AISC 360-2022 Chicago, Illinois.

[36] "American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, in ANSI/AISC 360-22", (2022), Chicago, Illinois 60601-1802.

[37]. Ji X. and Et.al. (2009), "Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 12, pp. 2148-2156.

[38] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER NGA database, 2013, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.

[39] Chapman, J.C., and Balakrishnan, S. (1964), "Experiments on Composite Beams", the Struct. Eng. Vol. 42, No. 11, pp. 369-383.

[40] Keith, D., Palmer, Charles W. Roeder, Dawn E. Lehman, Taichiro Okazaki, Carol K. Shield, and Jacob. Powell. (2012), "Concentric X-Braced Frames with



## 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 زیرنویس 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 و امضاء هیأت مدیره
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.	تایید و امضاء هیأت مدیره
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 .