



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

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

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

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

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

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال سی و چهارم - شماره‌ی چهل و سوم

بهار ۱۴۰۳

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

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

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

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

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

ارزیابی تاثیر امتداد نیرو بر روی مقاومت نهایی جوش‌های گوشه طولی و عرضی در اتصال ورق‌های پوششی با فولاد  
پرمقاومت ..... ۵  
Evaluating the effect of force direction on the ultimate strength of longitudinal and transverse fillet welds  
for high strength steel cover plate connection

اباذر اصغری، محمدرضا علیمردانی، حامد پاشانی

افزودن بهینه المان اینرتر به میراگرهای جرمی تنظیم شده به منظور کنترل لرزه‌ای سازه‌های فولادی به وسیله الگوریتم  
ازدحام ذرات ..... ۱۷  
Optimum addition of inerter element to tuned mass dampers for seismic control of steel structures by  
particle swarm algorithm

امیرحسین خانی، سید مهدی زهرائی

توسعه روش مبتنی بر مؤلفه برای اتصالات صفحه انتهایی اصطکاکی ..... ۳۴  
Development of a component method for calculating the initial stiffness of friction end-plate connections

علی صادقی، محمدرضا سهرابی، سید مرتضی کاظمی

اتصال پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده، منحنی شکنندگی، بست اولیه، بست ثانویه ..... ۴۶  
Studying the seismic performance during the construction of the steel bending frame according to different  
scenarios in the implementation of the bolt of the BUEEP connection

حامد نوفرستی، محمدحسین رزمخواه، محسن گرامی

بررسی امکان‌سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده ۵۸  
Investigating the feasibility of using the Endurance time method in the evaluation of steel moment frames  
equipped with tuned mass dampers

امیرحسین خانی، مجید طاهری، سیامک ایپکچی

عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی زانویی با میراگر اصطکاکی و مقایسه آن با سیستم قاب زانویی ..... ۷۶  
Seismic performance of the knee bracing frame with friction damper and its comparison with the knee frame  
system

امیر غفوری نژاد، مهدی علیرضایی، سید محمد میرحسینی، احسان‌اله ضیغمی

شیوه نگارش ..... ۹۳

فرم عضویت ..... ۹۴

## 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

# ارزیابی تأثیر امتداد نیرو بر روی مقاومت نهایی جوش های گوشه طولی و عرضی در اتصال ورق های پوششی با فولاد پر مقاومت

اباذر اصغری<sup>۱\*</sup>، محمدرضا علیمردانی<sup>۲</sup>، حامد پاشائی<sup>۳</sup>

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

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

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

\*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۱۱۵۵، [abazar.asghari@ut.ac.ir](mailto:abazar.asghari@ut.ac.ir)

## چکیده

با پیشرفت صنعت عمران، استفاده از فولادهای پر مقاومت به مرور بیش تر شده است. فولادهای پر مقاومت به نسبت فولادهای مرسوم قابلیت تحمل تنش های بالاتری را دارند؛ با این وجود شکل پذیری آنها کم تر است. در حال حاضر به دلیل قیمت بالای آنها در صنایع خاص استفاده می شوند. اتصال دو قطعه فولادی نیازمند استفاده از جوش یا پیچ است. جوش گوشه ساده ترین و پرکاربردترین نوع جوش است. بنابراین بررسی این نوع جوش در فولادهای پر مقاومت دارای اهمیت بالایی است. همچنین جوش های گوشه می توانند با راستای نیرو زاویه های متفاوتی داشته باشند که می تواند در مقاومت آنها تأثیرگذار باشد. در این تحقیق به بررسی تأثیر زاویه راستای محور طولی جوش با راستای محور نیروی وارده پرداخته شده است. برای این منظور ابتدا یک مدل آزمایشگاهی با در نظر گرفتن تأثیر خرابی در جوش با استفاده از نرم افزار ABAQUS مدل سازی و صحت سنجی شد؛ سپس نمونه ها تحت زاویه های مختلف تحلیل شدند؛ پس از آن حداکثر مقاومت جوش و میزان شکل پذیری آن مورد بررسی قرار گرفت. همچنین مقاومت پیشنهادی آیین نامه فولاد آمریکا برای جوش ها با زاویه های مختلف بررسی شد. نتایج حاصل از مدل سازی به طور میانگین ۱۴ درصد با نتایج آیین نامه اختلاف داشت. بر اساس نتایج این تحقیق، برخلاف فولادهای نرمه، با افزایش زاویه محور طولی جوش با راستای نیروی وارده، میزان شکل پذیری جوش افزایش می یابد.

## واژگان کلیدی

جوش گوشه، فولاد پر مقاومت، زاویه جوش، شکل پذیری جوش گوشه، نرم افزار ABAQUS

## Evaluating the effect of force direction on the ultimate strength of longitudinal and transverse fillet welds for high strength steel cover plate connection

A. Asghari, M.R. Alimardani, H. Pashaei

### Abstract

With the advancement of the construction industry, the use of high-strength steel has gradually increased. High-strength steels can withstand higher stresses compared to conventional steels, yet they exhibit less ductility. Currently, due to their high cost, they are primarily utilized in specialized industries. Connecting two steel pieces requires the use of welding or bolts. Fillet welding is the simplest and most commonly used type of welding. Therefore, investigating this type of weld in high-strength steel is of great importance. Fillet welds can also have different angles in the direction of applied force, which itself affects their strength.

In this study, the influence of the welding angle on the axis of the applied force has been examined. First, an experimental model, considering the effect of defects in the weld, was modeled and validated using ABAQUS software. Subsequently, specimens were analyzed at various angles. The maximum strength of the weld and its ductility were investigated. Additionally, the recommended strength of the American steel code for welds at different angles was examined. The results showed a 14% average difference from the code. Unlike mild steels, an increase in the welding axis angle with the direction of the applied force increased the ductility of the fillet weld.

### Keywords

Fillet Weld High-Strength Steel, Weld Angle, Fillet Weld Ductility, ABAQUS Software

اتصالات، یکی از مؤلفه‌های اصلی یک سازه بوده که در پژوهش، طراحی و ساخت مورد بحث و بررسی واقع می‌شود. طراحی اتصالات در سازه‌های فولادی، همواره باید با رجوع به مقررات و دستورالعمل‌های مربوطه که برای هر کشور توسط محققان آن زمینه تهیه و تدوین می‌شوند، انجام شود. اتصال اجزا و قطعات سازه‌ای نظیر تیر، ستون، مهاربند و اتصالاتی مانند نبشی، ورق زیرسری، روسری و گاست‌پلیت به یکدیگر امروزه به‌وسیله جوش و پیچ صورت می‌گیرد. در گذشته، عملکرد مکانیکی اتصالات جوشی تحت اثر بارگذاری استاتیکی [۱-۴]، بارگذاری خستگی [۵ و ۶] و بارگذاری ضربه مورد بررسی قرار گرفته است. چندین نتیجه نوآورانه و متنوع نسبت به فولادهای نرم به‌دست آمده است. به‌عنوان مثال، بار نهایی پیش‌بینی‌شده بر اساس دستورالعمل‌های طراحی فعلی همیشه محافظه‌کارانه بوده و ناحیه نرم‌شده<sup>۱</sup> در نزدیکی جوش تأثیر مخربی بر مقاومت نهایی جوش داشته است. همچنین با افزایش گرید فلز جوش، مقاومت کمی افزایش می‌یابد درحالی‌که میزان شکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

جوش‌ها در سازه‌های فولادی عمدتاً به دو دسته تقسیم می‌شوند؛ جوش شیاری و جوش گوشه. جوش گوشه به جوشی گفته می‌شود که وجوه جانبی دو قطعه روی هم را از طریق رسوب بر وجه هر قطعه متصل می‌نماید. جوش‌های گوشه به‌دلیل سهولت در اجرا امروزه متداول‌ترین نوع جوش در سازه‌های فولادی هستند و می‌توان گفت بیش از ۷۰ درصد از اتصالات جوشی در سازه‌های فولادی و صنعت ساختمان‌سازی از همین نوع هستند. امروزه تعیین دقیق توزیع تنش در جوش‌های گوشه حتی در اتصالات ساده امری پیچیده است. عوامل زیادی وجود دارند که بر رفتار سازه‌ای اتصالات جوش گوشه تحت بارگذاری استاتیکی تأثیر می‌گذارند [۷ و ۸]؛ از جمله این عوامل می‌توان به مواردی مانند راستای بارگذاری (عرضی و طولی)، بعد جوش<sup>۲</sup>، ضخامت صفحه اتصال<sup>۳</sup>، نفوذ جوش<sup>۴</sup>، فلز پرکننده<sup>۵</sup>، نوع (گرید) فولاد<sup>۶</sup>، عدم تطابق استحکام فلز جوش<sup>۷</sup> و

فاصله تماس بین دو صفحه اتصال‌شونده به‌وسیله جوش<sup>۸</sup> اشاره کرد.

**تاجیک و همکاران** عملکرد جوش‌های گوشه و جوش‌های شیاری با نفوذ کامل (CJP)<sup>۹</sup> در ناحیه چشمه اتصال یک ستون فولادی با مقطع قوطی‌شکل را بررسی کردند [۹]. در این تحقیق تست‌های آزمایشگاهی تحت اثر نیروهای برشی خالص با استفاده از دو نمونه با جوش‌های گوشه و CJP انجام شده است. نتایج تحقیق نشان داده است که هر دو نوع جوش، مقاومت قابل‌قبولی دارند. در این تحقیق از تکنیک تصویربرداری دیجیتال (DIC)<sup>۱۰</sup> برای اندازه‌گیری تنش استفاده شده است. همچنین مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار ABAQUS با استفاده از نتایج آزمایشات اعتبارسنجی شده است. در این مطالعه نشان داده شده که جوش‌های گوشه به‌طور متوسط ۲۲۱٪ مصالح جوش کم‌تری نسبت به جوش‌های CJP برای محدوده ضخامت‌های صفحات فولادی بین ۶ تا ۵۰ میلی‌متر نیاز دارند. این مورد بیان‌کننده آن است که جوش‌های گوشه از نظر استفاده، در دسته مواد مقرون‌به‌صرفه و کارآمد بوده و در نتیجه طرح مورد نظر به یک طرح اقتصادی‌تر منتهی می‌شود.

هندسه جوش تأثیر زیادی بر مقاومت اتصالات با جوش گوشه تحت بارگذاری چرخه‌ای خواهد داشت. مطالعات قابل‌توجهی برای بررسی اثر هندسه‌های جوش مختلف بر مقاومت در برابر خستگی و رفتار اتصالات جوش گوشه انجام شده است. **کاجزی<sup>۱۱</sup>** و **همکاران** اثر پروفیل‌های با هندسه مختلف را بر روی اتصالات جوش گوشه بررسی کردند. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت در برابر خستگی اتصالات جوش گوشه با پروفیل هندسی بهبود یافته بیش‌تر از همان اتصال با ابعاد جوش دیگر است [۱۰].

عمق نفوذ جوش بر مقاومت در برابر خستگی و رفتار اتصالات جوش گوشه به‌شدت مؤثر است. نتایج تحقیقات تجربی و عددی در زمینه اتصالات جوش گوشه نشان داده است که با افزایش عمق نفوذ جوش، مقاومت در برابر خستگی این اتصالات افزایش می‌یابد [۱۱]. در بارگذاری چرخه‌ای نیز، بهبود مقاومت در برابر خستگی اتصالات جوش گوشه با افزایش عمق

<sup>8</sup> Contact Gap Size Between Two Plates

<sup>9</sup> Complete Joint Penetration

<sup>10</sup> Digital Image Correlation

<sup>11</sup> Caccese

<sup>1</sup> Softened Zone

<sup>2</sup> Weld Size

<sup>3</sup> Plate Thickness

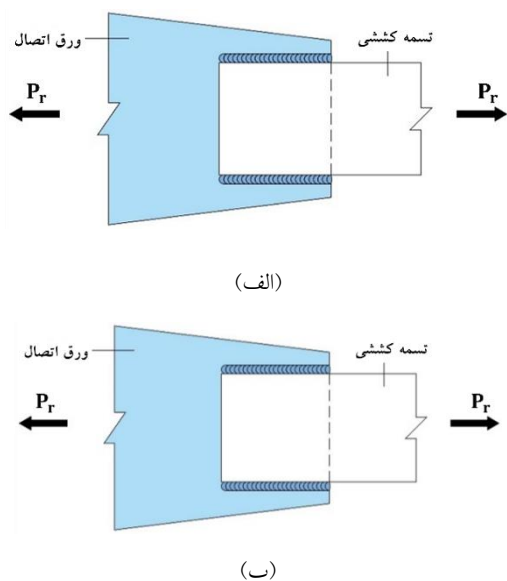
<sup>4</sup> Weld Penetration

<sup>5</sup> Filler Material

<sup>6</sup> Steel Grade

<sup>7</sup> Strength Mismatch of Weld Metal

در روش‌های محافظه‌کارانه ذکر شده برای تعیین مقاومت موجود جوش‌های گوشه طولی و عرضی فرض شده است گسیختگی در سطح مقطع مؤثر جوش رخ می‌دهد؛ اما آزمایش‌های گوناگون نشان داده است که در جوش‌های گوشه عرضی گسیختگی در سطحی غیر از سطح مقطع مؤثر جوش گوشه اتفاق می‌افتد و چون این سطح از سطح مقطع مؤثر جوش بزرگ‌تر است، از این رو مقاومت اسمی جوش‌های گوشه عرضی همواره بیش‌تر از مقاومت اسمی جوش‌های گوشه طولی است. یکی از دلایل این امر می‌تواند توزیع تنش در طول جوش‌های گوشه عرضی به صورت سهمی محدب باشد؛ در حالی که در جوش‌های گوشه طولی توزیع تنش در طول آن به صورت سهمی مقعر است. دلیل دیگر آن این است که در جوش‌های گوشه عرضی تنش در یکی از ساق‌ها به صورت برشی و در ساق دیگر به صورت کششی است؛ اما در جوش‌های گوشه طولی تنش در هر دو ساق به صورت برشی است. در واقع این دو عامل باعث می‌شوند در جوش‌های گوشه عرضی گسیختگی در سطحی غیر از سطح مقطع مؤثر جوش رخ بدهد و در نتیجه مقاومت اسمی آن‌ها نسبت به جوش‌های گوشه طولی بیش‌تر شود [۱۷].



شکل ۱- جوش گوشه تحت اثر نیروی  $P_r$ : (الف) جوش گوشه طولی و (ب) جوش گوشه عرضی

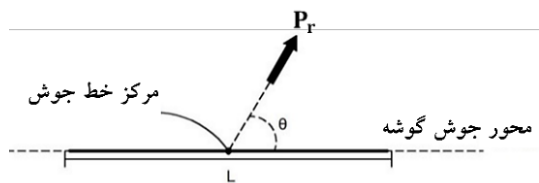
نفوذ جوش و ضخامت مؤثر گلولی جوش در فولادهای با مقاومت بالا مشاهده شد [۱۲]. در مورد نفوذ جوش گوشه به صورت ناقص در اتصالات این نوع جوش تحت بارگذاری چرخه‌ای با شدت کم و زیاد، مشاهده شد که این امر بهبود قابل توجهی در مقاومت خستگی تحت بارگذاری چرخه‌ای با شدت کم نسبت به بارگذاری چرخه‌ای با شدت زیاد دارد [۱۳]. تحقیقات گوناگونی بر تأثیر گریدهای مختلف فولاد بر مقاومت در برابر خستگی و رفتار اتصالات جوش گوشه انجام شده است. از جمله این فولادها می‌توان به فولاد با مقاومت معمولی (فولاد نرمه) و فولاد با مقاومت بالا اشاره کرد. <sup>۱</sup> *مچری* و <sup>۲</sup> *کوشدی* [۱۴ و ۱۵]، آزمایش‌های خستگی را بر روی اتصالات صلیبی و فلنجی با مقاومت بالا و معمولی انجام دادند. استفاده از فولاد با مقاومت بالا در اتصالات صلیبی، مقاومت در برابر خستگی بیش‌تری نسبت به فولاد با مقاومت معمولی نشان داد. آن‌ها همچنین متوجه شدند که به کارگیری فولاد با مقاومت بالا منجر به مقاومت بهتر در برابر خستگی در اتصالات با ضخامت کم‌تر صفحه و اندازه جوش می‌شود. برای اتصالات فلنجی با جوش گوشه، در هر دو مطالعه نتیجه گرفتند که تفاوت قابل توجهی در مقاومت در برابر خستگی و نرخ گسترش ترک بین فولاد با مقاومت بالا و معمولی وجود ندارد.

بر اساس رابطه بین امتداد بارگذاری و امتداد محور طولی جوش، دو دسته از اتصالات جوشکاری با جوش گوشه تعریف شدند. زمانی که راستای بارگذاری عمود بر راستای محور طولی جوش گوشه باشد، این جوش با نام "اتصالات جوشی با جوش گوشه عرضی" شناخته می‌شوند؛ در حالی که وقتی راستای بارگذاری موازی با راستای محور طولی جوش گوشه باشد، این جوش با نام "اتصالات جوشی با جوش گوشه طولی" شناخته می‌شوند. رفتار مکانیکی اتصالات جوشکاری با جوش گوشه عرضی از یک اتصال فولادی بازویی شکل توسط سان <sup>۳</sup> و همکاران [۱۶] مورد مطالعه قرار گرفت (شکل (۱)).

همان‌گونه که از اتصال شکل (۲-الف) ملاحظه می‌شود در جوش‌های گوشه طولی هم در ساق چسبیده به ورق تسمه و هم در ساق چسبیده به ورق اتصال، تنش ایجاد شده در جوش از نوع برشی است؛ در حالی که مطابق شکل (۲-ب) در جوش‌های گوشه عرضی تنش ایجاد شده در ساق چسبیده به ورق تسمه از نوع کششی ولی تنش ایجاد شده در ساق چسبیده به ورق اتصال از نوع برشی است.

<sup>۱</sup> Mecséri  
<sup>۲</sup> Kövesdi  
<sup>۳</sup> Sun

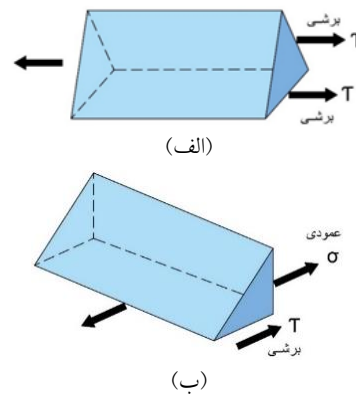
جوش‌های گوشه عرضی نسبت به جوش‌های گوشه طولی از شکل‌پذیری کم‌تری برخوردار بوده و از این رو در سازه‌های باربر لرزه‌ای، جوش‌های گوشه طولی ترجیح داده می‌شوند. آیین‌نامه AISC 360-16 [۲۳] به استناد تحقیقات باتلر<sup>۱</sup> و به تبعیت از آن مبحث دهم آیین‌نامه مقررات ملی ساختمان [۲۴] در ویرایش پنجم خود به‌عنوان یک گزینه دیگر طراحی اجازه می‌دهند که هرگاه مطابق شکل (۳) یک خط جوش گوشه به طول  $L$  تحت اثر نیروی مورب که به مرکز آن وارد می‌شود قرار بگیرد، به‌بیان دیگر خط جوش گوشه، طولی نباشد، در این صورت تنش اسمی جوش گوشه مذکور را می‌توان از طریق رابطه (۱) تعیین نمود. با توجه به رابطه مذکور وقتی زاویه  $\theta$  برابر ۹۰ درجه باشد (یعنی جوش گوشه عرضی باشد) در این صورت تنش اسمی آن  $1/5$  برابر جوش‌های گوشه طولی خواهد بود. در این رابطه ( $F_{ue}$ ) تنش نهایی جوش، ( $A_{we}$ ) مساحت مؤثر جوش و ( $\theta$ ) زاویه محور جوش و امتداد محور نیرو است.



شکل ۳- جوش گوشه تحت نیروی مورب  $P_r$  وارد بر مرکز آن

$$R_n = 0.6F_{ue}(1 + 0.5\sin^{1.5}\theta)A_{we} \quad (1)$$

سان و همکاران بر روی رفتار مکانیکی اتصال به‌وسیله جوش گوشه شامل مقاومت نهایی، مد گسیختگی، زاویه شکست جوش با متغیرهای مختلف نظیر بعد جوش و نرخ ناسازگاری فلز جوش مطالعه کردند [۱۶]. مطالعات آنها نشان داد که افزایش در نرخ ناسازگاری مقاومت فلز جوش باعث افزایش در مقاومت استاتیکی اتصال به‌وسیله جوش گوشه می‌شود. طبق این تحقیقات، میانگین زاویه شکست در اتصالات هم‌پوشانی شده با جوش عرضی، اتصال صلیبی و اتصال هم‌پوشانی شده طولی به‌ترتیب برابر با  $1/5$ ،  $20/1$ ، و  $51/5$  درجه است. محل شکست در جوش گوشه عرضی و طولی هم‌پوشانی شده بر روی فلز پایه مشاهده شد و در مقابل، در اتصال صلیبی محل شکست در ناحیه خط جوش به‌علت پدیده نرم‌شدگی و تأثیرات متالورژیکی دیده شد.



شکل ۲- نوع تنش ایجادشده جوش گوشه تحت اثر نیروی  $P_r$ : (الف) جوش گوشه طولی و (ب) جوش گوشه عرضی

تأثیر بارگذاری زاویه‌دار یکی از مسائل و نگرانی‌های مهم در زمینه اتصالات فولادی به‌وسیله جوش گوشه است. برخی مطالعات نیز در این زمینه بر روی رفتار سازه‌ای جوش گوشه عرضی و طولی و اتصالات جوشی مورب تحت بارگذاری استاتیکی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. باتلر<sup>۱</sup> و کولاک<sup>۲</sup> با ساخت و تست مدل‌های آزمایشگاهی و همچنین استفاده از معادلات عددی بر روی جوش گوشه طولی و عرضی متوجه شدند که جوش گوشه عرضی دارای مقاومتی در حدود ۴۴ درصد بیش‌تر از جوش‌های طولی است [۱۸].

کمتکار<sup>۳</sup> بر روی مقاومت استاتیکی جوش گوشه طولی و عرضی محدب تحقیق کرد. او متوجه شد زمانی که زاویه بین محور جوش با مختصات بارگذاری از صفر به ۹۰ درجه تغییر می‌کند، مقاومت جوش گوشه در حدود ۵۰ درصد افزایش می‌یابد [۱۹]. درایور<sup>۴</sup> و همکاران نمونه اتصالات آزمایشگاهی دارای جزئیات را به‌وسیله جوش گوشه عرضی شامل اتصال هم‌پوشانی‌شده و اتصال صلیبی را به‌منظور بارگذاری در حالت استاتیکی ساختند. عوامل متغیر مؤثر مختلف مانند فلز پرکننده، بعد جوش و روش جوشکاری در نظر گرفته شدند [۲۰]. نتایج آزمایش با آیین‌نامه فولاد آمریکا AISC 1999 [۲۱] و آیین‌نامه CSA-S16 [۲۲] کانادا مقایسه گردید. در خصوص مختصات بارگذاری مختلف، اتصالات جوشی دارای زاویه، مقاومت بیش‌تر و زاویه شکست کم‌تری نسبت به جوش‌های طولی و به‌طور عکس نسبت به جوش‌های عرضی از خود نشان دادند.

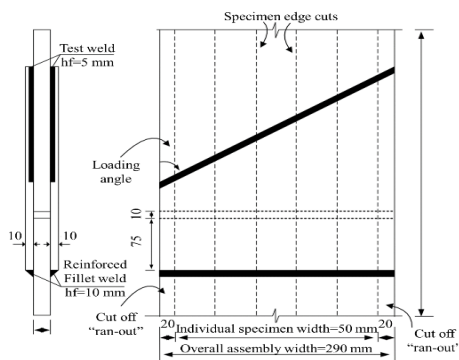
<sup>1</sup> Butler  
<sup>2</sup> Kulak  
<sup>3</sup> Kamtekar  
<sup>4</sup> Driver



## ۲- مدل سازی

رن<sup>۷</sup> و همکاران [۳۰] سه قطعه فولادی را به وسیله جوش با طول های مختلف مورد آزمایش قرار دادند. مشخصات ابعادی نمونه مطابق شکل (۴) است. این قطعه اتصال پوششی جوشی است که در آن دو ورق بالا و پایین و یک ورق دیگر با استفاده از جوش گوشه به یکدیگر متصل شده اند. ضخامت های ورق های تحتانی و فوقانی برابر ۱۰ میلی متر، ورق میانی ۲۰ میلی متر و ضخامت جوش گوشه مورد نظر ۵ میلی متر است. پهنای ورق های فوقانی و تحتانی ۵۰ میلی متر بوده و پهنای ورق میانی برای کنترل مد خرابی بیش از ۳ برابر آن در نظر گرفته می شود. زاویه  $\theta$ ، زاویه محور جوش با امتداد محور نیروی وارده بر آن است. ضمناً زاویه صفر درجه نمایانگر جوش گوشه طولی و زاویه ۹۰ درجه نمایانگر جوش گوشه عرضی است.

در این تحقیق تحلیل اجزای محدود با استفاده از نرم افزار ABAQUS انجام شده است و برای کاهش حجم عملیات تحلیل، نصف نمونه مورد ارزیابی قرار گرفته و تحلیل از نوع Dynamic/Explicit بوده است. حلگر Dynamic/Explicit ABAQUS/Standard به صورت مناسب تری نسبت به حلگر ABAQUS/Standard می تواند مسائل با ماهیت غیرخطی مورد نظر را حل کند. علاوه بر آن حلگر Dynamic/Explicit ذاتاً برای حل مسائل با نرخ تغییرات بالا مانند مسائل شامل ضربه، برخورد و انفجار توسعه داده شده است. در شکل (۵) هندسه نمونه در زاویه صفر درجه محور طولی جوش با محور نیرو نمایش داده شده است. در جدول (۱) نیز ابعاد صفحات متصل به یکدیگر از طریق جوش گوشه نشان داده شده است.



شکل ۴- مشخصات ابعادی نمونه مورد بررسی رن و همکاران [۳۰]

شی<sup>۱</sup> و چن<sup>۲</sup> مطالعات عددی و آزمایشگاهی را بر روی اتصالات به وسیله جوش گوشه عرضی ساخته شده از فولاد پر مقاومت انجام و رفتار شکست آن ها را مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاکی از آن بود که ترک ها در محل ریشه جوش گوشه انتشار یافته و در فلز جوش در اتصال هم پوشانی شده و صلیبی گسترش می یابند. علاوه بر این، رفتار شکست صلب اتصال هم پوشانی شده به وسیله جوش گوشه عرضی توسط آن ها مورد بررسی قرار گرفت [۲۵]. آن ها با انجام تحقیقات عددی و آزمایشگاهی بر روی اتصالات به وسیله جوش گوشه ساخته شده از ورق های فولادی پر مقاومت با دو نوع فلز جوش به تحقیق و مطالعه پرداختند. نتایج این تحقیق نشان می دهد مدل های اجزای محدود قادر به پیش بینی زاویه شکست دقیق اتصالات به وسیله جوش گوشه هستند و میانگین زاویه شکست را از ۱۶/۵ درجه تا ۱۹ درجه برای جوش گوشه عرضی گزارش کردند.

نیه<sup>۳</sup> و دونگ<sup>۴</sup> یک تعریف و محاسبات جدید برای تنش برشی معرفی کردند. همچنین یک روش محاسبه به منظور ارزیابی مقاومت برشی استاتیکی اتصالات به وسیله جوش گوشه ارائه دادند [۲۶]. بر این اساس در این مطالعه مدل های اجزای محدودی برای جوش های گوشه طولی و عرضی توسعه یافتند و با نتایج مک کلبلان<sup>۵</sup> در زمینه تنش برشی و زوایای گسیختگی مورد صحت سنجی قرار گرفتند. جهت دستیابی به دانش نظری، آن ها روشی تحلیلی برای تنش نرمال ارائه دادند. هر دو روش اجزای محدود و روش تحلیلی دقیقاً نتایج مشابهی را برای اتصالات به وسیله جوش گوشه عرضی در حالت برشی نشان دادند [۲۷].

لو<sup>۶</sup> و همکاران مطالعات عددی و آزمایشگاهی خود را بر روی مقاومت کششی اتصالات جوشی با استفاده از روش تنش کششی انجام دادند [۲۸]. در این مطالعه جوش گوشه عرضی و طولی با متغیرهای مختلف شامل فلز پرکننده، فلز پایه، مقاومت مصالح، ضخامت ورق، روش جوشکاری و بعد (ضخامت) جوش مورد آزمایش قرار گرفته است. سایز و ابعاد جوش های عرضی و طولی با استفاده از راهنمای AWS B.4 [۲۹] طراحی شدند. نتایج نشان داد که زاویه شکست برای نمونه های برشی عرضی و طولی به ترتیب برابر با ۲۲/۵ و ۴۵ درجه هستند. علاوه بر این، آن ها معادلات طراحی برای تعیین مقاومت برشی اسمی اتصالات به وسیله جوش گوشه را ارائه دادند.

<sup>7</sup> Ran

<sup>1</sup> Shi

<sup>2</sup> Chen

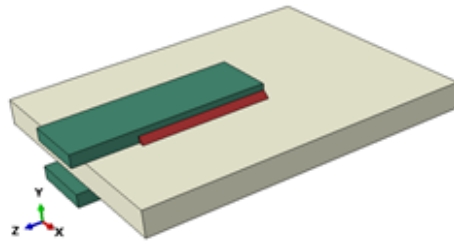
<sup>3</sup> Nie

<sup>4</sup> Dong

<sup>5</sup> McClellan

<sup>6</sup> Lu

در مدل آزمایشگاهی برای دستیابی به کیفیت اجرای بهتر جوش، ابتدا دو ورق به ورق فوقانی و تحتانی متصل شده و با ادامه جوش به آن دو ورق، طول مورد نظر جوشکاری شده و سپس مورد آزمایش قرار گرفته است.



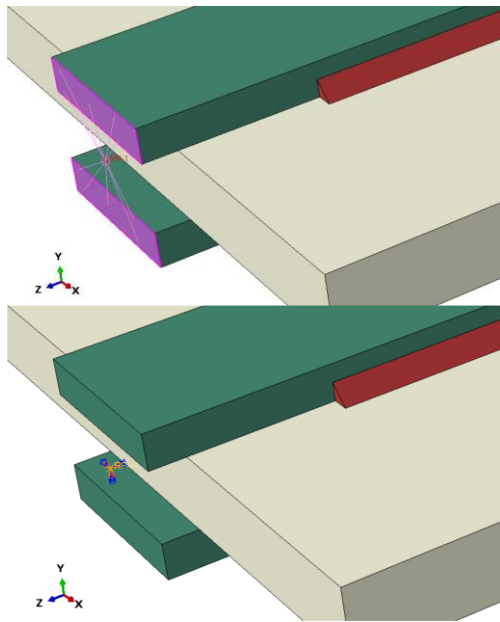
شکل ۵- هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار اجزای محدود در زاویه صفر درجه محور جوش با محور نیرو

جدول ۱- مشخصات ابعادی نمونه در زاویه صفر درجه محور جوش گوشه با محور نیروی وارده

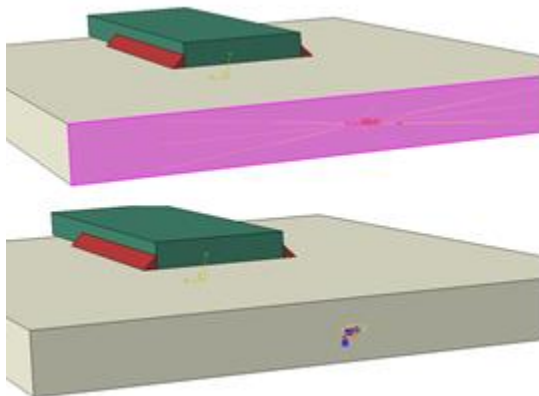
| اجزای اتصال          | ابعاد قطعه (mm) |
|----------------------|-----------------|
| صفحه فوقانی و تحتانی |                 |
| صفحه میانی           |                 |
| جوش                  |                 |

در مدل سازی عددی دو شرایط مرزی روی نمونه قرار داده شده است. شرایط مرزی اول در تکیه گاه آن، که تمامی درجات آزادی دو سطح انتهایی به نقطه RP1 نسبت داده شده و تمامی این درجات آزادی مقید شده اند (شکل ۶)). همچنین شرایط

مرزی دوم که باعث جابه جایی در سطح انتهایی است و تمامی درجات آزادی سطح انتهایی به نقطه RP2 نسبت داده شده و جز حرکت افقی (در اینجا راستای z) تمامی درجات آزادی مقید شده اند (شکل ۷)). توجه شود که جوش های گوشه با قید Tie به ورق های فوقانی و تحتانی متصل شده اند (یک بار به عنوان Master Surface در یک وجه و بار دیگر در وجه مخالف آن به عنوان Slave Surface).



شکل ۶- درجات آزادی نسبت داده شده دو سطح انتهایی به نقطه RP1 مقید شدن تمامی آنها



شکل ۷- درجات آزادی نسبت داده شده سطح انتهایی به نقطه RP2 مقید شدن تمامی آنها به جز درجه آزادی انتقالی در راستای z

مصالح مورد استفاده برای فلز پایه از نوع فولاد پرمقاومت با نام Q890D و فلز جوش از نوع ER96-G است. مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در جدول (۲) نشان داده شده است. در این جدول تنش تسلیم، تنش نهایی، نسبت این دو تنش، کرنش نهایی

و کشیدگی نهایی هر دو مصالح با توجه به میانگین و انحراف معیار آن‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که از این جدول مشاهده می‌شود، فلز مورد استفاده از نوع فولاد پرمقاومت است.

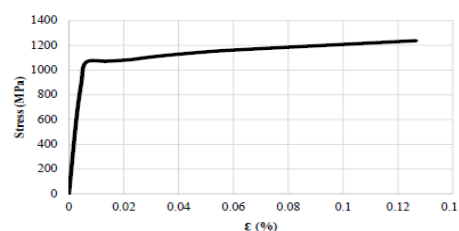
جدول ۲- مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده رن و همکاران [۳۰]

| مصالح  | مقدار    | نسبت تنش تسلیم به                     |                                       |                                | کشیدگی نهایی<br>$A_b$ or $A_w$ (%) |
|--------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
|        |          | تنش تسلیم<br>$f_y^b$ or $f_y^w$ (MPa) | تنش نهایی<br>$f_u^b$ or $f_u^w$ (MPa) | تنش نهایی<br>$\frac{f_y}{f_u}$ |                                    |
| Q890D  | $\mu$    | ۱۱۱۴/۴                                | ۱۱۴۵/۳                                | ۰/۹۷۳                          | ۱۲/۵                               |
|        | $\sigma$ | ۲۲/۶۷                                 | ۶/۹۵                                  | ۰/۰۱۷                          | ۱/۱                                |
|        | $\nu$    | ۰/۰۲                                  | ۰/۰۰۶                                 | ۰/۰۱۷                          | ۰/۰۸۸                              |
| ER96-G | $\mu$    | ۹۶۸                                   | ۱۰۵۲                                  | ۰/۹۱۲                          | ۲۲/۰۷                              |
|        | $\sigma$ | ۳۷/۸۲                                 | ۲۶/۰۴                                 | ۰/۰۱۵                          | ۱/۱۳                               |
|        | $\nu$    | ۰/۰۴۵                                 | ۰/۰۲۸                                 | ۰/۰۱۷                          | ۰/۰۵۱                              |

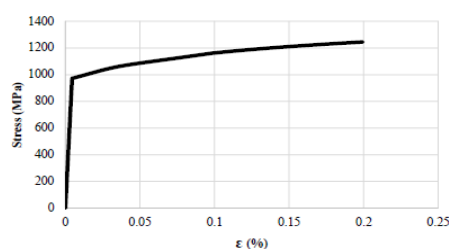
### ۳- صحت‌سنجی

برای صحت‌سنجی مدل اجزای محدود از نمونه آزمایشگاهی رن و همکاران [۳۰] استفاده شده است (شکل (۹)). مش‌ها همگی از نوع C3D8R هستند. ابعاد مش برای صفحات فوقانی و تحتانی ۱۰ میلی‌متر، صفحه میانی ۲۰ میلی‌متر و جوش ۲ میلی‌متر انتخاب شده است. ابعاد مش پس از آنالیز حساسیت مدل اجزای محدود به ابعاد آن و انتخاب بهترین بعد مش، متناسب با دقت نتیجه و بار محاسباتی بود. بعد مش در جوش تأثیر به‌سزایی در سختی نمونه و دقت نتایج داشت. نمونه آزمایشگاهی زاویه صفر درجه محور جوش با محور نیرو برای صحت‌سنجی انتخاب شده است. نتیجه صحت‌سنجی نمودار نیرو-جابجایی مطابق شکل (۱۰) است. حداکثر نیرو کم‌تر از ۱۰ درصد اختلاف داشته و شروع افت نمونه کاملاً منطبق است. همچنین در شکل (۱۱) توزیع تنش حاصل از جابجایی در مدل به هنگام شروع خرابی نشان داده شده است. در این شکل تنش‌ها به حداکثر خود رسیده و در میانه جوش قابل مشاهده است و در شکل (۱۲) توزیع خرابی در ابتدای خرابی یک المان نشان داده شده است (عدد ۱ بیش‌ترین خرابی و صفر کم‌ترین را نشان می‌دهد).

همچنین نمودار تنش-کرنش واقعی مصالح ER96-G و Q690D در شکل (۸) نشان داده شده است. توجه شود که کرنش نهایی فلز جوش حدود ۲ برابر فلز پایه است. همچنین مقدار مقاومت هر دو مصالح حدود ۱۲۰۰ MPa است. جهت مدل‌سازی دقیق‌تر یک خرابی از نوع Ductile Damage نیز برای فلز جوش با ضریب خرابی در جابجایی ۰/۲ اضافه شده و همچنین ضریب اصطکاک ۰/۳۵ به‌صورت عمودی و مماسی و به‌عنوان General Contact در نظر گرفته شده است.



(الف)



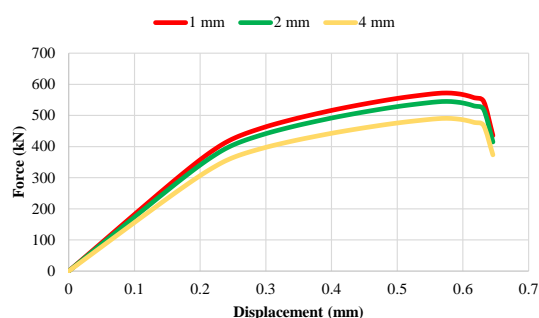
(ب)

شکل ۸- نمودار تنش-کرنش واقعی مصالح: (الف) Q690D و (ب) ER96-G



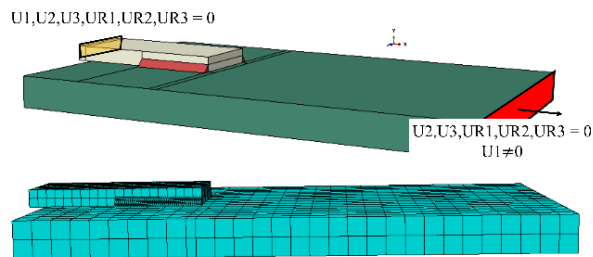
در جدول (۳) توزیع تنش در اتصال و توزیع خرابی در جوش در زوایای صفر، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ درجه با امتداد محور نیرو نشان داده شده است. همچنین نمودار نیرو-جابه‌جایی نمونه‌های فوق در شکل‌های (۱۴) الی (۱۷) ارائه شده است. افزایش مقدار نیرو در زاویه ۳۰ درجه از سایر نمونه‌ها بیش‌تر است. مقدار نیروی متفاوت در این حالت‌ها به دلیل طول جوش متفاوت آن‌ها است. البته مقایسه بهتر را می‌توان با مقدار تنش‌ها انجام داد چراکه با تقسیم نیرو به مساحت‌های مؤثر هر جوش عملاً مقدار طول جوش آن‌ها یکسان‌سازی می‌شود. تقریباً تمامی موارد، حدود جابه‌جایی ۰/۵ میلی‌متر را متحمل شده‌اند. در جدول (۴) خصوصیات شاخص نمودارها شامل مقدار حداکثر نیرو، مساحت مؤثر هر خط جوش، حداکثر تنش (حاصل تقسیم حداکثر نیرو به مساحت مؤثر) نشان داده شده است.

شیب اولیه همه نمودارها تقریباً یکسان است. این شیب حساسیت بالایی به اندازه مش جوش گوشه دارد. بنابراین آنالیز حساسیت جوش گوشه مطابق شکل (۱۳) برای زاویه صفر درجه نشان داده شده است. برای تأمین دقت مناسب جواب‌ها و همچنین محاسبات سریع‌تر، اندازه مش جوش گوشه برابر ۲ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

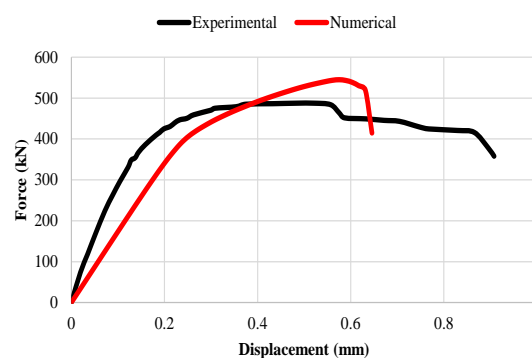


شکل ۱۳- آنالیز حساسیت اتصال با جوش گوشه

در تمامی مدل‌ها می‌توان گفت تنش جوش گوشه به حداکثر خود رسیده است و به غیر از زاویه صفر درجه مقدار تنش ورق‌های اتصال حتی به تنش حداکثر خود نرسیده و عملاً الاستیک باقی مانده است. همچنین مقادیر خرابی در سطح مؤثر جوش تقریباً در میانه جوش اتفاق افتاده که خود نشان از شروع شکست و خرابی از این قسمت جوش دارد.

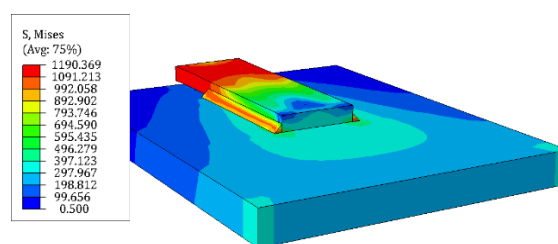


شکل ۹- مدل‌سازی نمونه مورد بررسی رن و همکاران [۳۰]



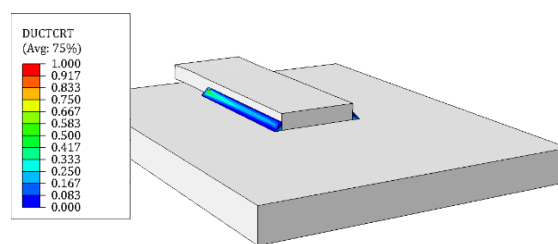
شکل ۱۰- نمودار نیرو-جابه‌جایی مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی

رن و همکاران [۳۰]



شکل ۱۱- تنش حاصل از نمونه ۱ در زاویه صفر درجه به هنگام

خرابی اولین المان در اتصال



شکل ۱۲- خرابی المان‌های جوش در زاویه صفر درجه

#### ۴- نتایج

در ادامه برای زوایای ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ درجه محور جوش با امتداد نیرو مطابق صحت‌سنجی صورت‌گرفته، مدل‌سازی‌ها انجام شد. همچنین ابعاد مش مشابه صحت‌سنجی در نظر گرفته شد.

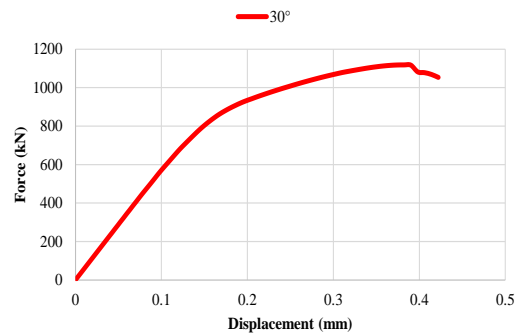
## ۵- بحث و بررسی

تحلیل‌های فوق نشان داد که توزیع تنش روند سریع‌تری را در فلز جوش طی کرد و افزایش تنش در جوش گوشه به نسبت تنش صفحات اتصال سریع‌تر بود و زودتر به حداکثر مقدار خود رسید. همچنین طراحی این اتصالات به گونه‌ای بود که جوش زودتر از صفحات به گسیختگی برسد که نحوه توزیع تنش در زوایای مختلف امتداد نیرو با امتداد محور طولی جوش، این مورد مهم را در پی دارد. خرابی و شکست در جوش، ابتدا از محل تقاطع جوش گوشه به دو صفحه میانی و فوقانی یا میانی و تحتانی شروع شده و سپس به سایر نقاط گسترش می‌یابد؛ چراکه در این محدوده شدت تمرکز تنش بسیار بالاست. در مدل‌ها با توجه به نتایج حاصل شده از مدل‌سازی‌های عددی، در جدول (۴) حداکثر مقدار نیرو، حداکثر مقدار تنش، میزان شکل‌پذیری جوش (توجه شود برای محاسبه میزان شکل‌پذیری عرض مؤثر جوش مورد استفاده قرار گرفته است، شکل (۱۸)) و مقایسه با مقاومت اسمی ارائه شده در آیین‌نامه فولاد آمریکا نشان داده شده است.

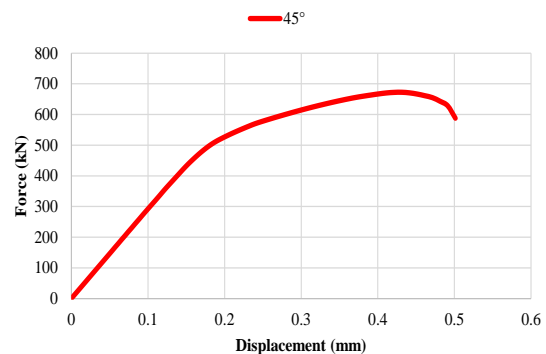
با توجه به آیین‌نامه فولاد آمریکا، برای فلزهای با تنش تسلیم تا ۷۰۰ مگاپاسکال می‌توان از رابطه (۱) جهت محاسبه مقاومت اسمی فلز جوش استفاده کرد. در جدول (۴) حالت صفر درجه، به‌عنوان حالت مبنا انتخاب شده و نسبت دیگر حالت‌ها به حالت صفر در ستون بعدی این جدول نشان داده شده است تا از این طریق بتوان مقایسه مناسبی با آیین‌نامه فولاد آمریکا داشت. در ستون بعدی این نسبت با توجه به آیین‌نامه فولاد آمریکا (رابطه (۱)) محاسبه شده است. با توجه به جدول (۴) این مقدار برای فولادهای پرمقاومت با خطا روبه‌رو بوده که این خطا در حدود ۱۴ درصد است.

مورد فوق در شکل (۱۹) به خوبی آشکار است. همچنین مشاهده می‌شود، مقدار شکل‌پذیری با افزایش زاویه افزایش می‌یابد. این موضوع برخلاف فولادهای با مقاومت معمولی و روزمره است. چراکه در این مواد با افزایش زاویه محور جوش نسبت به راستای نیروی وارده، مقدار شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. شاید بتوان گفت با فولادهای با مقاومت بالا کرنش کم‌تر فولاد نسبت به فلز جوش باعث می‌شود شکل‌پذیری با افزایش نیرو، افزایش یابد.

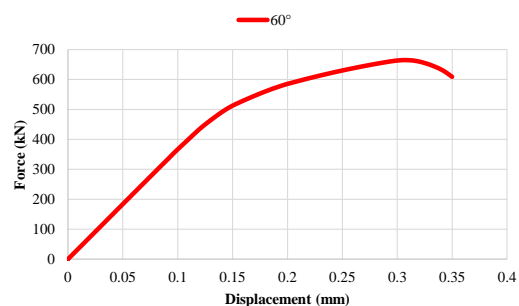
با در نظر گرفتن مقدار مساحت تئوری خط جوش  $A_t$  مقدار تنش در هر خط جوش در شکل (۲۰) نشان داده شده است. در این شکل تمامی تنش‌های متحمل شده از تنش نهایی جوش بالاتر



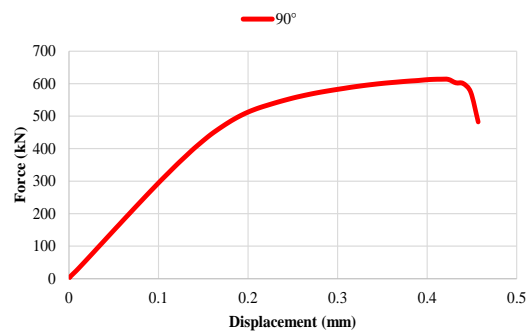
شکل ۱۴- منحنی نیرو-جاب‌جایی مدل عددی و آزمایشگاهی با زاویه ۳۰ درجه



شکل ۱۵- منحنی نیرو-جاب‌جایی مدل عددی و آزمایشگاهی با زاویه ۴۵ درجه



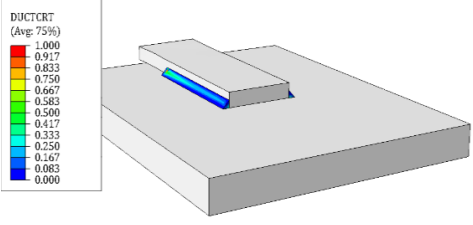
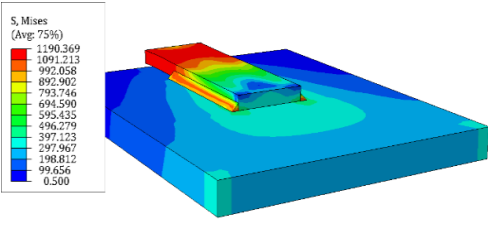
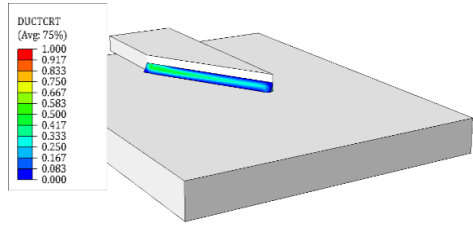
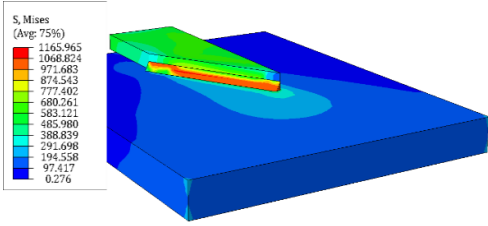
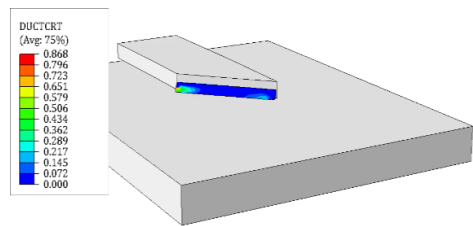
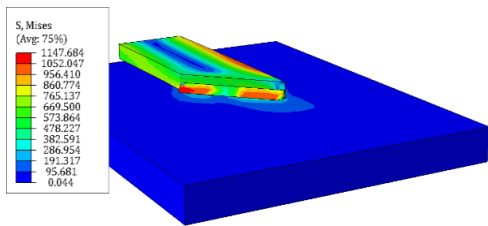
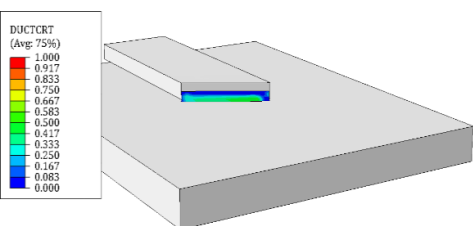
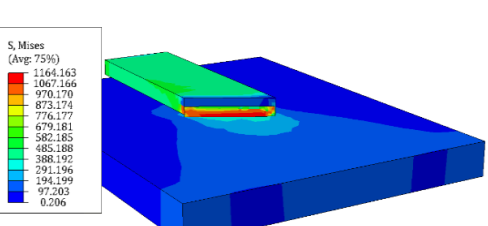
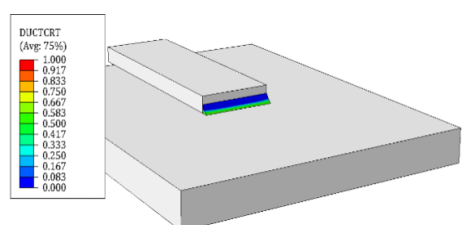
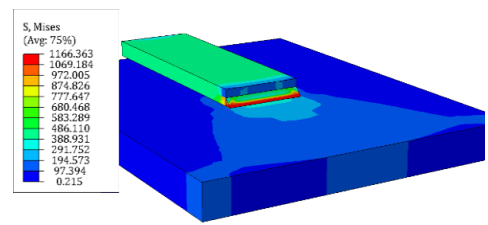
شکل ۱۶- منحنی نیرو-جاب‌جایی مدل عددی و آزمایشگاهی با زاویه ۶۰ درجه



شکل ۱۷- منحنی نیرو-جاب‌جایی مدل عددی و آزمایشگاهی با زاویه ۹۰ درجه

است. بالاتر بودن مقدار تنش از مقدار تنش موجود نشان از تفاوت در سطح مقطع حقیقی و سطح مقطع شکست دارد. پیش‌بینی می‌شود با در نظر گرفتن سطح مقطع شکست، این مقدار کم‌تر از تنش نهایی فلز جوش شود.

جدول ۳- توزیع تنش در اتصال و توزیع خرابی در جوش در زوایای صفر، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ درجه با امتداد محور نیرو در لحظه شروع خرابی

| توزیع خرابی در جوش<br>(۱ حداکثر خرابی و ۰ حداقل خرابی)                              | توزیع تنش در لحظه اولین خرابی المان  | زاویه<br>(درجه) |
|---|--|-----------------|
|    |    | صفر             |
|    |    | ۳۰              |
|  |  | ۴۵              |
|  |  | ۶۰              |
|  |  | ۹۰              |

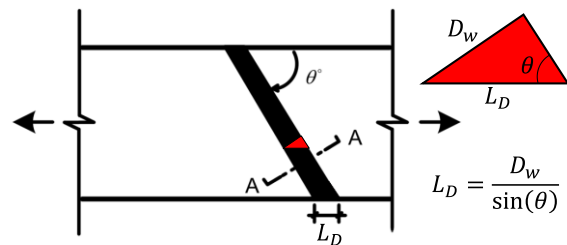
جدول ۴- مقاومت و شکل پذیری مدل‌های عددی

| شکل پذیری<br>$\frac{\Delta u}{L_D}$ (%) | درصد تفاوت | مقدار پیش‌بینی $\frac{P_\theta}{P_0}$ با<br>رابطه (۱) | $\frac{P_\theta}{P_0}$ | حداکثر تنش<br>(MPa) | مساحت مؤثر<br>(mm <sup>2</sup> ) | حداکثر نیرو<br>(kN) | زاویه جوش با<br>امتداد نیرو |
|---|------------|---|------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------------|
| -                                       | -          | ۱/۰۰  | ۱/۰۰                   | ۱۲۸۴                | ۴۲۴/۲۰                           | ۵۴۵                 | ۰°                          |
| ۴/۱۴                                    | ۱۲/۸۴      | ۱/۱۸  | ۱/۰۳                   | ۱۳۱۷                | ۸۴۸/۴۰                           | ۱۱۱۷                | ۳۰°                         |
| ۵/۹۴                                    | ۱۹/۲۵      | ۱/۳۰  | ۱/۰۵                   | ۱۳۴۵                | ۴۹۹/۹۲                           | ۶۷۳                 | ۴۵°                         |
| ۶/۰۴                                    | ۱۳/۴۰      | ۱/۴۰  | ۱/۲۱                   | ۱۵۶۰                | ۴۰۸/۲۲                           | ۶۳۶                 | ۶۰°                         |
| ۸/۶۰                                    | ۹/۹۲       | ۱/۵۰  | ۱/۳۵                   | ۱۷۳۵                | ۳۵۳/۵۰                           | ۶۱۴                 | ۹۰°                         |

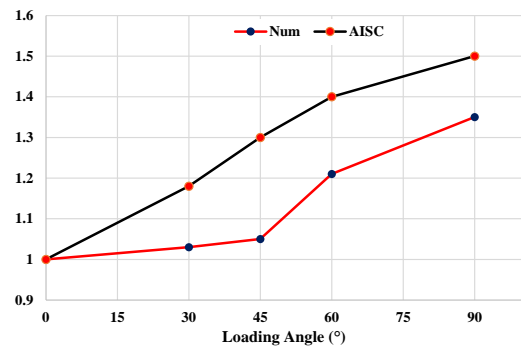
### ۶- نتیجه‌گیری

در ابتدا یک مدل آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. از ویژگی‌های آزمایش می‌توان به استفاده از فولاد پر مقاومت Q890D و جوش ER96-G اشاره کرد. مدل اجزای محدود ایجاد شد و نتایج تطابق داده شد؛ سپس مدل آزمایشگاهی صحت‌سنجی شد. مدل‌های عددی با در نظر گرفتن زاویه‌های مختلف محور طولی جوش (زوایای ۰، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ درجه) با امتداد نیرو ساخته شد.

مصالح با در نظر گرفتن خرابی جوش آنالیز شد و نتایج در قالب نمودارهای نیرو-جابجایی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از آنالیز، عدم تطابق آن با حدود آیین‌نامه فولاد آمریکا را نشان می‌داد. این تفاوت به‌طور میانگین حدود ۱۴ درصد است. همچنین نتایج نشان داد برخلاف فولادهای نرمه، در فولادهای با مقاومت بالا با افزایش زاویه محور طولی جوش با امتداد نیروی وارد بر اتصال، شکل‌پذیری جوش افزایش می‌یابد. زیرا در فولادهای با مقاومت بالا کرنش کم‌تر فولاد نسبت به کرنش فلز جوش باعث می‌شود میزان شکل‌پذیری جوش افزایش یابد.

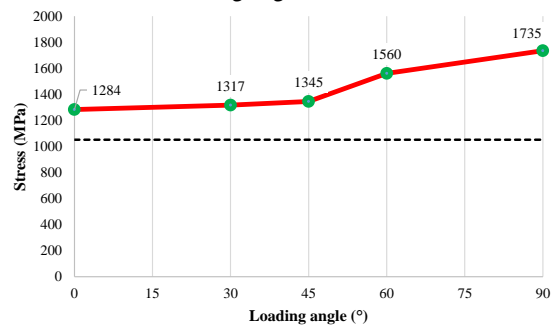


شکل ۱۸- محاسبه عرض مؤثر جوش برای تعیین شکل‌پذیری



شکل ۱۹- تفاوت نتایج مدل‌سازی با نتایج AISC با توجه به

رابطه (۱) آیین‌نامه



شکل ۲۰- مقدار تنش جوش در زاویه‌های مختلف با امتداد نیرو

- Using Normal and High Strength Steels", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 64, pp. 511-523.
- [15] Mecséri, B.J., and Kövesdi, B. (2017), 09.09: "Experimental fatigue analysis of high strength steel structures", *ce/papers*, Vol. 1(2-3), pp. 2424-2433.
- [16] Sun, F.F., Ran, M.M., Li, G.Q., and Wang, Y.B. (2019), "Mechanical behavior of transverse fillet welded joints of high strength steel using digital image correlation techniques", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 162, pp. 105710.
- [۱۷] اباذر اصغری، اصول و مبانی طراحی سازه‌های فولادی. انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۹۹.
- [18] Butler, L.J., and Kulak, G.L. (1971), "Strength of fillet welds as a function of direction of load", *Welding Journal*, Vol. 50(5), p. 231s-234s.
- [19] Kamtekar, A.G. (1987), "The strength of inclined fillet welds", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 7(1), pp. 43-54.
- [20] R. G. Driver, G. Y. Grondin, and K. F. Ng, "Behaviour of transverse fillet welds," 2002.
- [21] Design, A.S., (1999), Specification for structural steel buildings, AISC, December, 27.
- [22] Committee C., and others. Association, C.S. (1990), CAN/CSA-S16. 1-M89. Limit States Design of Steel Structures. Asso, Can. Norm.
- [23] B. ANSI, (2016), "AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings," Chicago AISC.
- [۲۴] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی). تهران: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۴۰۱.
- [25] Shi, G., and Chen, Y. (2018), "RETRACTED: Investigation of ductile fracture behavior of lap-welded joints with 460 MPa steel", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 21(9), pp. 1376-1387.
- [26] Nie, C., and Dong, P. (2012), "A traction stress based shear strength definition for fillet welds", *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, Vol. 47(8), pp. 562-575.
- [27] McClellan, R.W. (1990), "An Evaluation of the Fillet Weld Shear Strength of Flux Cored Arc Welding Electrodes", in National Shipbuilding Research Program (NSRP) 1990 Ship Production Symposium.
- [28] Lu, H., Dong, P., and Boppudi, S. (2015), "Strength analysis of fillet welds under longitudinal and transverse shear conditions", *Marine Structures*, Vol. 43, pp. 87-106.
- [29] American Welding Society, (2007), American Welding Society. Committee on Mechanical Testing of Welds and American Welding Society. Technical Activities Committee, Standard methods for mechanical testing of welds. American Welding Society.
- [30] Ran, M.M., Zhao, C., Sun, F.F., Li, G.Q., Wang, Y.B., and Lyu, Y.F. (2021), "Experimental study on the strength and fracture behaviour of fillet welded joints made of high strength steel under multiple loading angles", *Thin-Walled Structures*, Vol. 169, pp. 108295.
- [1] Björk, T., Ahola, A., and Tuominen, N. (2018), "On the design of fillet welds made of ultra-high-strength steel", *Weld. World*, Vol. 62, pp. 985-995.
- [2] Werner, B., Heyer, H., and Sander, M. (2016), "Experimental and numerical investigation of fracture in fillet welds by cross joint specimens", *Procedia Structural Integrity*, Vol. 2, pp. 2054-2067.
- [3] Peltoniemi, T., and others. (2016), "The effect of stress concentration on the ultimate capacity of welded joints made of ultra-high strength steel".
- [4] Ameri, A.A.H., Davison, J.B., and Susmel, L. (2015), "On the use of linear-elastic local stresses to design load-carrying fillet-welded steel joints against static loading", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 136, pp. 38-57.
- [5] Shiozaki, T., Yamaguchi, N., Tamai, Y., Hiramoto, J., and Ogawa, K. (2018), "Effect of weld toe geometry on fatigue life of lap fillet welded ultra-high strength steel joints", *International Journal of Fatigue*, Vol. 116, pp. 409-420.
- [6] Skriko, T., Björk, T., and Nykänen, T. (2014), "Effects of weaving technique on the fatigue strength of transverse loaded fillet welds made of ultra-high-strength steel", *Weld. World*, Vol. 58, pp. 377-387.
- [7] Torabian, S., Xiao, F., Haws, R.B., and Schafer, B.W. (2018), "Design of transverse fillet welds in the lapped joints of thin steel plates", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 18, pp. 337-348.
- [8] Sachin, P., and Vyavahare, A.Y. (2015), "Effect of Gap on Strength of Fillet Weld Loaded in Out-of-Plane Bending", in *Advances in Structural Engineering: Materials*, Vol. 3, pp. 2409-2416.
- [9] Tajik, N., Mirghaderi, S.R., Asghari, A., and Hamidia, M. (2024), "Experimental and numerical study on weld strengths of built-up steel box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 213, pp. 108362.
- [10] Caccese, V., Blomquist, P.A., Berube, K.A., Webber, S.R., and Orozco, N.J. (2006), "Effect of weld geometric profile on fatigue life of cruciform welds made by laser/GMAW processes", *Marine structures*, Vol. 19(1), pp. 1-22.
- [11] Kainuma, S., and Mori, T. (2006), "A fatigue strength evaluation method for load-carrying fillet welded cruciform joints", *International journal of Fatigue*, Vol. 28(8), pp. 864-872.
- [12] Ahola, A., Björk, T., and Barsoum, Z. (2019), "Fatigue strength capacity of load-carrying fillet welds on ultra-high-strength steel plates subjected to out-of-plane bending", *Engineering Structures*, Vol. 196, pp. 109282.
- [13] Hanji, T., Miki, C., and Saiprasertkit, K. (2012), "Low-and high-cycle fatigue behaviour of load-carrying cruciform joints containing incomplete penetration and strength mismatch", *Weld. World*, Vol. 56, pp. 133-146.
- [14] Mecséri, B.J., and Kövesdi, B. (2020), "Fatigue Properties of Cruciform and Flange-Gusset Joints



# افزودن بهینه المان اینترتر به میراگرهای جرمی تنظیم شده به منظور کنترل لرزه‌ای سازه‌های فولادی به وسیله الگوریتم ازدحام ذرات

امیرحسین خانی<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرایی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

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

\*تهران، صندوق پستی، ۴۵۶۳۱۱۱۵۵، [mzahrai@ut.ac.ir](mailto:mzahrai@ut.ac.ir)

## چکیده

در سازه‌های فولادی بلندمرتبه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی، تنظیم سختی سازه به منظور کنترل تغییر مکان‌های جانبی، همواره امری چالش برانگیز و کنترل کننده طرح است. میراگرهای جرمی متداول ترکیبی از جرم، فنر و کمک فنر هستند. این میراگرها بر روی یک محدوده فرکانسی خاص تنظیم می‌شوند؛ زمانی که سازه تحت تحریک خارجی در محدوده فرکانسی مورد نظر قرار گیرد، این میراگرها با ایجاد یک نیرو در خلاف جهت حرکت سازه باعث کاهش پاسخ‌های سازه می‌شوند. مهم‌ترین محدودیت این میراگرها، تأمین نسبت جرمی کافی به منظور کنترل بهینه سازه است. المان اینترتر، یک المان با دو پایانه است که می‌تواند نیرویی متناسب با اختلاف شتاب ایجاد شده در دو پایانه‌اش تولید کند. از ویژگی‌های متمایز کننده این المان نسبت به سایر ابزارهای کنترل سازه، می‌توان به امکان تغییر در ماتریس جرم سازه اشاره کرد. افزودن المان اینترتر به میراگرهای جرمی متداول به صورت قابل توجهی باعث افزایش راندمان این میراگرها شده و محدودیت این میراگرها برای تأمین نسبت جرمی مناسب را به خوبی برطرف می‌کند. به عنوان مثال می‌توان گفت اضافه کردن المان اینترتر با  $\beta = 0.2$  به میراگر جرمی تنظیم شده با  $\mu = 0.03$ ، راندمان این میراگر را برای سیستم‌های یک درجه آزادی، ۵۷ درصد افزایش می‌دهد. در این پژوهش بهینه‌سازی پارامترهای ترکیب المان اینترتر با میراگرهای جرمی متداول با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی ذرات و با قابلیت تعمیم به تمامی سازه‌ها انجام می‌شود.

## واژگان کلیدی

سازه‌های فولادی، کنترل غیرفعال سازه‌ها، میراگر جرمی تنظیم شده، المان اینترتر، الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات

## Optimum addition of inerter element to tuned mass dampers for seismic control of steel structures by particle swarm algorithm

A.H. Khani, S.M. Zahrai

### Abstract

tuned mass dampers are a combination of mass, spring and dampers. tuned mass dampers are set on a specific frequency range, when the structure is subjected to external force in the desired frequency range, TMD reduce the responses of the structure by creating a force against the movement direction of the structure. The most important limitation of TMD is providing a sufficient mass ratio in order to optimally control the structure. The inerter element is an element with two terminals that can produce a force proportional to the acceleration difference created in its two terminals. One of the distinguishing features of this element compared to other structural control tools is the possibility of changing the mass matrix of the structure. Nowadays, extensive research is being done in order to combine the inerter element with structural control systems. Adding an inerter element to conventional tuned mass dampers significantly increases the efficiency of TMD and removes the limitation of TMD to provide a suitable mass ratio. The placement position of the inerter element in the control system is very important. If the inerter element is placed between two inappropriate levels in the system, it will disrupt the function of absorbing dynamic vibrations and cause the responses to intensify. In this research, the optimization of the parameters of the inerter element combination with tuned mass dampers is done using the particle optimization algorithm and with the ability to generalize to all structures.

### Keywords

Steel structures, Passive Control of Structures, Tuned Mass Damper, Inerter, PSO Algorithm

## ۱- مقدمه

ایمنی سازه‌های عمرانی مانند سازه‌های ساختمانی، صنعتی، حیاتی و تاریخی باید در برابر تمامی مخاطرات طبیعی از جمله تحریک زلزله تضمین شود. با توجه به ایمنی عمومی به‌عنوان یک دغدغه اصلی در طراحی سازه‌ها، سازه‌های عمرانی باید برای سطح خطر مشخصی از زلزله که توسط آیین‌نامه‌ها ارائه شده است، طراحی شوند. معمولاً اکثر سازه‌های عمرانی به‌گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی می‌شوند که برای زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار بگیرند.

در رویکرد متداول طراحی سازه‌های عمرانی در برابر تحریک زلزله، مقاومت و شکل‌پذیری سازه به‌منظور رفتار مناسب در برابر تحریک زلزله افزایش می‌یابد. با این حال، تجربیات جامعه مهندسی از زلزله‌های گذشته، نشان داده که استفاده از این رویکرد معایبی مانند کاهش تاب‌آوری سازه‌ها و همچنین افزایش خسارات وارده به سازه‌ها را به دنبال دارد. از این‌رو، رویکرد دیگری در طراحی سازه‌ها در برابر تحریک زلزله، به‌عنوان کنترل سازه‌ها گسترش یافته است.

کنترل سازه‌ها به معنی در نظر گرفتن سازه به‌عنوان یک سیستم دینامیکی و تغییر و تنظیم خصوصیات سازه نظیر سختی، میرایی و جرم به‌نحوی است که اثر دینامیکی نیروهای وارد بر سازه تا سطح قابل‌قبولی کاهش پیدا کند. کنترل سازه‌ها به سه شاخه اصلی غیرفعال، نیمه‌فعال و فعال تقسیم می‌شود.

در یک سیستم کنترل غیرفعال، به منبع خارجی نیرو جهت عملکرد سیستم کنترل نیازی نیست. در این حالت سیستم با استفاده از حرکت سازه، نیروهای کنترل را به وجود می‌آورد. قابل‌ذکر است که استفاده از سیستم‌های کنترل غیرفعال به‌دلیل سادگی نصب و کم‌بودن هزینه‌های اجرا و نگهداری در سازه‌های عمرانی بسیار شایع است.

ایده اضافه‌کردن یک جرم ثانویه به سازه اصلی، به‌منظور کاهش پاسخ‌های سازه اصلی ناشی از تحریک‌های دینامیکی، اولین ایده در طول تاریخ برای کنترل غیرفعال سازه‌ها است. این رویکرد متکی بر طراحی و تنظیم ابزارهای مکانیکی، متصل به جرم ثانویه شامل فنر و کمک‌فنر جهت کاهش پاسخ‌های سازه اصلی است.

فراهم<sup>۱</sup> [۱] ترکیبی از جرم و فنر را به سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک اضافه کرد. نتایج این تحقیقات نشان داد که ترکیب اضافه‌شده، قادر است تغییر مکان سازه اصلی را در محدوده فرکانسی بسیار کوچکی پیرامون فرکانس سازه اصلی به صفر برساند.

اورموندروید<sup>۲</sup> و دون هارتوگ<sup>۳</sup> [۲] به‌منظور افزایش ظرفیت ترکیب ارائه‌شده در بالا برای اتلاف انرژی جنبشی تحت تحریک نیرویی هارمونیک، یک کمک‌فنر با عملکرد موازی با فنر را به ترکیب اضافه کردند.

بعدها دون هارتوگ [۳] یک روش نیمه‌تجربی به‌منظور تنظیم پارامترهای سختی و میرایی در ترکیب ارائه‌شده جهت کمینه‌کردن تغییر مکان جرم اصلی در یک سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک پیشنهاد کرد. این روش نیمه‌تجربی مبتنی بر فرضیه نقطه ثابت است. در این فرضیه گفته شده است که تمام منحنی‌های پاسخ فرکانسی از دو نقطه ثابت می‌گذرند. موقعیت این نقاط مستقل از میرایی سیستم است. نتایج نشان داده است که بهترین پاسخ در حالتی اتفاق می‌افتد که ارتفاع این دو نقطه یکسان باشد.

امروزه این ترکیب از جرم، فنر و کمک‌فنر که به‌منظور کاهش پاسخ‌های سازه اصلی به‌خصوص در حوزه تغییر مکان به سازه اضافه شده، به‌عنوان میراگر جرمی تنظیم‌شده شناخته می‌شود.

در سازه‌های بلند فولادی به‌خصوص با سیستم باربر جانبی قاب خمشی، تنظیم سختی سازه برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی، همواره امری چالش برانگیز و کنترل‌کننده طرح است. به‌طور معمول در این شرایط طراح سازه باید با افزایش ابعاد المان‌های باربر جانبی، به‌ویژه افزایش ارتفاع تیرهای فولادی در قاب خمشی، سختی قاب خمشی را جهت کنترل تغییر مکان‌های جانبی افزایش دهد. این افزایش در ارتفاع تیرها، ارضای کنترل‌های لرزه‌ای آیین‌نامه‌ها از جمله ضابطه برش چشمه اتصال و همچنین ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی را با مشکل مواجه می‌کند. بنابراین استفاده از سختی اعضای باربر جانبی در قاب خمشی فولادی جهت تأمین سختی کافی برای سازه، منجر به افزایش ابعاد تیر و ستون و در نهایت افزایش مقدار فولاد مصرفی در پروژه می‌شود.

<sup>1</sup> Frahm

<sup>2</sup> Ormondroyd

<sup>3</sup> Den Hartog



در این صورت استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در سازه‌های فولادی با قاب خمشی موجب بهینه‌تر شدن طرح سازه‌ای می‌شود. میراگرهای جرمی تنظیم شده، معمولاً در بام سازه قرار گرفته و هنگامی که سازه تحت یک تحریک جانبی خارجی مثل تحریک زلزله قرار بگیرد، با اعمال یک نیرو در خلاف جهت تحریک اعمالی به سازه، باعث کاهش پاسخ‌های سازه به‌خصوص در حوزه تغییر مکان می‌شود. بنابراین در صورت استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در سازه‌های فولادی بلندمرتبه، می‌توان با استفاده از تیرها و ستون‌ها با ابعاد کوچک‌تر نسبت به حالت عادی، تغییر مکان‌های سازه را در محدوده مجاز آیین‌نامه کنترل کرد.

با معرفی میراگر جرمی تنظیم شده، محققان در حوزه مهندسی زلزله به بررسی عملکرد این جذب‌کننده‌های ارتعاشات دینامیکی تحت تحریک‌های پایه پرداختند. به این منظور، در این تحقیقات یک سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک پایه مورد بررسی قرار گرفته است. در این حالت چون محتوای فرکانسی تحریک نسبت به تحریک نیرویی هارمونیک بسیار غنی‌تر است، بنابراین تابع هدف نیز تغییر کرده است. در چنین وضعیتی هدف از بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی سستی، به حداقل رساندن واریانس پاسخ‌های سازه به‌خصوص در حوزه تغییر مکان است [۴ و ۵].

سازه‌ها همواره مقداری میرایی ذاتی دارند. اتلاف انرژی ورودی به سازه ناشی از تحریک خارجی در حوزه خطی رفتار، به وسیله میرایی ذاتی صورت می‌گیرد. بنابراین در مرحله بعدی از تحقیقات صورت گرفته برای میراگر جرمی تنظیم شده، محققان به بررسی سازه یک درجه آزادی با میرایی ذاتی پرداختند. با اضافه شدن میرایی ذاتی به سیستم‌های یک درجه آزادی، بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده با استفاده از روش‌های تحلیلی کاری طولانی و زمان‌بر است. در نهایت محققان با استفاده از روش‌های عددی اقدام به بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی کردند [۶-۹].

در سازه‌های چند درجه آزادی با افزایش درجات آزادی، تابع هدف به‌صورت تصاعدی بزرگ شده و با بزرگ شدن تابع هدف، بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده زمان‌بر می‌شود. محققان برای کاهش محاسبات، یک روش تقریبی اما با دقت مناسب را پیشنهاد کردند. در روش پیشنهاد شده سازه چند

درجه آزادی به یک سازه یک درجه آزادی معادل تبدیل می‌شود. در این صورت عملاً بهینه‌سازی بر روی یک سیستم یک درجه آزادی انجام می‌پذیرد. این درجه آزادی، معادل با مد ارتعاشی است که میراگر جرمی سنتی بر روی آن تنظیم شده است.

تحقیقات زیادی برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده در سازه‌های چند درجه آزادی انجام شده است. در این تحقیقات، سازه‌های مختلفی از جمله سازه‌های ساختمانی، پل‌ها، سازه‌های پوسته‌ای و ... مورد بررسی قرار گرفته‌اند. میراگر جرمی در این تحقیقات بر روی مد ارتعاشی غالب سازه، که معمولاً مد اول است، تنظیم شده است. این سازه‌ها تحت تحریک‌های خارجی، خصوصاً نیروی باد و تحریک زلزله قرار گرفته‌اند [۱۰-۱۲].

نتایج تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد با افزایش جرم میراگر جرمی، راندمان این میراگر به‌خصوص در حوزه کاهش تغییر مکان‌های سازه به‌صورت محسوس افزایش می‌یابد. از جمله محدودیت‌های استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده، تأمین نسبت جرمی کافی در هر سازه است. چرا که با افزایش نسبت جرمی، جرم مورد نیاز برای این میراگر افزایش می‌یابد. طبیعتاً با افزایش جرم میراگر مذکور در سازه، فضاهای مفید معماری کاهش یافته و همچنین نیاز به اتصالات پیچیده‌تری وجود خواهد داشت؛ در نتیجه مهم‌ترین محدودیت استفاده از میراگرهای جرمی در کاربردهای عملی، تأمین نسبت جرمی برای این میراگر به‌صورتی است که قابلیت اجرایی شدن در سازه را داشته و انطباق مناسبی با معماری پروژه داشته باشد.

راهکارهای مختلفی به‌منظور کاهش نسبت جرمی مورد نیاز میراگر جرمی و همچنین بهبود عملکرد میراگرهای جرمی سنتی در کاهش پاسخ‌های سازه ناشی از تحریک زلزله توسط محققان پیشنهاد شده است. از جمله این راهکارها می‌توان به استفاده از میراگرهای جرمی چندگانه، ترکیب سری و یا موازی دو میراگر جرمی و همچنین استفاده از کمک‌فنر با قابلیت رفتار غیرخطی در میراگرهای جرمی سنتی اشاره کرد [۱۳-۱۵].

در سال ۲۰۱۴ یک جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی جدید<sup>۱</sup> از ترکیب میراگر جرمی سنتی با المان اینرتر<sup>۲</sup> توسط **ماریان**<sup>۳</sup> و **گریس**<sup>۴</sup> [۱۶] معرفی شد. این جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی به‌علت افزایش محسوس راندمان میراگرهای جرمی سنتی به‌خصوص در حوزه کاهش نسبت جرمی مورد نیاز جذب‌کننده

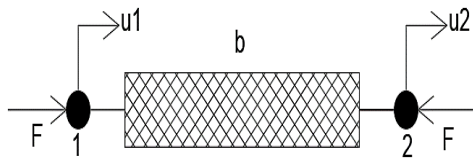
<sup>1</sup> Tuned Mass Damper Inerter

<sup>2</sup> Inerter

<sup>3</sup> Marian

<sup>4</sup> Giaralis





شکل ۱- مدل ایده آل المان اینترتر

$$F = b(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \quad (1)$$

پارامتر (b) در ادبیات فنی به عنوان ثابت المان اینترتر معرفی می شود.

سیستم های کنترل مبتنی بر استفاده از المان اینترتر قبلاً در ادبیات فنی ظاهر شده بودند، اما به طور گسترده ای پذیرفته نشدند و مورد بررسی قرار نگرفتند تا زمانی که اسمیت تعریف دقیق و جامعی را از المان اینترتر در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد کرد. وی عمدتاً بر مفهوم المان اینترتر تمرکز کرد و در تحقیقات او، سیستم های کنترل ارتعاش مبتنی بر استفاده از المان اینترتر با جزئیات مورد بحث قرار نگرفتند.

عملاً سیستم های کنترل غیرفعال، توانایی تغییر در سختی و میرایی سازه را به صورت دائمی دارند. بر این اساس سیستم های کنترل غیرفعال، خصوصیات سازه از لحاظ میرایی و سختی را به صورتی تغییر می دهند که این تغییرات باعث بهبود رفتار سازه ها در برابر تحریک های خارجی شود. هیچ یک از سیستم های کنترل سازه ها توانایی تغییر در ماتریس جرم سازه ها را ندارند.

مزیت اصلی المان اینترتر نسبت به سایر سیستم های کنترل غیرفعال، توانایی تغییر در ماتریس جرم سازه ها است. به همین دلیل استفاده از آن ها در ترکیب با سیستم های کنترل غیرفعال باعث بهبود عملکرد این سیستم ها در کنترل سازه ها شده است. محققان اخیراً تحقیقات گسترده ای در زمینه ترکیب المان اینترتر با سیستم های کنترل غیرفعال ارتعاشات انجام می دهند. به عنوان مثال یک سازه یک درجه آزادی با میرایی ذاتی در نظر گرفته شده است، این سازه شامل جرم، سختی و میرایی ذاتی است. یک المان اینترتر به این ترکیب اضافه می شود. عملاً المان اینترتر در این صورت از یک سمت به سازه یک درجه آزادی و از سمت دیگر به زمین متصل شده است. حال با توجه به اضافه شدن المان اینترتر به این ترکیب، لازم است تا معادلات تعادل برای ترکیب جدید، دوباره برقرار شود. شکل (۲) مدل

ارتعاشات دینامیکی، توجهات زیادی را به خود جلب کرده و تحقیقات زیادی در این زمینه در حال انجام است.

در تحقیقات صورت گرفته تاکنون، TMDI به سازه های چند درجه آزادی اضافه شده و عملکرد سازه تحت تحریک های خارجی از جمله نیروی باد و تحریک زلزله بررسی شده است [۱۷ و ۱۸]. همچنین عملکرد سازه های مجهز به TMDI با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز بررسی شده است [۱۹]. تحقیقاتی پیرامون ترکیب TMDI با سایر سیستم های کنترل سازه از جمله میراگرهای ویسکوز و جداسازهای لرزه ای نیز انجام شده است [۲۰ و ۲۱].

در این مقاله پیرامون بهینه سازی پارامترهای جذب کننده ارتعاشات دینامیکی با استفاده از روش بهینه سازی ازدحام ذرات، برای سیستم های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی با فرض وجود یا عدم وجود میرایی ذاتی تحت تحریک پایه بحث خواهد شد. بهینه سازی به صورتی انجام می شود که نتایج، قابلیت استفاده برای تمامی سازه ها را داشته باشد. همچنین عملکرد این جذب کننده ارتعاشات دینامیکی با میراگرهای جرمی سنتی مقایسه خواهد شد.

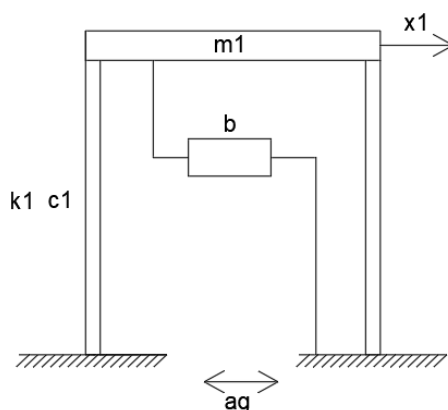
## ۲- المان اینترتر

مفهوم اینترتر ابتدا توسط اسمیت<sup>۱</sup> بر اساس قیاس نیرو-جریان بین شبکه های الکتریکی و مکانیکی پیشنهاد شد [۲۲]. نیرو، سرعت، سختی، جرم و میرایی از عوامل تأثیرگذار در شبکه های مکانیکی هستند. جریان، ولتاژ، خاصیت القایی، خازن و مقاومت از عوامل تأثیرگذار در شبکه های الکتریکی هستند. جرم و میرایی در شبکه های مکانیکی معادل با القاگر، خازن و مقاومت در شبکه های الکتریکی هستند. تمامی المان ها به جز جرم دارای دو پایانه هستند. به عبارت دیگر، جرم نمی تواند در هماهنگی کامل با خازن باشد. چراکه جرم یک المان با یک پایانه است. اما خازن یک المان با دو پایانه است.

برای تحقق کامل هماهنگی بین المان های مربوط در شبکه های مکانیکی و الکتریکی، اسمیت المان اینترتر با دو پایانه را پیشنهاد کرد که می تواند نیرویی متناسب با اختلاف شتاب ایجاد شده در دو پایانه خود تولید کند. در شکل (۱) مدل ساده شده المان اینترتر با فرض رفتار خطی برای این المان معرفی شده است.

<sup>۱</sup> Smith

جرم متمرکز یک سازه یک درجه آزادی در ترکیب با المان اینترتر را نشان می‌دهد.



شکل ۲- سازه یک درجه آزادی دارای میرایی ذاتی، تحت تحریک پایه همراه با المان اینترتر

$$(m_1 + b) \ddot{x}_1 + c_1(\dot{x}_1) + k_1(x_1) = -m_1 \ddot{x}_g \quad (2)$$

عملاً المان اینترتر می‌تواند ثابتی بین ۶۰ تا ۲۰۰ برابر وزن خود تولید کند. اگر فرض کنیم وزن المان اینترتر ۱۰۰ کیلوگرم باشد، ثابت این المان می‌تواند بین ۶۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰ کیلوگرم باشد. بنابراین این ثابت در اختلاف شتاب ایجادشده در دو پایانه المان اینترتر ضرب شده و نیروی تولیدی توسط این المان محاسبه می‌شود. با توجه به خصوصیات این المان، می‌توان گفت که نیروی ایجادشده توسط آن، در ماتریس جرم سازه‌ها تغییراتی ایجاد می‌کند.

در سازه یک درجه آزادی مورد نظر، اضافه‌کردن این المان به سیستم باعث می‌شود که ثابت المان با جرم سازه جمع شود. بنابراین جرم سیستم به صورت مجازی افزایش پیدا می‌کند. با افزایش جرم به صورت مجازی، فرکانس سیستم کاهش پیدا کرده و زمان تناوب آن افزایش می‌یابد. در این صورت چون جرم سیستم به طور مجازی افزایش یافته، نیروی ورودی به سازه تحت تحریک پایه تغییری نمی‌کند. به دلیل این ویژگی منحصر به فرد، از این المان در ترکیب با جرم، فنر و کمک‌فنر به منظور کنترل غیرفعال سازه‌ها استفاده شده است.

### ۳- الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات

در دهه‌های اخیر هم‌زمان با مطرح‌شدن مسائل بهینه‌سازی جدید، روش‌های نوین بهینه‌سازی ابداع شدند. مهم‌ترین گروه از این روش‌ها، روش‌های تکاملی می‌باشند که توانایی حل مسائل با ابعاد بزرگ و تعداد متغیرهای زیاد را دارا هستند. این روش‌ها مبتنی بر پدیده‌های طبیعی بوده و سعی در قانون‌مند کردن روند جستجوی تصادفی با این قوانین دارند. از جمله مطرح‌ترین این روش‌ها می‌توان به الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات<sup>۱</sup> اشاره کرد. این الگوریتم یک روش بهینه‌سازی تصادفی مبتنی بر ازدحام است که در سال ۱۹۹۵ توسط کندی<sup>۲</sup> و ابرهارت<sup>۳</sup> پیشنهاد شده است [۲۳] که رفتارهای اجتماعی حیوانات و جانوران از جمله پرندگان، ماهی‌ها و سایر جانورانی که به صورت جمعی فعالیت می‌کنند را شبیه‌سازی می‌کند.

در مقایسه با سایر الگوریتم‌های تکاملی مثل الگوریتم ژنتیک و بهینه‌سازی کلونی مورچه‌ها، الگوریتم ازدحام ذرات دارای ویژگی‌های برتری نظیر اجرای آسان‌تر، تنظیم پارامترهای کم‌تر و سرعت همگرایی بیشتر می‌باشد.

در الگوریتم ازدحام ذرات تعدادی از موجودات زنده وجود دارند، که آن‌ها ذره نامیده می‌شوند و در فضای جستجوی پاسخ بهینه پخش شده‌اند. هر ذره مقدار تابع هزینه را در موقعیتی از فضا که در آن قرار گرفته است، محاسبه می‌کند. سپس با استفاده از ترکیب اطلاعات محل فعلی‌اش و بهترین محلی که قبلاً در آن بوده است و همچنین اطلاعات یک یا چند ذره از بهترین ذرات موجود در جمعیت، جهتی را برای حرکت انتخاب می‌کند. پس از انجام حرکت جمعی، این مرحله از الگوریتم به پایان می‌رسد. این مراحل چندین بار تکرار می‌شوند تا آن که جواب بهینه به دست آید. در این پژوهش به منظور بهینه‌سازی پارامترهای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی از الگوریتم ازدحام ذرات استفاده شده است.

### ۴- بهینه‌سازی پارامترهای TMDI در ترکیب با سازه‌های

#### یک درجه آزادی تحت تحریک پایه

در تحقیقات انجام‌شده تاکنون توسط محققان برای ترکیب میراگر جرمی سنتی با المان اینترتر، بهینه‌سازی متمرکز بر مطالعه موردی بوده است. در تحقیقات صورت گرفته، یک سازه شاخص در نظر گرفته شده و برای آن سازه، معادلات تعادل دینامیکی

<sup>1</sup> PSO

<sup>2</sup> Kennedy

<sup>3</sup> Eberhart

در شکل (۳)، (M) معرف جرم، (C) میرایی، (K) سختی و (b) ثابت جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی است. در ادامه پارامترهای مورد نیاز برای بهینه‌سازی معرفی شده است.

(۳) درصد میرایی سازه اصلی

$$\xi_s = \frac{c_s}{2m_s w_s}$$

(۴) درصد میرایی بهینه TMDI

$$\xi_1 = \frac{c_1}{2(m_1+b)w_s}$$

(۵) فرکانس سازه اصلی

$$w_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$$

(۶) فرکانس بهینه TMDI

$$w_1 = \sqrt{\frac{k_1}{(m_1+b)}}$$

(۷) نسبت فرکانس TMDI در حالت بهینه به فرکانس سازه اصلی

$$f_1 = \frac{w_1}{w_s}$$

(۸) نسبت جرم TMDI به جرم سازه اصلی

$$\mu = \frac{m_1}{m_s}$$

(۹) نسبت ثابت TMDI به جرم اصلی

$$\beta = \frac{b}{m_s}$$

سپس معادلات تعادل دینامیکی برای سیستم مورد نظر برقرار شده است.

$$(m_1 + b) \ddot{x}_1 + c_1(\dot{x}_1 - \dot{x}_s) + k_1(x_1 - x_s) = -m_1 \ddot{x}_g \quad (10)$$

$$m_s \ddot{x}_s + c_s \dot{x}_s + c_1(\dot{x}_s - \dot{x}_1) + k_s x_s + k_1 = -m_s \ddot{x}_g \quad (11)$$

حال با توجه به پارامترهای تعریف شده، معادلات تعادل دینامیکی به شکل ساده‌تری تبدیل شده است.

$$(\mu + \beta) \ddot{x}_1 + 2 \xi_1 (\mu + \beta) f_1 w_s (\dot{x}_1 - \dot{x}_s) + f_1^2 w_s^2 (\mu + \beta) (x_1 - x_s) = -\mu \ddot{x}_g \quad (12)$$

$$(x_1 - x_s) = -\mu \ddot{x}_g$$

$$\ddot{x}_s + 2 \xi_s w_s \dot{x}_s + 2 \xi_1 (\mu + \beta) f_1 w_s (\dot{x}_s - \dot{x}_1) + w_s^2 x_s + f_1^2 w_s^2 = -\ddot{x}_g \quad (13)$$

$$(\mu + \beta)(x_s - x_1) = -\ddot{x}_g$$

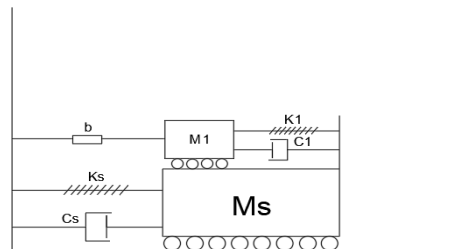
اکنون فرض شده است که تحریک پایه، یک تحریک هارمونیک با فرکانس مشخص است. بنابراین با این فرض، سایر پاسخ‌های سیستم به دست آمده است.

$$\ddot{x}_g = e^{i\omega t} \quad (14)$$

برقرار شده است. سپس با توجه به تابع هدف مورد نظر، تابع تبدیل مناسب برای سازه شاخص به دست آمده است. حال با توجه به تابع تبدیل به دست آمده، تابع هدف مناسب تشکیل شده و بهینه‌سازی صورت گرفته است. بنابراین نتایج حاصله، مخصوص سازه شاخص بوده و قابلیت تعمیم به تمامی سازه‌ها را ندارد.

تاکنون توسط محققان برای ترکیب میراگر جرمی سنتی با المان اینترتر، بهینه‌سازی به صورتی که قابل تعمیم برای تمامی سازه‌ها باشد، انجام نشده است. این نوع بهینه‌سازی برای میراگر جرمی سنتی، توسط محققان زیادی صورت گرفته است. در این پژوهش بهینه‌سازی به نحوی انجام شده که نتایج قابل استفاده برای تمام سازه‌ها از جمله سازه‌های فولادی باشد. عملاً می‌توان با داشتن مشخصات ذاتی سازه از جمله اشکال مودی، فرکانس‌های سازه، جرم‌های مودی و استفاده از نتایج بهینه‌سازی در این پژوهش، پارامترهای بهینه برای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی اضافه‌شده به سازه را محاسبه کرد.

نتایج تحقیقات صورت گرفته تاکنون در این زمینه نشان داده است که عملکرد TMDI کاملاً وابسته به محل قرارگیری المان اینترتر در سازه است. در صورت اضافه شدن میراگر جرمی تنظیم شده به یک سازه، اتلاف انرژی توسط تغییر مکان نسبی بین ترازوی که میراگر جرمی به آن متصل است و جرم میراگر جرمی صورت می‌گیرد. چنانچه به میراگر جرمی تنظیم شده، المان اینترتر اضافه شود و این المان بین میراگر جرمی و ترازوی که میراگر به آن متصل است قرار بگیرد، مکانیزم اتلاف انرژی خراب شده و جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی باعث تشدید پاسخ‌ها خواهد شد. بنابراین برای عملکرد مطلوب TMDI در سازه‌ها، المان اینترتر باید به ترازوی متفاوت از ترازوی که میراگر جرمی به آن متصل است، اتصال پیدا کند. در سازه‌های یک درجه آزادی به‌منظور کارایی مناسب TMDI، المان اینترتر باید بین زمین و میراگر جرمی قرار بگیرد. شکل (۳) مدل جرم متمرکز یک سازه یک درجه آزادی در ترکیب با TMDI را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مدل جرم متمرکز سازه یک درجه آزادی در ترکیب با TMDI

$$B = -4i^2r^2\xi_1\xi_s f_1 + 2\beta ir^3\xi_1 f_1 + \quad (31)$$

$$2i\mu r^3\xi_1 f_1 - 2ir\xi_s f_1^2 + \beta r^2 f_1^2 +$$

$$2ir^3\xi_1 f_1 - 2ir\xi_1 f_1 + \mu r^2 f_1^2 +$$

$$2ir^3\xi_s + r^2 f_1^2 - f_1^2 - r^4 + r^2$$

محتوای فرکانسی تحریک از نوع ارتعاش سفید در نظر گرفته شده است. سپس با توجه به تابع تبدیل، تابع هدف مناسب به دست آمده است.

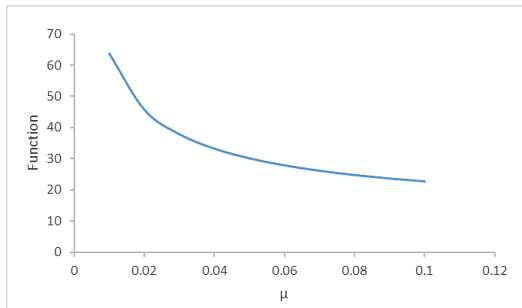
$$\frac{\sigma_s^2 w_s^3}{s_0} = \int_{-\infty}^{\infty} |H_r|^2 dr \quad (32)$$

پس از به دست آمدن تابع هدف، باید آن را بهینه سازی کرد. روش های مختلفی برای بهینه سازی توابع هدف وجود دارد. در این تحقیق با توجه به شرایط موجود، از الگوریتم بهینه سازی ازدحام ذرات استفاده شده است. بهینه سازی به ازای مقادیر مختلف  $\beta$ ،  $\mu$  و  $\xi_s$  انجام شده است. در ادامه تعدادی از نتایج ارائه شده است.

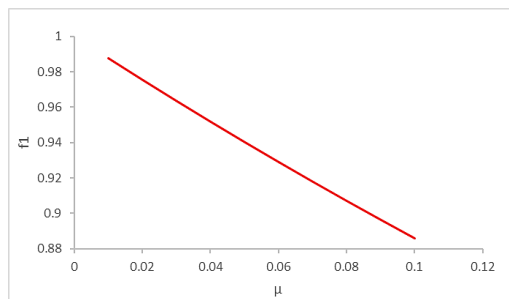
#### ۴-۱- بهینه سازی پارامترهای جذب کننده ارتعاشات دینامیکی

با فرض  $\mathbf{b}=0$  و  $\mathbf{c}_s=0$

با این فرض پارامترهای میراگر جرمی سنتی، اضافه شده به یک سازه یک درجه آزادی و فاقد میرایی ذاتی، بهینه شده است.



شکل ۴- مقدار بهینه شده تابع هدف به ازای نسبت های جرمی مختلف



شکل ۵- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به ازای نسبت های جرمی مختلف

$$x_s = H_s e^{i\omega t} \quad (15)$$

$$\dot{x}_s = i\omega H_s e^{i\omega t} \quad (16)$$

$$\ddot{x}_s = -\omega^2 H_s e^{i\omega t} \quad (17)$$

$$x_1 = H_1 e^{i\omega t} \quad (18)$$

$$\dot{x}_1 = i\omega H_1 e^{i\omega t} \quad (19)$$

$$\ddot{x}_1 = -\omega^2 H_1 e^{i\omega t} \quad (20)$$

سپس دستگاه معادلات دینامیکی تشکیل شده و با توجه به آن تابع تبدیل مناسب به دست آمده است.

$$A H_1 + B H_s = -\mu \quad (21)$$

$$B H_1 + C H_s = -1 \quad (22)$$

$$A = -(\mu + \beta)\omega^2 + f_1^2 w_s^2 (\mu + \beta) + 2\xi_1 (\mu + \beta) f_1 w_s \omega i \quad (23)$$

$$B = -f_1^2 w_s^2 (\mu + \beta) - 2\xi_1 (\mu + \beta) f_1 w_s \omega i \quad (24)$$

$$C = -\omega^2 + 2\xi_s w_s \omega i + 2\xi_1 (\mu + \beta) f_1 w_s \omega i + w_s^2 \quad (25)$$

$$+ f_1^2 w_s^2 (\mu + \beta)$$

با حل دستگاه معادلات، تابع تبدیل تغییر مکان سازه اصلی به دست آمده است.

$$H_s = \frac{A}{B} \quad (26)$$

$$A = 2\xi_1 f_1 w_s \omega i \mu + 2i\omega \xi_1 f_1 w_s + f_1^2 w_s^2 \mu + f_1^2 w_s^2 - \omega^2 \quad (27)$$

$$B = -4i^2 \omega^2 \xi_1 \xi_s f_1 w_s^2 + 2\beta i\omega^3 \xi_1 f_1 w_s + \quad (28)$$

$$2i\mu \omega^3 \xi_1 f_1 w_s - 2i\omega \xi_s f_1^2 w_s^3 + \beta \omega^2 f_1^2 w_s^2 +$$

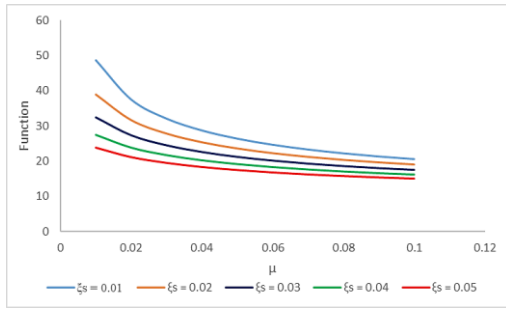
$$2i\omega^3 \xi_1 f_1 w_s - 2i\omega \xi_1 f_1 w_s^3 + \mu \omega^2 f_1^2 w_s^2 +$$

$$2i\omega^3 \xi_s w_s + \omega^2 f_1^2 w_s^2 - f_1^2 w_s^4 - \omega^4 + \omega^2 w_s^2$$

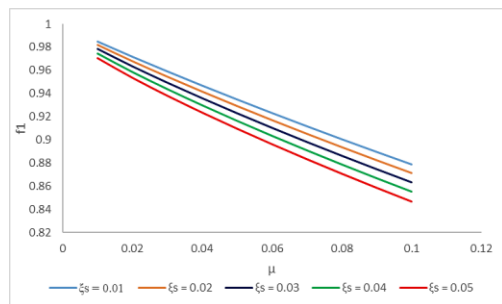
سپس تابع تبدیل به دست آمده به صورت بدون بعد تبدیل شده است.

$$H_r = \frac{A}{B} = \frac{x_s w^2}{\ddot{x}_g} \quad (29)$$

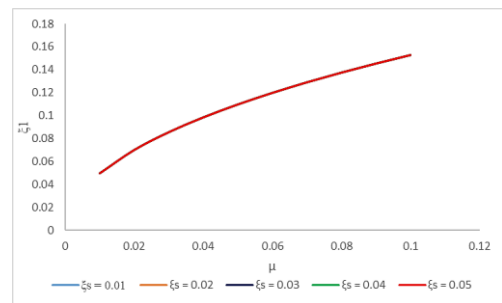
$$A = 2\xi_1 f_1 r i \mu + 2ir\xi_1 f_1 + f_1^2 \mu + f_1^2 - r^2 \quad (30)$$



شکل ۷- مقدار بهینه شده تابع هدف به ازای نسبت های جرمی و درصد های میرایی مختلف سازه اصلی



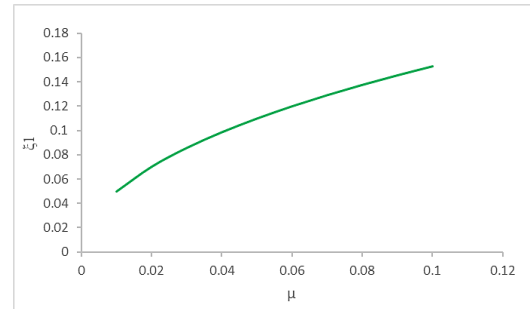
شکل ۸- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به ازای نسبت های جرمی و درصد های میرایی مختلف سازه اصلی



شکل ۹- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای نسبت های جرمی و درصد های میرایی مختلف سازه اصلی

با توجه به نتایج به دست آمده در شکل های (۴) الی (۹)، می توان به موارد زیر اشاره کرد.

- با افزایش نسبت جرمی برای میراگر جرمی سنتی، مقدار تابع هدف کاهش می یابد. این کاهش به معنای افزایش راندمان میراگر جرمی و کاهش بیش تر واریانس پاسخ سازه اصلی به خصوص در حوزه تغییر مکان است.
- با افزایش نسبت جرمی برای میراگر جرمی سنتی، فرکانس مورد نیاز برای میراگر جرمی به منظور رسیدن به پاسخ بهینه، کاهش می یابد.



شکل ۶- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای نسبت های جرمی مختلف

جهت اطمینان از صحت معادلات تعادل دینامیکی برقرار شده برای سیستم، تابع هدف تشکیل شده برای بهینه سازی و همچنین صحت نتایج به دست آمده از روش الگوریتم ازدحام ذرات، نتایج این بخش با تحقیقات صورت گرفته توسط سایر محققان در زمینه بهینه سازی پارامترهای میراگر جرمی سنتی به وسیله الگوریتم ازدحام ذرات [۲۳]، مقایسه شده است. با مقایسه نتایج، می توان گفت که هیچ تفاوتی بین آن ها وجود ندارد. در جدول (۱) بخشی از نتایج حاصل از تحقیقات قبلی ارائه شده است.

جدول ۱- پارامترهای بهینه شده میراگر جرمی تنظیم شده در تحقیقات قبلی

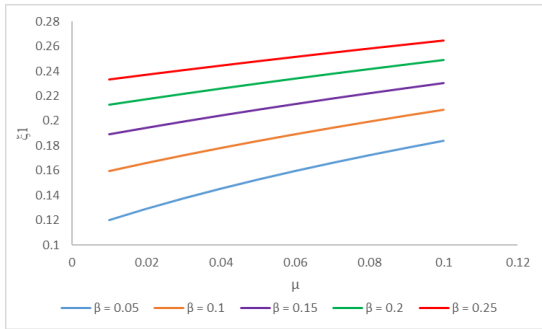
| $\xi_1$ | $f_1$ | Function | $\xi_s$ | $\mu$ |
|---------|-------|----------|---------|-------|
| ۰/۰۴۹   | ۰/۹۸  | ۶۳/۶۶    | ۰       | ۰/۰۱  |
| ۰/۰۷۰   | ۰/۹۷  | ۴۵/۶۳    | ۰       | ۰/۰۲  |
| ۰/۰۸۵   | ۰/۹۶  | ۳۷/۷۵    | ۰       | ۰/۰۲  |
| ۰/۰۹۸   | ۰/۹۵  | ۳۳/۱۳    | ۰       | ۰/۰۴  |
| ۰/۱۰۹   | ۰/۹۴  | ۳۰/۰۲    | ۰       | ۰/۰۵  |
| ۰/۱۱۹   | ۰/۹۲  | ۲۷/۷۶    | ۰       | ۰/۰۶  |
| ۰/۱۲۹   | ۰/۹۱  | ۲۶/۰۴    | ۰       | ۰/۰۷  |
| ۰/۱۳۷   | ۰/۹۰  | ۲۴/۶۶    | ۰       | ۰/۰۸  |
| ۰/۱۴۵   | ۰/۸۹  | ۲۳/۵۵    | ۰       | ۰/۰۹  |
| ۰/۱۵۲   | ۰/۸۸  | ۲۲/۶۲    | ۰       | ۰/۱   |

#### ۲-۴- بهینه سازی پارامترهای جذب کننده ارتعاشات

##### دینامیکی با فرض $b=0$

با این فرض پارامترهای میراگر جرمی سنتی، اضافه شده به یک سازه یک درجه آزادی و دارای میرایی ذاتی، بهینه شده است.

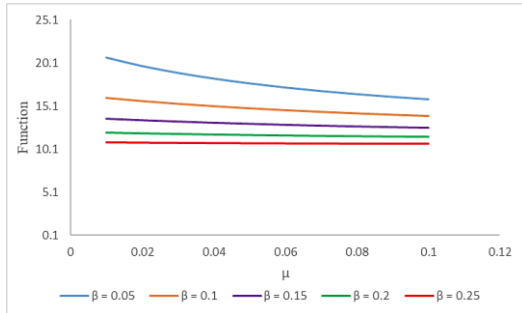




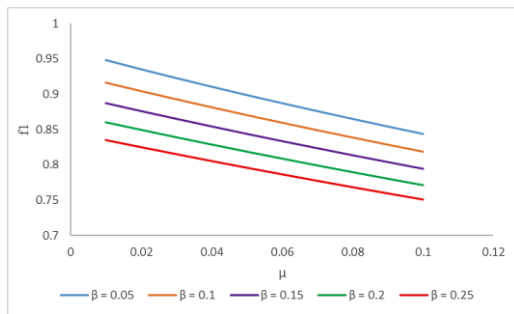
شکل ۱۲- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به‌ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی

#### ۴-۴- بهینه‌سازی پارامترهای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی

با این فرض پارامترهای میراگر جرمی سنتی در ترکیب با اینترتر، اضافه‌شده به یک سازه یک درجه آزادی و با میرایی ذاتی، بهینه می‌شود.



شکل ۱۳- مقدار بهینه‌شده تابع هدف به‌ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۲ برای سازه اصلی

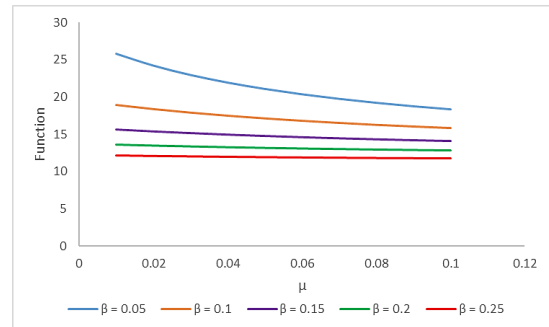


شکل ۱۴- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به‌ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۲ برای سازه اصلی

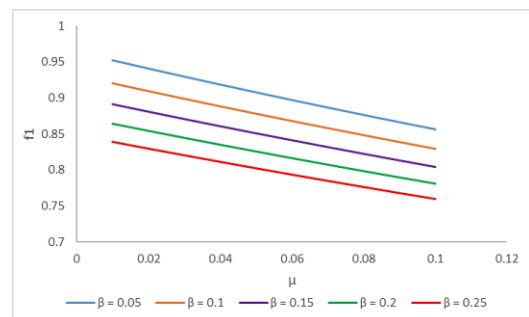
- با افزایش نسبت جرمی برای میراگر جرمی سنتی، درصد میرایی مورد نیاز برای میراگر جرمی به‌منظور رسیدن به پاسخ بهینه، افزایش می‌یابد.
- به‌ازای یک نسبت جرمی ثابت و با افزایش درصد میرایی سازه اصلی، مقدار تابع هدف و مقدار فرکانس مورد نیاز برای میراگر جرمی کاهش می‌یابد.
- همچنین درصد میرایی مورد نیاز برای میراگر جرمی ثابت بوده و حساسیتی به تغییرات درصد میرایی سازه اصلی ندارد.

#### ۴-۳- بهینه‌سازی پارامترهای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی با فرض $C_s=0$

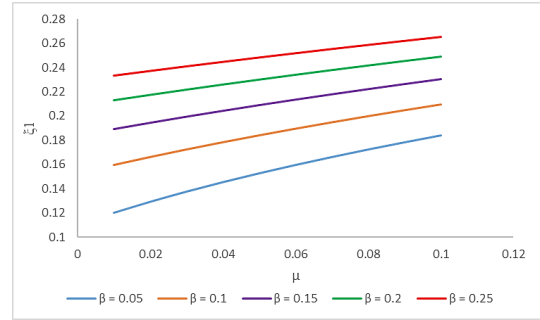
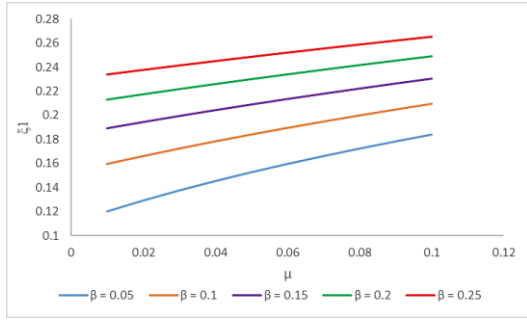
با این فرض پارامترهای میراگر جرمی سنتی در ترکیب با اینترتر، اضافه‌شده به یک سازه یک درجه آزادی و بدون میرایی ذاتی، بهینه می‌شود.



شکل ۱۰- مقدار بهینه‌شده تابع هدف به‌ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی



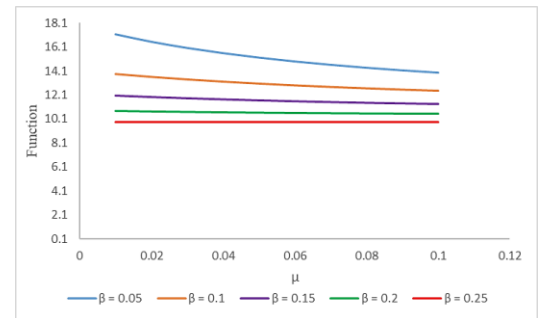
شکل ۱۱- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به‌ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی



شکل ۱۵- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۲ برای سازه اصلی

شکل ۱۸- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۴ برای سازه اصلی با توجه به نتایج به دست آمده در شکل‌های (۱۰) الی (۱۸)، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

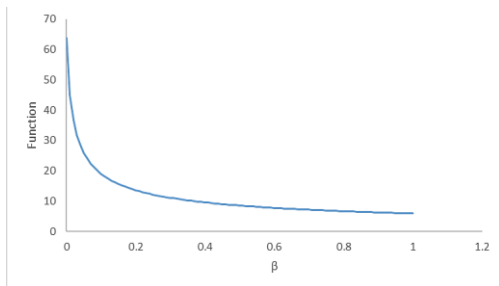
- به ازای یک نسبت جرمی ثابت و با افزایش ثابت المان اینترتر که منجر به افزایش پارامتر  $\beta$  می‌شود، مقدار تابع هدف کاهش می‌یابد.
- به ازای یک نسبت جرمی ثابت و با افزایش ثابت المان اینترتر، نسبت فرکانسی TMDI برای رسیدن به پاسخ بهینه کاهش می‌یابد.
- به ازای یک نسبت جرمی ثابت و با افزایش ثابت المان اینترتر، درصد میرایی TMDI برای رسیدن به پاسخ بهینه افزایش می‌یابد.
- به ازای نسبت جرمی ثابت و به ازای ثابت المان اینترتر مشخص، با افزایش درصد میرایی جرم اصلی، مقدار تابع هدف کاهش می‌یابد.



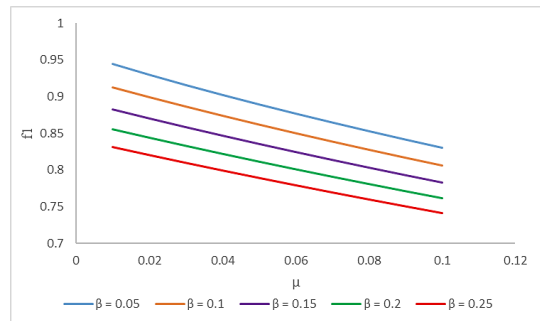
شکل ۱۶- مقدار بهینه شده تابع هدف به ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۴ برای سازه اصلی

#### ۴-۵- مقایسه بین میراگر جرمی ستی و TMDI در سیستم‌های یک درجه آزادی

در شکل (۱۹) نحوه تغییرات تابع هدف با  $\beta$  به ازای یک نسبت جرمی و درصد میرایی ثابت نشان داده شده است.



شکل ۱۹- مقدار بهینه شده تابع هدف به ازای  $\beta$  مختلف برای نسبت جرمی یک و درصد میرایی صفر برای سازه اصلی



شکل ۱۷- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به ازای نسبت‌های جرمی و  $\beta$  مختلف سازه اصلی و درصد میرایی ۴ برای سازه اصلی

اینترتر می‌توان با یک نسبت جرمی کم‌تر برای میراگر جرمی، به سطح عملکرد مناسبی رسید.  
در جدول (۲) مقایسه عددی بین مقادیر تابع هدف به‌ازای حالت‌های مختلف صورت گرفته است.

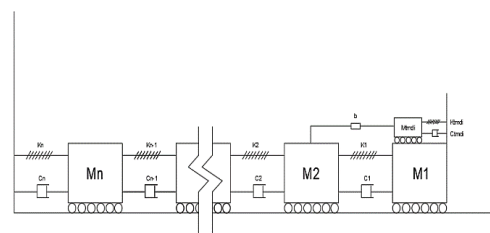
با توجه به نتایج به‌دست‌آمده می‌توان گفت اضافه‌کردن المان اینترتر به میراگر جرمی تنظیم‌شده در سازه‌های یک درجه آزادی به‌صورت محسوسی راندمان میراگر جرمی را افزایش می‌دهد. در این سازه‌ها چون المان اینترتر بین میراگر جرمی و زمین قرار می‌گیرد، می‌توان گفت جرم این میراگر به‌صورت مجازی افزایش می‌یابد. این درحالی است که نیروی ورودی به سازه تحت تحریک پایه تغییری نخواهد داشت. بنابراین با اضافه‌کردن المان

جدول ۲- مقدار تابع هدف برای TMDI اضافه‌شده به سازه یک درجه آزادی با درصد میرایی دو برای سازه اصلی

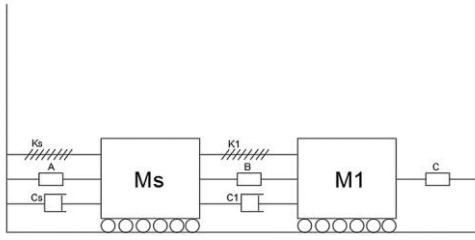
| $\mu$ | $\beta$ | مقدار تابع هدف | درصد کاهش تابع هدف نسبت به میراگر جرمی تنظیم شده |
|-------|---------|----------------|--|
| ۰/۰۱  | ۰       | ۳۹/۸۶          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۲۰/۶۸          | ۴۸   |
|       | ۰/۱۰    | ۱۶/۰۵          | ۵۹   |
|       | ۰/۱۵    | ۱۳/۶۲          | ۶۵   |
|       | ۰/۲۰    | ۱۲/۰۴          | ۶۹   |
| ۰/۰۳  | ۰       | ۲۷/۷۸          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۱۸/۹۲          | ۳۱   |
|       | ۰/۱۰    | ۱۵/۳۷          | ۴۴   |
|       | ۰/۱۵    | ۱۳/۳۰          | ۵۲   |
|       | ۰/۲۰    | ۱۱/۸۸          | ۵۷   |
| ۰/۰۵  | ۰       | ۲۳/۵۱          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۱۷/۷۱          | ۲۴   |
|       | ۰/۱۰    | ۱۴/۸۵          | ۳۶   |
|       | ۰/۱۵    | ۱۳/۰۴          | ۴۴   |
|       | ۰/۲۰    | ۱۱/۷۶          | ۴۹   |

برای تأثیر المان اینترتر در بهبود رفتار میراگر جرمی سستی، این المان در سازه‌های چند درجه آزادی باید به تراز متفاوت از محل نصب میراگر جرمی، متصل شود. در این بخش از تحقیق فرض می‌شود که جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی بر روی بام سازه قرار گرفته و المان اینترتر به یک تراز پایین‌تر از بام سازه متصل است. همچنین می‌توان گفت که در این قسمت، فرض بر آن است که جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی به‌منظور کاهش پاسخ‌های سازه بر روی مد اول سازه تنظیم شود.  
با توجه به نکات گفته‌شده، معادلات تعادل دینامیکی برای این سیستم برقرار شده است.

#### ۵- بهینه‌سازی پارامترهای TMDI در ترکیب با سازه‌های چند درجه آزادی تحت تحریک پایه



شکل ۱۹- مدل جرم متمرکز سازه چند درجه آزادی در ترکیب با TMDI



شکل ۲۰- سیستم یک درجه آزادی معادل برای سازه چند درجه آزادی همراه با جذب کننده ارتعاشات دینامیکی

$$A = b\Delta\varphi(1 - \Delta\varphi) \quad (35)$$

$$B = b(1 - \Delta\varphi) \quad (36)$$

$$C = b\Delta\varphi \quad (37)$$

معادلات تعادل دینامیکی برای سیستم تشکیل شده است.

$$(m_1 + b)\ddot{x}_1 - b(1 - \Delta\varphi)\ddot{x}_s + c_1(\dot{x}_1 - \dot{x}_s) + k_1(x_1 - x_s) = -m_1\ddot{x}_g \quad (38)$$

$$(m_s + b(1 - \Delta\varphi)^2)\ddot{x}_s - b(1 - \Delta\varphi)\ddot{x}_1 + c_s\dot{x}_s + c_1(\dot{x}_s - \dot{x}_1) + k_sx_s + k_1(x_s - x_1) = -m_s\ddot{x}_g \quad (39)$$

با توجه به روابط (۳) الی (۹)، معادلات تعادل دینامیکی به شکل ساده تری تبدیل شده است.

$$(\mu + \beta)\ddot{x}_1 - \beta(1 - \Delta\varphi)\ddot{x}_s + 2\xi_1(\mu + \beta)f_1w_s(\dot{x}_1 - \dot{x}_s) + f_1^2w_s^2(x_1 - x_s) = -\mu\ddot{x}_g \quad (40)$$

$$(1 + \beta(1 - \Delta\varphi)^2)\ddot{x}_s - \beta(1 - \Delta\varphi)\ddot{x}_1 + 2\xi_s w_s \dot{x}_s + 2\xi_1(\mu + \beta)f_1w_s(\dot{x}_s - \dot{x}_1) + k_sx_s + f_1^2w_s^2(x_s - x_1) = -\lambda\ddot{x}_g \quad (41)$$

با فرض این که تحریک پایه، یک تحریک هارمونیک با فرکانس مشخص است پاسخهای سیستم مشابه با روابط (۱۴) الی (۲۰) به دست می آید. سپس دستگاه معادلات دینامیکی به صورتی که بتوان تابع تبدیل مناسب را به دست آورد تشکیل شده است.

$$AH_1 + BH_s = -\mu \quad (42)$$

$$BH_1 + CH_s = -\lambda \quad (43)$$

$$A = -(\mu + \beta)w^2 + f_1^2w_s^2(\mu + \beta) + 2\xi_1(\mu + \beta)f_1w_swi \quad (44)$$

$$B = \beta(1 - \Delta)w^2 - f_1^2w_s^2(\mu + \beta) - 2\xi_1(\mu + \beta)f_1w_swi \quad (45)$$

$$C = (-1 - \beta(1 - \Delta)^2)w^2 + 2\xi_s w_s wi + 2\xi_1(\mu + \beta)f_1w_swi + w_s^2 + f_1^2w_s^2(\mu + \beta) \quad (46)$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\tau\ddot{u}_g + B_k b(\ddot{u}_{tmd1} - \ddot{u}_k) + B_j (c_{tmd1}(\dot{u}_{tmd1} - \dot{u}_j) + k_{tmd1}(u_{tmd1} - u_j)) \quad (33)$$

$$m_{tmd1}\ddot{u}_{tmd1} = -m_{tmd1}\ddot{u}_g - b(\ddot{u}_{tmd1} - \ddot{u}_k) - (c_{tmd1}(\dot{u}_{tmd1} - \dot{u}_j) + k_{tmd1}(u_{tmd1} - u_j)) \quad (34)$$

در معادلات (۳۳) و (۳۴)، (M)، (C) و (K) به ترتیب ماتریس های جرم، میرایی و سختی سازه اصلی هستند. همچنین باید گفت که (τ)، (B<sub>k</sub>) و (B<sub>j</sub>) به ترتیب ماتریس های واحد، تخصیص نیروی اینترتر و تخصیص نیروی فنر و نیروی کمک فنر هستند. حال با توجه به این که هدف از بهینه سازی جذب کننده ارتعاشات دینامیکی، کنترل تنها یک مد از سازه است، سازه به یک سازه یک درجه آزادی تبدیل می شود.

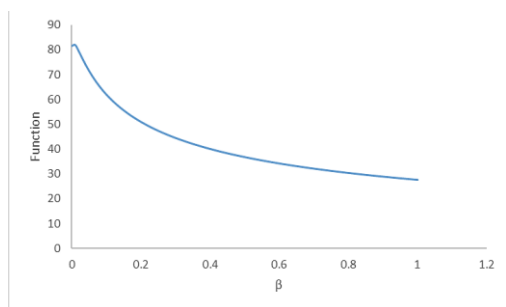
در سازه های چند درجه آزادی می توان بردار تغییر مکان u را به صورت  $u(t) = \varphi u_j(t)$  تقریب زد. می توان گفت (φ) شکل یک مد ارتعاشی خاص از سازه چند درجه آزادی است که به گونه ای نرمال شده است تا در تراز j،  $\varphi_j = 1.0$  باشد. همچنین (u<sub>j</sub>) تغییر مکان سازه در تراز j است. شکل مد ارتعاشی φ باید شرایط مرزی سازه از لحاظ تغییر مکان را ارضا کند. بنابراین با توجه به این مورد می توان سازه های چند درجه آزادی در ترکیب با TMDI را به یک سازه دو درجه آزادی معادل تبدیل کرد. در شکل (۲۰) مدل دو درجه آزادی معادل برای ترکیب سازه های چند درجه آزادی با TMDI معرفی شده است. مدل ارائه شده در شکل (۲۰)، یک مدل سازی ریاضی برای حل مسئله است.

در شکل (۲۰) Ms نماینده سازه چند درجه آزادی است. به صورتی که جرم، سختی و میرایی معادل برای سازه چند درجه آزادی برابر است با  $M_s = \varphi^T M \varphi$ ،  $K_s = \varphi^T K \varphi$  و  $C_s = \varphi^T C \varphi$ .

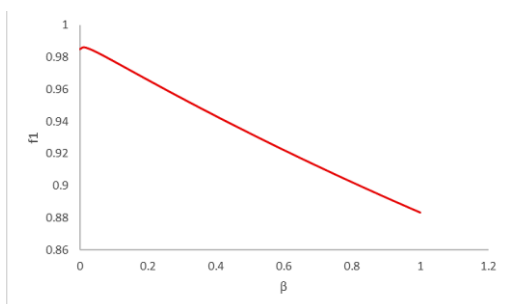
در شکل (۲۰) M1 نماینده جرم جذب کننده ارتعاشات دینامیکی است که با یک فنر با سختی K1، یک کمک فنر با میرایی C1 و یک اینترتر با ثابت  $b(1 - \Delta\varphi)$  به جرم اصلی متصل شده است. همچنین این جرم با یک المان اینترتر با ثابت  $b\Delta\varphi$  به زمین متصل شده و جرم اصلی نیز با یک المان اینترتر با ثابت  $b\Delta\varphi(\Delta\varphi - 1)$  به زمین متصل شده است. همچنین  $\Delta\varphi$  به عنوان اختلاف بین تغییر مکان سازه در تراز نصب میراگر جرمی و تراز نصب المان اینترتر در سازه تعریف می شود.

برابر با ۱۶/۹ ton و درصد میرایی برای این مد از سازه برابر با ۲ است.

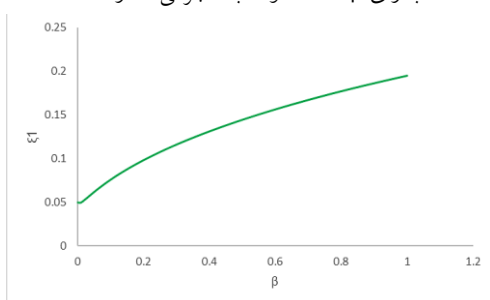
جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی مورد نظر به سازه اضافه می‌شود. هدف از اضافه کردن این سیستم کنترل غیرفعال به سازه، کنترل مد اول سازه و کاهش پاسخ‌های سازه به‌خصوص در حوزه تغییر مکان است. بنابراین پارامترهای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی با هدف کنترل مد اول سازه، بهینه می‌شود.



شکل ۲۲- مقادیر بهینه‌شده تابع هدف به‌ازای beta مختلف و نسبت جرمی ۱ درصد



شکل ۲۳- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به‌ازای beta مختلف و نسبت جرمی ۱ درصد



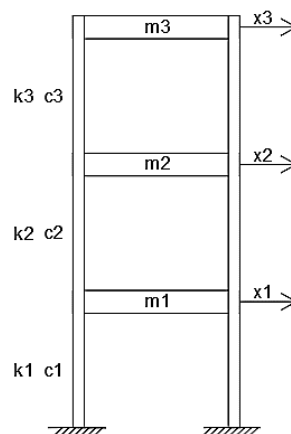
شکل ۲۴- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به‌ازای beta مختلف و نسبت جرمی ۱ درصد

محتوای فرکانسی تحریک از نوع ارتعاش سفید در نظر گرفته شده است. سپس با توجه به تابع تبدیل، تابع هدف مناسب به‌دست آمده است.

$$\frac{\sigma_x^2 w_s^2}{s_0} = \int_{-\infty}^{\infty} |H_r|^2 dr \quad (47)$$

## ۶- مطالعه عددی برای بهینه‌سازی پارامترهای TMDI در

ترکیب با سازه‌های چند درجه آزادی تحت تحریک پایه یک سازه سه طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی را در نظر گرفته و جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی مورد نظر به بام سازه اضافه شده است. سپس پارامترهای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی بهینه‌سازی شده‌اند. در شکل (۲۱) مدل جرم متمرکز سازه سه طبقه فولادی ارائه شده و در جدول (۳) مشخصات سازه‌ای برای سازه سه طبقه فولادی آورده شده است.

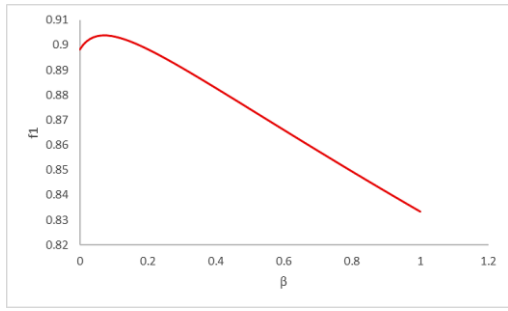


شکل ۲۱- مدل جرم متمرکز سازه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

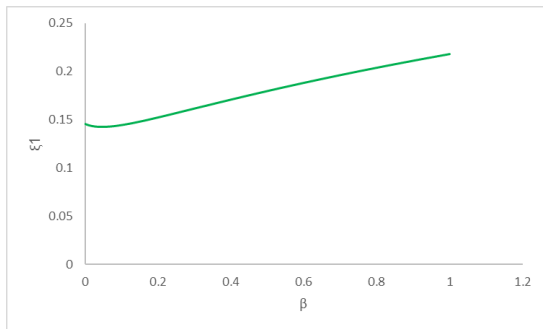
جدول ۳- مشخصات سازه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

| X | M (ton) | K (kN/m) | C (Ns/m) |
|---|---------|----------|----------|
| ۱ | ۲۰      | ۳۵۰۰     | ۲۱۹۸۰    |
| ۲ | ۱۵      | ۲۵۰۰     | ۱۵۶۷۰    |
| ۳ | ۱۰      | ۱۰۰۰     | ۶۲۸۰     |

با توجه به اطلاعات داده‌شده در جدول (۳)، سازه فولادی تحلیل مودال شده و بر این اساس شکل‌های مودی سازه و فرکانس هر مد به‌دست آمده است. فرکانس مد اول، دوم و سوم سازه به‌ترتیب برابر با ۶/۳۷ rad/s، ۱۳/۰۲ rad/s و ۲۰/۵۷ rad/s است. همچنین باید گفت که جرم مد اول سازه



شکل ۲۹- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۹ درصد

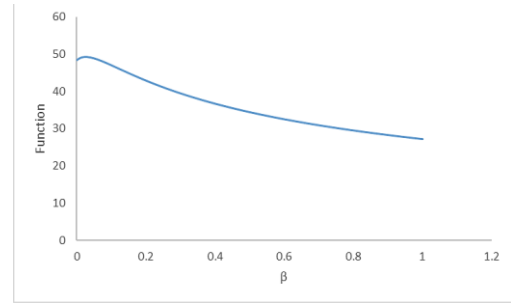


شکل ۳۰- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۹ درصد

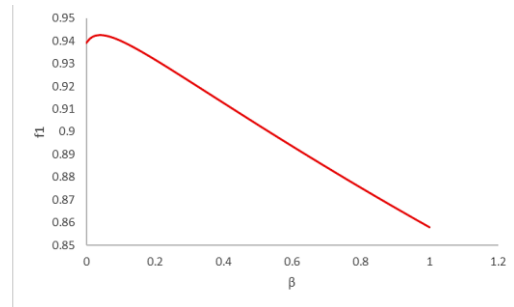
با توجه به شکل‌های (۲۲) الی (۳۰) می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

- اضافه کردن المان اینترتر به میراگرهای جرمی سنتی در سازه‌های چند درجه آزادی باعث افزایش راندمان این میراگرها می‌شود.
- با افزایش نسبت جرمی، از تأثیر المان اینترتر در بهبود رفتار جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی کاسته می‌شود. به عبارتی المان اینترتر در نسبت‌های جرمی کوچک‌تر برای میراگر جرمی، تأثیر بیشتری در کاهش پاسخ‌های سازه خواهد داشت.
- با افزایش  $\beta$  به ازای یک نسبت جرمی ثابت، ابتدا نسبت فرکانسی TMDI برای رسیدن به پاسخ بهینه افزایش پیدا کرده و سپس کاهش می‌یابد.
- با افزایش  $\beta$  به ازای یک نسبت جرمی ثابت، درصد میرایی TMDI برای رسیدن به پاسخ بهینه افزایش پیدا می‌کند.

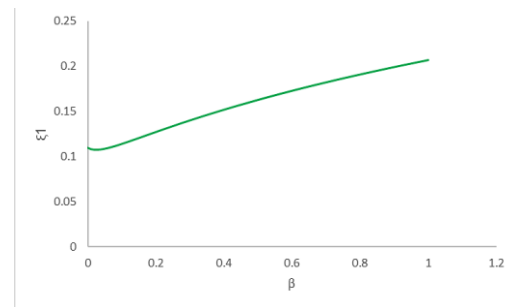
در جدول (۴) مقایسه عددی بین مقادیر تابع هدف به ازای حالت‌های مختلف صورت گرفته است.



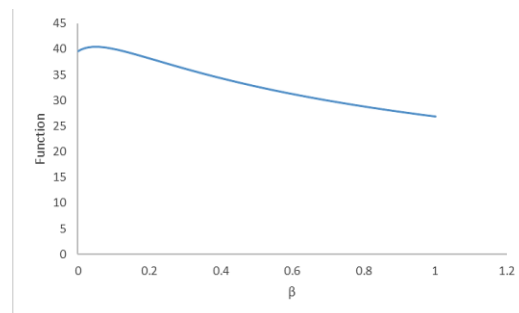
شکل ۲۵- مقادیر بهینه‌شده تابع هدف به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۵ درصد



شکل ۲۶- مقادیر نسبت بهینه فرکانس TMDI به فرکانس سازه اصلی به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۵ درصد



شکل ۲۷- مقادیر درصد میرایی بهینه TMDI به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۵ درصد



شکل ۲۸- مقادیر بهینه‌شده تابع هدف به ازای  $\beta$  مختلف و نسبت جرمی ۹ درصد

جدول ۴- مقدار تابع هدف برای TMDI اضافه شده به سازه سه طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

| $\mu$ | $\beta$ | مقدار تابع هدف | درصد کاهش تابع هدف نسبت به میراگر جرمی تنظیم شده |
|-------|---------|----------------|--|
| ۰/۰۱  | ۰       | ۸۱/۵۹          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۷۱/۵۰          | ۱۲   |
|       | ۰/۱۰    | ۶۱/۹۹          | ۲۴   |
|       | ۰/۱۵    | ۵۵/۶۲          | ۳۱   |
|       | ۰/۲۰    | ۵۰/۹۷          | ۳۷   |
| ۰/۰۵  | ۰       | ۴۸/۴۳          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۴۸/۹۱          | -۱   |
|       | ۰/۱۰    | ۴۷/۰۵          | ۲/۸  |
|       | ۰/۱۵    | ۴۴/۹۳          | ۷/۲  |
|       | ۰/۲۰    | ۴۲/۹۲          | ۱۱/۳   |
| ۰/۰۹  | ۰       | ۳۹/۵۹          | ۰  |
|       | ۰/۰۵    | ۴۰/۴۷          | -۲/۲   |
|       | ۰/۱۰    | ۴۰/۰۴          | -۱/۱   |
|       | ۰/۱۵    | ۳۹/۱۸          | ۱  |
|       | ۰/۲۰    | ۳۸/۱۹          | ۳/۵  |

#### ۷- نتایج

نیاز به علت ایجاد نیروی مقاوم بسیار زیاد ناشی از المان اینترتر است.

- در سازه‌های چند درجه آزادی که المان اینترتر به سازه متصل است، نتایج نشان می‌دهد که تأثیر این المان تا نسبت جرمی برابر با چهار مناسب است. از این نسبت جرمی به بالاتر، راندمان جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی با سرعت کم‌تری افزایش می‌یابد. در این حالت نیاز به سختی و میرایی بیشتر برای جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی است.
- بررسی وضعیت جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی در حالت یک درجه آزادی برابر با وضعیت این سیستم در سازه‌های چند درجه آزادی است که المان اینترتر به زمین متصل شده است. عملاً در سازه‌های چند درجه آزادی که توسعه درجات آزادی بیشتر در پلان صورت گرفته و یا در سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه، امکان اتصال المان اینترتر به زمین وجود دارد.

- اضافه کردن اینترتر به میراگرهای جرمی سنتی برای افزایش راندمان این جذب‌کننده‌های ارتعاشات دینامیکی، باعث ایجاد یک نیروی مقاوم جدید در معادلات تعادل می‌شود. عملاً اضافه شدن این نیرو به دلیل وجود اینترتر بوده و باعث افزایش راندمان جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی می‌شود. می‌توان گفت که این نیروی مقاوم، نیروی بزرگی است. بنابراین بهتر است که به سازه منتقل نشده و به زمین منتقل شود.
- در صورت اتصال اینترتر به زمین، کارایی جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی نسبت به حالتی که اینترتر به سازه متصل است، به طور قابل توجهی بالاتر خواهد بود.
- در صورت اضافه کردن اینترتر به میراگرهای جرمی سنتی، نیاز به فنرهای با سختی بیشتر و کمک‌فنرها با میرایی بیشتر خواهد بود. این افزایش در سختی و میرایی مورد



- اضافه کردن المان اینرتر به میراگرهای جرمی تنظیم شده، باعث افزایش راندمان این گونه از میراگرها می شود.
- از نتایج به دست آمده در بهینه سازی پارامترهای TMDI می توان برای کاربردهای طراحی در واقعیت استفاده کرد. با داشتن مشخصات ذاتی هر سازه مثل اشکال مودی، فرکانس مدهای سازه، جرم مدهای سازه و استفاده از مقادیر بهینه شده پارامترها، می توان به ازای یک  $\beta$  و  $\mu$  مشخص، مشخصات سختی فنر و میرایی کمک فنر جذب کننده ارتعاشات دینامیکی را به دست آورده و به سازه اضافه کرد. طبیعتاً انتظار می رود که طراح بتواند در کاربردهای عملی با جرم کوچک تری برای میراگر جرمی پاسخهای سازه در حوزه تغییر مکان را کاهش داده و سختی سازه را تنظیم کند.



- optimizer", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34(2), pp. 125-144.
- [16] Marian, L., and Giaralis, A. (2014), "Optimal design of a novel tuned mass-damper-inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 38, pp. 156-164.
- [17] Patsialis, D., Taflanidis, A.A., and Giaralis, A. (2021), "Tuned-mass-damper-inerter optimal design and performance assessment for multi-storey hysteretic buildings under seismic excitation", *Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 1541-1576.
- [18] Su, N., Peng, S., and Xia, Y. (2022), "Wind-induced vibration absorption using inerter-based double tuned mass dampers on slender structures", *Journal of Building Engineering*, Vol. 58, pp. 104993.
- [19] Araz, O. (2022), "Optimization of tuned mass damper inerter for a high-rise building considering soil-structure interaction", *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 92, pp. 2951-2971.
- [20] Masnata, C., Di Matteo, A., Adam, C., and Pirrotta, A. (2020), "Smart structures through nontraditional design of tuned mass damper inerter for higher control of base isolated systems", *Mechanics Research Communications*, 105 (103513), pp. 1-7.
- [21] Rajana, K., Wang, Z., and Giaralis, A. (2023), "Optimal design and assessment of tuned mass damper inerter with nonlinear viscous damper in seismically excited multi-storey buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 21(3), pp. 1509-1539.
- [22] Smith, M.C. (2002), "Synthesis of mechanical networks: the inerter", *IEEE Transactions on Automatic Control*, Vol. 47(10), pp. 1648-1662.
- [23] Leung, A., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 715-728.
- [1] Frahm, H. (1911), "Device for Damping Vibrations of Bodies", U.S. Patent, 989,958.
- [2] Ormondroyd, J., and Den Hartog, J.P. (1928), "The theory of the dynamic vibration absorber", *Transaction of the ASME*, Vol. 50, pp. 9-22.
- [3] Den Hartog, J.P., and fourth edition Mechanical, J.D.H., (1956), "Vibrations", McGraw-Hill Book Company, Inc., New York.
- [4] Warburton, G.B. (1982), "Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10(3), pp. 381-401.
- [5] Ayorinde, E.O., and Warburton, G.B. (1980), "Minimizing structural vibrations with absorbers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8(3), pp. 219-236.
- [6] Hoang, N., and Warnitchai, P. (2005), "Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34(2), pp. 125-144.
- [7] Leung, A.Y.T., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, Vol. 31(3), pp. 715-728.
- [8] Salvi, J., and Rizzi, E. (2011), "Minimax optimization of Tuned Mass Dampers under seismic excitation", In *EURODYN 2011: 8th International Conference on Structural Dynamics*, Leuven, Belgium, 4-6 July, pp. 1892-1899.
- [9] Bakre, S.V., and Jangid, R.S. (2007), "Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 14(3), pp. 448-470.
- [10] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., and Chung, R.M. (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26(6), pp. 617-636.
- [11] Rana, R., and Soong, T.T. (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, Vol. 20(3), pp. 193-204.
- [12] Moutinho, C. (2012), "An alternative methodology for designing tuned mass dampers to reduce seismic vibrations in building structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41(14), pp. 2059-2073.
- [13] Rüdinger, F. (2006), "Optimal vibration absorber with nonlinear viscous power law damping and white noise excitation", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 132(1), pp. 46-53.
- [14] Li, C., and Zhu, B. (2006), "Estimating double tuned mass dampers for structures under ground acceleration using a novel optimum criterion", *Journal of Sound and Vibration*. Vol. 298(1-2), pp. 280-297.
- [15] Hoang, N., and Warnitchai, P. (2005), "Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical



http://journaliss.ir

## توسعه روش مؤلفه‌ای جهت محاسبه سختی اولیه اتصالات صفحه انتهایی اصطکاکی

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

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

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

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

\*Zahedan, صندوق پستی ۹۸۷-۹۸۱۵۵، Sohrabi@hamoon.usb.ac.ir

### چکیده

یکی از روش‌های کاربردی و مفید که در آیین‌نامه Eurocode 3 برای بررسی رفتار خمشی اتصالات به صورت تحلیلی مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش مؤلفه‌ای است. بر اساس این روش منحنی‌های لنگر-دوران اتصالات بر پایه دو پارامتر مقاومت خمشی و سختی اولیه به صورت دوخطی تخمین زده می‌شوند. بنابراین یکی از مهم‌ترین پارامترها جهت ارزیابی منحنی لنگر-دوران با استفاده از روش مؤلفه‌ای، یافتن دقیق سختی اولیه اتصال ( $S_{j,ini}$ ) است. موضوعی که در آیین‌نامه Eurocode 3 به آن اشاره نشده و باعث می‌شود نتایج به دست آمده دقت کافی را نداشته باشد، بحث پیش‌تندگی پیچ‌ها است. هدف اصلی این پژوهش اضافه کردن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها در روش مؤلفه‌ای است. به این منظور باید سختی المان‌های فنری مدل‌کننده بال ستون در خمش، ورق انتهایی در خمش و پیچ‌ها در کشش، که جهت پیش‌بینی سختی دورانی اتصالات با ورق انتهایی با پیچ‌های پیش‌تند شده لازم هستند، مورد بررسی قرار گیرند. بر این اساس ابتدا روابطی جهت در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها در روش مؤلفه‌ای ارائه می‌گردد، سپس چندین اتصال صفحه انتهایی که توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته در دو حالت بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها و با در نظر گرفتن این اثر، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد تا درستی روابط ارائه شده راستی‌آزمایی گردد. نتایج بیانگر آن است که روش ارائه شده جهت در نظر گرفتن پیش‌تندگی پیچ‌ها روش مناسب و کارایی است و باعث می‌شود که دقت روش مؤلفه‌ای توسعه یافته نسبت به روش مؤلفه‌ای مرسوم دقیق‌تر باشد، به طوری که که اختلاف سختی دورانی مدل آزمایشگاهی با روش مؤلفه‌ای بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها ۱۳/۸۱- درصد و با در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها به ۲/۴۱- درصد کاهش یافت.

### واژگان کلیدی

روش مؤلفه‌ای، سختی دورانی اتصال، پیش‌تندگی پیچ‌ها، اتصال صفحه انتهایی، مدل آزمایشگاهی

## Development of a component method for calculating the initial stiffness of friction end-plate connections

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

### Abstract

One of the practical and useful methods that is used in Eurocode 3 to analyze the bending behavior of connections is the component method. Based on this method, the moment-rotation curves of joints are estimated bilinearly based on the two parameters of bending strength and initial stiffness. Therefore, one of the most important parameters to evaluate the moment-rotation curve using the component method is to find the exact initial stiffness of the connection ( $S_{j,ini}$ ). An issue that is not mentioned in the Eurocode 3 and causes the obtained results to be insufficiently accurate is the issue of pre-tensioning bolts. The main goal of this research is to add the effect of prestressing bolts to the component method. For this purpose, the stiffness of the spring elements modeling the column flange in bending, the end plate in bending, and the bolt in tension, which are necessary to predict the rotational stiffness of connections with the end plate with prestressed bolts, should be investigated. For this purpose, first, relationships are presented to consider the effect of prestressing bolts in the component method. Then, several end plate connections that have been investigated by the researchers are evaluated in two cases without considering the effect of pre-tensioning of the bolts and considering this effect in order to verify the correctness of the presented relationships. The results show that the presented method for considering the prestressing of bolts is a suitable and efficient method, which makes the accuracy of the developed component method more accurate than the conventional component method. So that the rotational stiffness difference of the laboratory model with the component method without considering the effect of pre-tensioning of the bolts was reduced to -13.81% and by considering the effect of pre-tensioning of the bolts to -2.41%.

### Keywords

Component Method, Rotational Stiffness of Connection, Prestressing of Bolts, End-Plate Connection, Laboratory Model

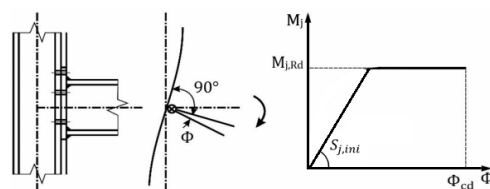


در دهه‌های گذشته، محققان تلاش بسیاری جهت پیش‌بینی منحنی لنگر-دوران اتصالات به کمک یک رابطه ریاضی یا یک مدل تحلیلی داشته‌اند. سرانجام، در طی سال‌های ۱۹۷۴ تا ۱۹۸۳ روشی به نام روش مؤلفه‌ای<sup>۱</sup> توسط **زوئیت مایر**<sup>۲</sup> ارائه گردید. این روش در آیین‌نامه Eurocode 3 آمده است و به کمک آن می‌توان نمودارهای لنگر-دوران اتصالات مختلفی را بر اساس روابط و ضوابط موجود در این آیین‌نامه محاسبه کرد. روش مؤلفه‌ای یک روش مکانیکی-تحلیلی است که امکان توصیف رفتار مکانیکی اتصالات را فراهم می‌کند. این روش شامل تقسیم چشمه اتصال به یک سری فنر (مؤلفه) است که هر یک از این فنرها در برابر کشش، فشار و برش دارای مقاومت خمشی و سختی مخصوص به خود هستند [۳]. برای به‌کارگیری روش مؤلفه‌ای باید رفتار مکانیکی هر یک از اجزا مشخص شود. مقاومت کل اتصال از مقاومت‌های مؤلفه‌های آن به‌دست می‌آید. Eurocode 3 بخش ۸-۱، ۲۰ مؤلفه را برای طراحی اتصالات بر روی قاب‌های فولادی در نظر می‌گیرد.

در شکل (۲)، می‌توان مؤلفه‌های اتصال صفحه‌انتهایی پیچی را شناسایی کرد، که اتصال توسط این مؤلفه‌ها به سه ناحیه کشش، فشار و خمش تقسیم می‌شود (جدول (۱)).

روش مؤلفه‌ای توسط پژوهشگران جهت بررسی رفتار خمشی اتصالات مختلف در شرایط و بارگذاری‌های متفاوت استفاده شده است. **فائلا**<sup>۳</sup> و **همکاران** [۴] در سال ۱۹۹۸ به ارزیابی رفتار اتصالات پیچی با در نظرگیری اثر پیش‌تندگی به کمک روش آزمایشگاهی پرداختند. **سیلوا**<sup>۴</sup> و **همکاران** [۵] در سال ۲۰۰۴ به ارزیابی رفتار اتصال صفحه‌انتهایی تحت اثر توام خمش و نیروی محوری به کمک روش مؤلفه‌ای پرداختند. **بايو**<sup>۵</sup> و **همکاران** [۶] در سال ۲۰۰۶ یک مدل کارآمد برگرفته از روش مؤلفه‌ای را برای اتصالات نیمه‌گیردار در قاب‌های مرکب ارائه کردند. در سال ۲۰۰۸ **گنگ شی**<sup>۶</sup> و **همکاران** [۷] به توسعه یک مدل عددی المان محدود با توانایی شبیه‌سازی و تحلیل رفتار مکانیکی انواع مختلف اتصالات صفحه‌انتهایی تیر-ستون که در آن همه پیچ‌ها پیش‌تند شده‌اند، پرداختند. آن‌ها در پژوهش خود برای شبیه‌سازی رابطه بین صفحه‌انتهایی و بال ستون و همچنین نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها از نرم‌افزار ANSYS استفاده کردند. سپس مدل اجزای محدود را با نتایج آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که روش عددی می‌تواند رفتار کلی و جزئی انواع اتصالات و اجزای اتصال صفحه‌انتهایی با

در سال‌های اخیر، ساختمان‌های صنعتی و مسکونی با ساختار فولادی رشد زیادی داشته است. سازه‌های فولادی از چند المان سازه‌ای تشکیل می‌شوند و هدف از به‌کارگیری آن‌ها انتقال نیروهای خارجی اعمال‌شده به سازه بر روی پی سازه است. فولاد دارای خصوصیات فیزیکی و مکانیکی ارزشمندی جهت کاربرد در قاب‌های ساختمانی است؛ از جمله این مزایا می‌توان به رابطه مناسب بین مقاومت و وزن سازه، سازگاری با اشکال مختلف معماری، تنوع گسترده پروفیل‌ها در بازار و کنترل حداکثری فرآیند تولید در کارخانه‌ها که منجر به استفاده از فولاد در سازه‌ها می‌شود، اشاره کرد. در قاب‌های فولادی اتصال بین اجزای سازه‌ای، بحرانی‌ترین بخش سازه را تشکیل می‌دهد که احتمال خرابی و ناامنی سازه در این بخش نسبت به بخش‌های دیگر بیش‌تر است؛ بنابراین طراحی مناسب اتصالات برای انتقال نیرو بین اجزا، امری ضروری است [۱]. در تحلیل‌های مرسوم، اتصال تیر-ستون قاب‌های فولادی به صورت اتصالات مفصلی یا صلب در نظر گرفته شده است. اتصالات مفصلی به اتصالاتی گفته می‌شود که سختی دورانی آن‌ها در حالت ایده‌آل صفر است؛ یعنی چرخش نسبی در انتهای تیر، آزاد است. اتصالات صلب بیانگر اتصالی است که سختی دورانی آن‌ها بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود؛ یعنی بین اجزای اتصال چرخشی وجود ندارد. این تئوری‌ها یک شکل ایده‌آل است که رفتار واقعی اتصالات را منعکس نمی‌کند. اتصالات واقعی همیشه دارای درجه خاصی از سختی چرخشی و مقاومت خمشی هستند که رفتاری بین دو تئوری ذکر شده دارند و اتصالات نیمه‌صلب نامیده می‌شوند [۲]. برای تجزیه و تحلیل ساختاری اتصال می‌توان خطوط میانی که قطعات را به یکدیگر متصل می‌کند با یک فنر پیچشی مدل کرد. سه خاصیت اساسی که بایستی در نظر گرفته شود عبارتند از مقاومت خمشی ( $M_{I,Rd}$ )، سختی آغازین ( $S_{j,ini}$ ) و حداکثر دوران قابل تحمل ( $\phi_{cd}$ ) که در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- نمودار لنگر-دوران اتصال

<sup>1</sup> Component Method

<sup>2</sup> Zoetemeijer

<sup>3</sup> Faella

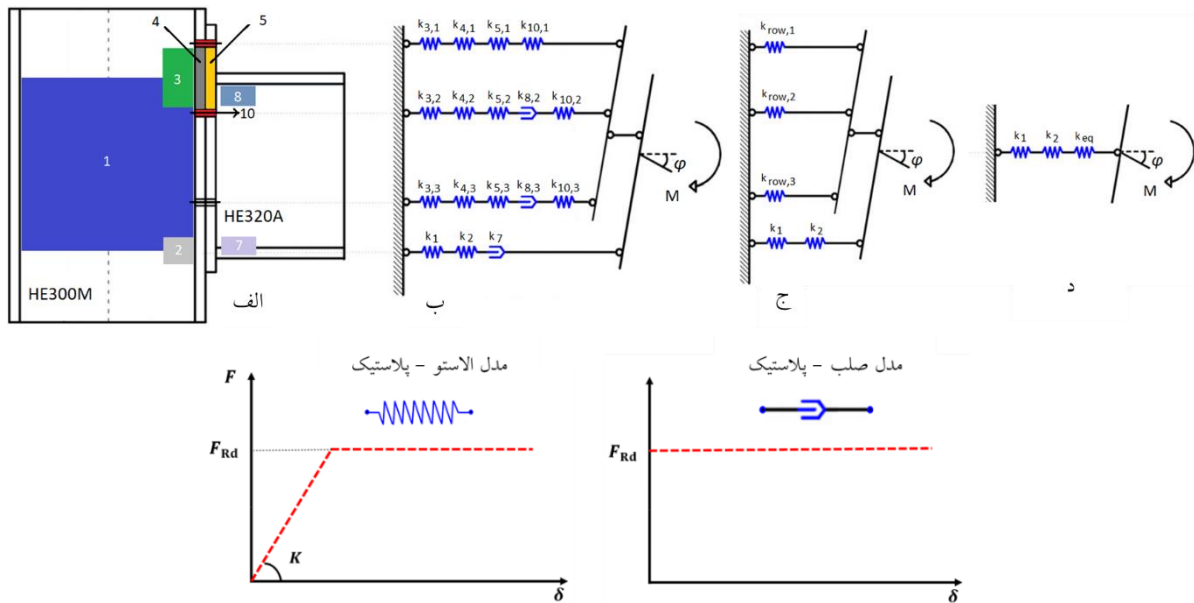
<sup>4</sup> Da Silva

<sup>5</sup> Bayo

<sup>6</sup> GangShi

موجود در آیین‌نامه اروپا را برای چهار ردیف پیچ توسعه دادند و توانستند اتصال صفحه انتهایی چهارپیچی را به کمک روش مؤلفه‌ای مورد بررسی قرار دهند.

پیچ‌های پیش‌تنیده شده از جمله، وضعیت تماس بین صفحه انتهایی و بال ستون، رفتار صفحه انتهایی، ناحیه پانل و پیچ و مهره و تأثیر نیروی پیش‌تندگی پیچ را با دقت خوبی شبیه‌سازی و تحلیل کند. دمونکائو<sup>۱</sup> و همکاران [۸] در سال ۲۰۱۰ روابط



شکل ۲- مؤلفه‌های اتصال صفحه انتهایی پیچی

(الف) مؤلفه‌های اتصال پیچی صفحه انتهایی (ب) مدل فنری برای اتصال صفحه انتهایی پیچی (ج) (د) فنرهای معادل

[۱۰] در زمینه اتصالات اصطکاکی با استفاده از آج‌زدن ورق‌ها به منظور افزایش ظرفیت اتصال کار کردند. با به‌کارگیری اتصالات اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت، روند جدیدی از این نوع اتصالات پیچی برای ارائه ایجاد شد. در این پژوهش ۱۸ نمونه شامل چهار نمونه اتصال پیچی پرمقاومت معمولی و ۱۴ نمونه اتصال پیچی پرمقاومت آج‌دار مورد آزمایش قرار گرفت. مد اصلی خرابی اتصالات پیچی پرمقاومت معمولی، خرابی برشی پیچ‌ها و مد خرابی اتصالات پیچ‌های پرمقاومت آج‌دار، جابه‌جایی ورق‌ها و هرز شدن پیچ‌ها بود. نتایج نشان داد که ظرفیت باربری اتصالات پیچی پرمقاومت آج‌دار رفتار خیلی بهتری دارد. علاوه بر این نیروی پیش‌تندگی و اندازه آج‌ها تأثیر به‌سزایی در چگونگی رفتار این اتصالات دارد.

یانگ<sup>۴</sup> و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۱۶ به ارزیابی سازه‌های فولادی دارای میل‌گردهای تقویتی به کمک روش مؤلفه‌ای پرداختند. در سال ۲۰۱۷ کاظمی و همکاران [۱۲] با مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS به ارزیابی اتصال فولادی پیش‌ساخته مدولار جدید پرداختند. آن‌ها تأثیر سه پارامتر ضخامت ورق

جدول ۱- ناحیه و مؤلفه‌های اتصال صفحه انتهایی

| مؤلفه‌ها                 | ناحیه       |
|--------------------------|-------------|
| ۱- جان ستون در برش       | ناحیه برشی  |
| ۲- جان ستون در فشار      | ناحیه فشاری |
| ۷- بال و جان تیر در فشار |             |
| ۳- جان ستون در کشش       | ناحیه کششی  |
| ۴- بال ستون در خمش       |             |
| ۵- صفحه انتهایی در خمش   |             |
| ۸- جان تیر در کشش        |             |
| ۱۰- پیچ‌ها در کشش        |             |

کیم<sup>۲</sup> و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۶ بر روی خصوصیات کششی اتصالات اصطکاکی با استفاده از پیچ‌های پرمقاومت بر اساس زوال نیروی پیش‌تندگی در اثر آسیب‌دیدگی سریپیچ‌ها تحقیقاتی را انجام دادند. در سال ۲۰۱۶ ژانسون‌گو<sup>۳</sup> و همکاران

<sup>۴</sup> Yang

<sup>۱</sup> Demonceau

<sup>۲</sup> Kim

<sup>۳</sup> Xiaonong Guo

اتصال، استفاده از سخت‌کننده با ابعاد مختلف و استفاده از زائده هرمی شکل را برای ارزیابی منحنی بار-تغییر مکان تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. در ادامه، نتایج به‌دست‌آمده از مدل نرم افزاری اتصال را با یک مدل آزمایشگاهی مقایسه کردند. **بایو و همکاران [۱۳]** در سال ۲۰۱۷ با تغییرات در پارامتر عمق تیر در اتصالات دوبعدی نتایجی را با روش مؤلفه‌ای ارائه دادند. **گودرزی و همکاران [۱۴]** در سال ۲۰۱۷ به مطالعه عددی رفتار خمشی اتصالات صفحه‌انتهایی هم‌تراز، تحت تأثیر توأم گشتاور خمشی و نیروی محوری پرداختند. آن‌ها در پژوهش خود دو نوع اتصال را طراحی کردند؛ اتصال اول دارای ورق ضخیم و دیگری دارای ورق نازک بود. همان‌طور که انتظار می‌رفت، اتصال صفحه‌انتهایی نازک انعطاف‌پذیری بسیار بالاتری نسبت به اتصال صفحه‌انتهایی ضخیم داشت. همچنین در هر دو اتصال، حداکثر ظرفیت گشتاور تحت نیروی محوری فشاری تقریباً برابر با ۳۰ درصد تنش تسلیم مقطع تیر بود. **کاظمی و همکاران [۱۵]** در سال ۲۰۱۹ به مطالعه تأثیر پارامترهای مختلف بر روی رفتار اتصال با مقاطع مختلف برای تیرها پرداختند. آن‌ها در پژوهش دیگری در سال ۲۰۲۱ روابط ریاضی را برای طراحی اجزای اتصال ارائه کردند [۱۶]. **ی-فان لیو<sup>۱</sup> و همکاران [۱۷]** در سال ۲۰۲۱ تأثیر پیش‌تندگی پیچ‌ها در ظرفیت باربری اتصالات پیچی را بررسی کردند؛ آن‌ها در پژوهش خود به این نتیجه رسیدند که پیش‌تندگی در مودهای گسیختگی تأثیر بسیار کمی دارد و می‌توان از اثر آن صرف‌نظر کرد. در سال ۲۰۲۳ روش مؤلفه‌ای پیشرفته توسط نویسندگان ارائه شد [۱۸]؛ در این پژوهش بخش پلاستیک نمودار لنگر-دوران فراتر از دستورالعمل آیین‌نامه Eurocode 3 توسعه یافت و سپس برای دو اتصال مستقیم جوشی تیر به ستون و صفحه‌انتهایی اجرا شده و با نمودار لنگر دوران محاسبه‌شده از روش آزمایشگاهی و روش اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS راستی‌آزمایی گردید.

بر پایه روش مؤلفه‌ای موجود در آیین‌نامه Eurocode 3 منحنی‌های لنگر-دوران اتصالات بر اساس دو پارامتر مقاومت خمشی و سختی آغازین اتصال به‌صورت دوخطی تخمین زده می‌شوند (شکل (۱)). بنابراین یکی از مهم‌ترین پارامترها جهت ارزیابی منحنی‌های لنگر-دوران با استفاده از روش مؤلفه‌ای، یافتن دقیق شیب اولیه نمودار یا همان سختی آغازین ( $S_{j,ini}$ ) است. پس از بررسی پژوهش‌های انجام‌شده در روش مؤلفه‌ای مشخص شده است در هیچ یک از تحقیقات اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها که می‌تواند تأثیر به‌سزایی در رفتار اتصال داشته باشد، مورد بررسی قرار نگرفته است. به همین دلیل ابتدا در این

پژوهش نحوه استخراج روابط پیش‌تندگی پیچ‌ها در اتصالات صفحه‌انتهایی بیان می‌شود و جهت راستی‌آزمایی روش ارائه‌شده چندین اتصال صفحه‌انتهایی که توسط محققین مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است در دو حالت بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها و با در نظر گرفتن این اثر مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

## ۲- روش‌شناسی

در این پژوهش اتصال صفحه‌انتهایی پیچی مورد مطالعه قرار می‌گیرد؛ این اتصال به‌طور گسترده در قاب‌های فولادی استفاده می‌شود و در آیین‌نامه مبحث دهم ایران این اتصال، جزء اتصالات ازپیش‌تأیید شده قرار دارد. اتصال مورد بررسی فاقد سخت‌کننده است [۱۹].

بر اساس آیین‌نامه Eurocode 3 مقاومت خمشی اتصال صفحه‌انتهایی پیچی طبق رابطه زیر به‌دست می‌آید [۳]:

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

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

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

که  $(F_{t,wc,Rd}, F_{t,fc,Rd}, F_{t,ep,Rd}, F_{t,wb,Rd})$  به‌ترتیب مقادیر طراحی مؤلفه‌های جان تیر در کشش، صفحه‌انتهایی در خمش، بال ستون در خمش و جان ستون در کشش هستند. مقاومت کششی مؤثر ردیف‌های پیچ باید به‌گونه‌ای که از مقاومت برشی چشمه اتصال ستون و مقاومت فشاری اتصال تجاوز نکند، کاهش یابد. علاوه بر این، ردیف‌های متوالی پیچ می‌توانند به‌صورت گروهی عمل کنند؛ بنابراین باید مقاومت طراحی پیچ‌ها به‌صورت گروهی جهت یافتن مقاومت کششی مؤثر مورد مطالعه قرار گیرد [۳].

در خصوص ارزیابی سختی اولیه گره از روش پیشنهادشده در Eurocode 3 استفاده می‌شود. سختی اولیه گره با ترکیب سختی کششی مؤلفه‌های منفرد به‌دست می‌آید. در مرحله نخست شکل‌پذیری کششی  $(\frac{1}{k_{eff,r}})$  برای هر ردیف پیچ به‌صورت مجموع شکل‌پذیری‌های تمامی مؤلفه‌های درگیر در آن ردیف پیچ محاسبه می‌شود.

$$\frac{1}{k_{eff,r}} = \frac{1}{k_{cwt,i}} + \frac{1}{k_{cfb,i}} + \frac{1}{k_{ep,i}} + \frac{1}{k_{b,i}} \quad (3)$$

<sup>۱</sup> Yi-Fan Lyu



بارگذاری ثقلی سنگین و تنش‌های مکرر هستند، بسیار رایج است اما در طرح لرزه‌ای نباید از این مدل اتصال در طراحی سازه استفاده کرد [۱۹]. در این نوع اتصالات هیچ نیروی پیش‌تندگی در پیچ ایجاد نمی‌شود و برای اجرای این اتصالات، فقط سفت کردن پیچ به وسیله کارگر کافی است.

**اتصال اصطکاکی:** در این اتصالات علاوه بر مهره باید از واشر نیز برای بستن پیچ‌ها درون سوراخ استفاده نمود. استفاده از واشر فنری در اتصال اصطکاکی مجاز نیست [۲۰]. اتصالات اصطکاکی به مقاومت در برابر لغزش بین دو سطح برای انتقال بارها در یک سازه متکی هستند. بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به دلیل این که این اتصالات امکان حرکت و انعطاف‌پذیری را فراهم می‌کند، باید از این اتصالات در طراحی‌های مقاوم در برابر لرزه استفاده کرد. در این نوع اتصال، علاوه بر سفت کردن نخستین پیچ، باید به مقداری که در طراحی مشخص شده است، نیروی پیش‌تندگی نیز در پیچ ایجاد شود. با اعمال نیروی پیش‌تندگی، پیچ تحت کشش قرار گرفته و با اعمال بار، بین صفحات اتصال اصطکاکی به وجود می‌آید که باعث عدم لغی و کارکرد کامل اتصال می‌شود [۱۹].

#### ۴- پیش‌بینی سختی دورانی اتصالات پیچی با در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ

پیش‌تندگی پیچ‌ها نقش مهمی در ارزیابی سختی دورانی اتصالات پیچی دارد و منجر به افزایش سختی دورانی نسبت به حالتی است که پیش‌تندگی پیچ‌ها در نظر گرفته نمی‌شود [۲۱]. اثر سخت‌کنندگی پیش‌تندگی پیچ به دو پدیده مرتبط است. از یک طرف، پیش‌تندگی پیچ منجر به کاهش در سختی محوری سیستم کلی متشکل از پیچ و ورق‌های متصل شده می‌شود؛ از طرف دیگر، پیش‌تندگی رفتار کلی سپری را با تأثیر بر دهانه بال و شرایط قیدی آن اصلاح می‌نماید. در خصوص اولین اثر نیاز به در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ مورد تأکید قرار گرفته است [۲۱]. اثر دوم به نسبت بین سختی خمشی ورق‌های متصل شده و سختی محوری پیچ بستگی دارد که می‌تواند با استفاده از پارامتر  $\beta$  به صورت رابطه زیر در نظر گرفته شود [۲۲]:

$$\beta = \frac{t_f}{d_b \sqrt{\alpha}} \quad (9)$$

که  $(t_f)$  ضخامت بال،  $(d_b)$  قطر پیچ و  $\alpha = m_c / d_b$  است. پارامتر  $(m_c)$  یک فاصله قراردادی بین محور پیچ و جان سپری برای در نظر گرفتن مشارکت ریشه جان به بال در تغییر شکل خمشی بال است (شکل (۳)).

سختی کلی معادل  $(k_{eq})$  ردیف‌های کششی پیچ با فرض دوران صلب جان تیر حول مرکز فشار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$k_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i}{z_{eq}} \quad (4)$$

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

$$z_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i^2}{\sum_{i=1}^{n_b} k_{eff,r} h_i} \quad (5)$$

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

$$S_{j,ini} = \frac{E z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad (6)$$

سختی دورانی اتصال به صورت رابطه (۷) نوشته می‌شود:

$$S_j = \frac{E z_{eq}^2}{\mu \left( \sum_i \frac{1}{k_i} \right)} \quad (7)$$

که  $(k_i)$  ضریب سختی برای مؤلفه  $i$  است،  $(z_{eq})$  بازوی لنگرگیری و  $(\mu)$  نسبت سختی  $\frac{S_{j,ini}}{S_j}$  است که بر اساس رابطه زیر تعیین می‌گردد [۳].

$$\text{if } M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad \mu = 1 \quad (8)$$

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

در این رابطه،  $(M_{j,Ed})$  لنگر خمشی داخلی اعمالی است که می‌تواند کم‌تر از لنگر الاستیک  $(\frac{2}{3} M_{j,Rd})$  یا در میان لنگر الاستیک و لنگر مقاوم طراحی  $(M_{j,Rd})$  قرار گیرد.  $(\Psi)$  به نوع اتصال وابسته بوده که برای اتصال صفحه انتهایی برابر ۲/۷ است [۳].

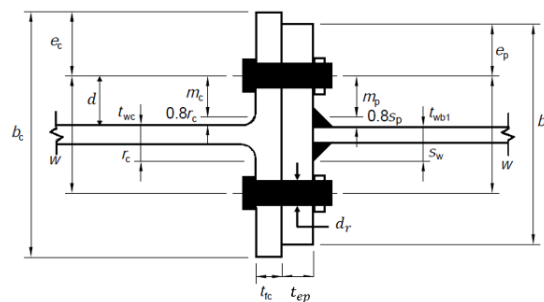
#### ۳- انواع عملکرد اتصالات پیچی

اتصالات پیچی به طور کلی به دو دسته اتصالات اتکایی و اصطکاکی تقسیم‌بندی می‌شوند؛ این اتصالات دو نوع متمایز از اتصالات سازه‌ای با ویژگی‌های خاص هستند که در ادامه توضیح مختصری راجع به هر کدام ارائه می‌شود [۲۰].

**اتصال اتکایی:** در عملکرد اتصال اتکایی، پیچ‌ها داخل سوراخ‌های صفحات اتصال جای‌گذاری شده و سپس توسط مهره بسته می‌شوند. اتصالات اتکایی به دلیل سختی و مقاومت در برابر سایش بالا برای افزایش استحکام و دوام اتصالات استفاده می‌شوند. زمانی که بار خارجی به پیچ اعمال می‌شود، لغزش بین قطعات اتصال رخ می‌دهد که باعث ایجاد یک نیروی فشاری به لبه‌های اتصال شده که این نیرو تبدیل به نیروی برشی در پیچ می‌گردد. استفاده از این اتصالات در سازه‌هایی که تحت

بر اساس Eurocode 3 (CEN, 2005) این فاصله به صورت زیر تعریف می شود [۲۳]:

$$m_c = d - 0.8r_c \quad (10)$$



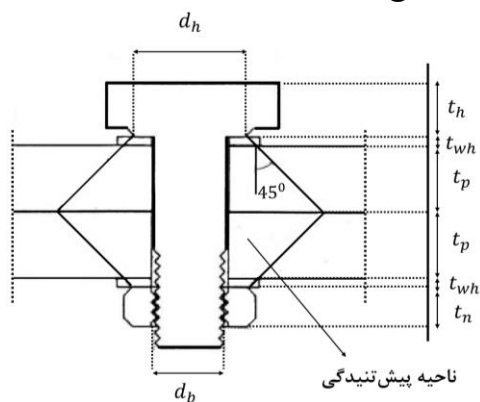
شکل ۳- تعریف پارامترهای اتصال  $m_c$  و  $d_r$

در خصوص اولین اثر، سختی محوری سیستم پیچ-ورق به کاهش فشار ورق های متصل شده که مشارکت ( $k_p$ ) را نتیجه می دهد و به سختی محوری خود پیچ ( $k_b$ ) مرتبط است. اثر تقلیل فشار با فرض توزیع  $45^\circ$  نیروی سرپیچ در ضخامت و اثر ورق در نظر گرفته می شود (شکل (۴)). محاسبه این اثر دربرگیرنده مقادیر قطر ناحیه تماسی بین واشرها و سرپیچ (یا مهره پیچ) و ضخامت واشرها ( $t_{wh}$ ) است. در خصوص سری پیچ های تجاری، روابط متوسط زیر می تواند استخراج گردد [۲۲]:

$$\frac{d_h}{d_b} = 1.6 \quad \frac{t_{wh}}{d_b} = 0.15 \quad (11)$$

$$\frac{d_r}{d_b} = \sqrt{0.78} \quad \frac{t_h + t_n}{d_b} = 0.70$$

که ( $d_r$ ) قطر مربوط به مساحت ناحیه مقاوم ( $A_b$ ), ( $t_h$ ) ضخامت سرپیچ و ( $t_n$ ) ضخامت مهره است.



شکل ۴- توزیع نیروی پیچ از میان ورق های متصل شده

همان طور که پیش تر گفته شد پیش تنیدگی پیچ بدین دلیل که به طور قابل توجهی بر سختی دورانی اتصالات با ورق انتهای پیچی تأثیرگذار است، نقش بسیار مهمی دارد. بنابراین باید سختی المان های فنری مدل کننده بال ستون در خمش، ورق انتهای در خمش و پیچ ها در کشش، که جهت پیش بینی سختی دورانی

اتصالات با ورق انتهای با پیچ های پیش تنیده شده لازم هستند، مورد بررسی قرار گیرند. به طور خاص همان طور که بیان شد دو اثر برای پیش بارگذاری پیچ باید در نظر گرفته شود. اثر اول شامل افزایش سختی محوری سیستم متشکل از پیچ و ورق های متصل شده به صورت کلی است، که می تواند با رابطه زیر در نظر گرفته شود [۲۲].

$$k_{bp} = k_b + k_p \quad (12)$$

که ( $k_{bp}$ ) سختی محوری سیستم پیچ منفرد-ورق، ( $k_b$ ) سختی محوری پیچ تک و ( $k_p$ ) مشارکت ناشی از پیش تنیدگی ورق های متصل شده به دلیل سفت شدگی است که می تواند با رابطه خطی زیر به صورت تقریبی ارزیابی شود (پیوست آ) [۲۳]:

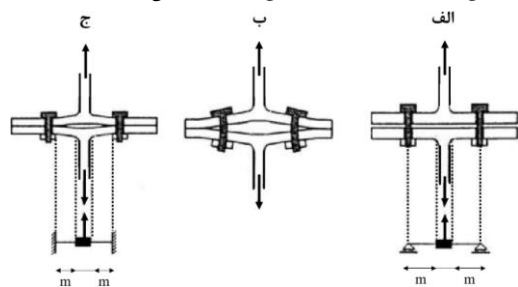
$$\frac{k_p}{k_b} \approx 4.10 + 3.25 \frac{t_p}{d_b} \quad (13)$$

که ( $t_p$ ) مقدار میانگین ضخامت ورق های متصل شده (یعنی بال ستون و ورق انتهای) است.

همان طور که ذکر شد پیش بارگذاری پیچ بر سختی محوری سپری که بر تغییر شکل پذیری خمشی بال ها از طریق موقعیت و سختی نیروی قید ناشی از پیچ ها مبتنی است، تأثیر می گذارد. این دو اثر را می توان مستقیماً به پارامتر  $\beta$  در معادله (۹) که نسبت بین سختی خمشی بال ها و سختی محوری پیچ را به حساب می آورد مربوط کرد [۴].

در خصوص سپری های دارای بال های بسیار ضخیم، پیچ ها قادر نیستند از جدایی بال های متصل شده جلوگیری کنند، بنابراین محاسبه نیروی قید پیچ را می توان با مدل سازی به صورت تکیه گاه های ساده واقع بر محور پیچ محاسبه کرد (شکل (۵-الف)) [۲۳].

در خصوص ورق های خیلی نازک، پیش بارگذاری پیچ از جدایی بال های سپری در خط لبه سرپیچ جلوگیری می کند. بنابراین در چنین حالتی، رفتار ورق می تواند به وسیله الگوی نشان داده شده در شکل (۵-ب) ارائه شود. در موارد بینابینی، با افزایش نسبت ضخامت ورق به پیچ موقعیت نیروهای اهرمی از محور پیچ دور می شود و نیروی قید پیچ ها در این حالت وابسته به سختی های محوری و خمشی است (شکل (۵-ب)) [۲۳].



شکل ۵- الگوهای رفتاری سپری معادل

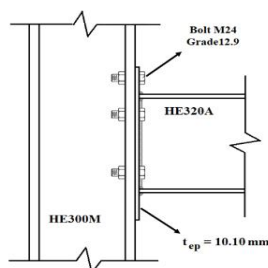
HE300M با شش پیچ M24 با سطح مقطع ۳۵۳ میلی‌متر مربع و طول ۵۳ میلی‌متر ساخته شده از رده فولاد S690 12-9 با تنش نهایی ۱۴۱۲/۸ مگاپاسکال وصل شده است. شکل (۶) نمایی از هندسه این اتصال را نشان می‌دهد. در جدول (۲) مشخصات مصالح فولاد مصرفی اتصال صفحه انتهایی ارائه شده توسط کوئیلو و بیجلارد آورده شده است [۲۸].

روابط هشت مؤلفه (جان ستون در برش، جان ستون در فشار، جان ستون در کشش، بال ستون در خمش، صفحه انتهایی در خمش، جان تیر در کشش، بال و جان تیر در فشار و پیچ‌ها در کشش) جهت محاسبه سختی اولیه اتصال صفحه انتهایی یک طرفه کوئیلو و بیجلارد در جدول (۳) ارائه شده است. از هشت مؤلفه معرفی شده جهت محاسبه سختی اولیه اتصال، تغییر شکل دو مؤلفه جان تیر در کشش و بال و جان تیر در فشار در مقایسه با سختی سایر اجزا ناچیز است. بنابراین طبق آیین‌نامه اروپا سختی این مؤلفه‌ها در محاسبات بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شوند [۳]. با مقایسه مقادیر به‌دست‌آمده در جدول (۳) برای سختی مؤلفه‌های اتصال، مشخص است که مقدار سختی بال ستون در خمش نسبت به سختی مؤلفه‌های دیگر اتصال بیش‌تر است. علت این موضوع بزرگی ضخامت بال ستون (۳۹ میلی‌متر) نسبت به ضخامت دیگر اجزای اتصال از جمله ضخامت صفحه انتهایی (۱۰/۱۰ میلی‌متر) است که با تأثیر توان سوم در روابط آمده است.

جدول ۲- مشخصات مصالح فولاد مصرفی مدل ارائه شده توسط

کوئیلو و بیجلارد [۲۸]

| مؤلفه  | مدول یانگ (MPa) | ضریب پواسون | تنش تسلیم (MPa) | تنش نهایی (MPa) |
|--------|-----------------|-------------|-----------------|-----------------|
| تیر    | ۲۰۵۹۰۰          | ۰/۳         | ۳۵۵             | ۷۴۹             |
| ستون   | ۲۰۵۹۰۰          | ۰/۳         | ۳۵۵             | ۷۴۹             |
| ورق    | ۲۰۵۹۰۰          | ۰/۳         | ۳۵۵             | ۷۴۹             |
| پیچ‌ها | ۲۰۵۹۰۰          | ۰/۳         | ۶۹۰             | ۱۴۱۲/۸          |



واضح است که رفتار واقعی سیستم پیچ-ورق بین دو حالت حدی نشان داده شده در شکل‌های (۵-الف) و (۵-ج) قرار دارد. اثر دوم مربوط به اثر پیش‌تیدگی پیچ بر نیروی قیدی اعمال شده توسط پیچ‌ها است. بر اساس تحلیل‌ها و اطلاعات آزمایشگاهی، این اثر می‌تواند به وسیله ضریب  $\psi$  بسته به نسبت بین سختی خمشی بال‌ها و سختی محوری پیچ در نظر گرفته شود. بنابراین در خصوص پیچ‌های پیش‌بارگذاری شده سختی المان فتری مدل‌کننده بال ستون در خمش باید بر اساس رابطه زیر محاسبه شود [۲۳]:

$$K_{cfb} = \psi_{cf} E \frac{0.9 b_{eff,cf} t_{fc}^3}{m_c^3} \quad (14)$$

که  $(\psi_{cf})$  به کمک رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\psi_{cf} = 0.57 \left( \frac{t_{fc}}{d_b \sqrt{m_c/d_b}} \right)^{-1.28} \quad (15)$$

به‌طور مشابه سختی المان فتری مدل‌کننده ورق انتهایی در خمش می‌تواند به‌صورت زیر محاسبه گردد [۲۳]:

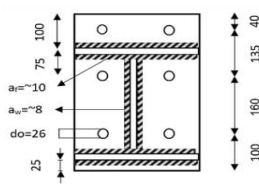
$$K_{epb} = \psi_{ep} E \frac{0.9 b_{eff,ep} t_{ep}^3}{m_{ep}^3} \quad (16)$$

که  $(\psi_{ep})$  با رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\psi_{ep} = 0.57 \left( \frac{t_{ep}}{d_b \sqrt{m_{ep}/d_b}} \right)^{-1.28} \quad (17)$$

## ۵- امکان‌سنجی و راستی‌آزمایی روش پیشنهادی

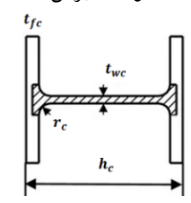
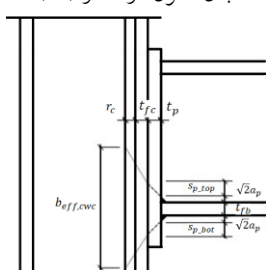
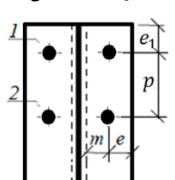
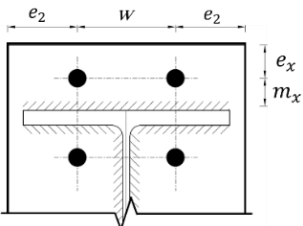
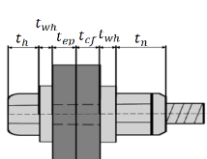
جهت بررسی و اطمینان روابط ارائه شده در بخش ۴، به‌منظور راستی‌آزمایی اثر پیش‌تیدگی پیچ‌ها در روش مؤلفه‌ای، نتایج آزمایشگاهی اتصالات با پیچ‌های پیش‌تیده شده برخی از محققین انتخاب شده‌اند [۲۴-۲۸]. در این بخش به‌عنوان نمونه جهت صحت‌سنجی روش پیشنهادی، مدل آزمایشگاهی اتصال صفحه انتهایی کوئیلو<sup>۱</sup> و بیجلارد<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۷ مورد بررسی قرار گرفته می‌شود. اتصال به این شرح است که دورتادور یک تیر HE320A به ورق انتهایی به ضخامت ۱۰/۱۰ میلی‌متر با قاعده جوش ۸ میلی‌متر متصل شده است، ورق نیز به بال ستون



شکل ۶- نمایی از اتصال صفحه انتهایی ارائه شده توسط کوئیلو و بیجلارد [۲۸]

<sup>1</sup> Coelho  
<sup>2</sup> Bijlaard



| مؤلفه                 | سختی مؤلفه‌های اتصال بدون در نظر گرفتن   | سختی مؤلفه‌های اتصال با در نظر گرفتن  |
|-----------------------|--|---|
| پیش‌تیندگی پیچ‌ها     | $k_1 = 0.38 \frac{EA_{vc}}{\beta Z} = 11.68E$  | $k_1 = 0.38 \frac{EA_{vc}}{\beta Z} = 11.68E$   |
| جان ستون در برش (C1)  | $A_{vc} = t_{wc}(h_c - 2t_{fc}) + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c) + (2r_c)^2 - \pi r_c^2 = 905.28(mm^2)$<br>$t_{wc} = 21(mm)$ $t_{fc} = 39(mm)$<br>$h_c = 340(mm)$ $r_c = 27(mm)$  |                                  |
| جان ستون در فشار (C2) | $k_2 = E \frac{0.7b_{eff,cwc}t_{wc}}{d_c} = 22.10E$  | $k_2 = E \frac{0.7b_{eff,cwc}t_{wc}}{d_c} = 22.10E$   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $b_{eff,cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_f + 5(t_{fc} + s) + s_p = 393.98(mm)$<br>$s = r_c = 27(mm)$ (for rolled I and H column sections)<br>$d_c = h_c - 2t_{fc} = 262(mm)$<br>$s_p = 2t_{ep} = 20.2(mm)$<br>$a_f = 10(mm)$ |                                  |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{3,1} = E \frac{0.7b_{eff,cwt,1}t_{wc}}{d_c} = 6.03E$   | $k_{3,1} = E \frac{0.7b_{eff,cwt,1}t_{wc}}{d_c} = 6.03E$  |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{3,2} = E \frac{0.7b_{eff,cwt,2}t_{wc}}{d_c} = 8.28E$   | $k_{3,2} = E \frac{0.7b_{eff,cwt,2}t_{wc}}{d_c} = 8.28E$  |
| جان ستون در کشش (C3)  | $b_{eff,cwt,1} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, \pi m + p, 2m + 0.625e + 0.5p, \pi m + 2e_1, 2m + 0.625e + e_1, 2e_1 + p, e_1 + 0.5p) = 107.5(mm)$<br>$b_{eff,cwt,2} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, 2p, p) = 147.5(mm)$          |                                 |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{4,1} = \psi_{cf} E \frac{0.9b_{eff,cfb,1}t_{fc}^3}{m_c^3} = 32.28E$  | $k_{4,1} = E \frac{0.9b_{eff,cfb,1}t_{fc}^3}{m_c^3} = 72.69E$   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{4,2} = \psi_{cf} E \frac{0.9b_{eff,cfb,2}t_{fc}^3}{m_c^3} = 44.29E$  | $k_{4,2} = E \frac{0.9b_{eff,cfb,2}t_{fc}^3}{m_c^3} = 99.74E$   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $\psi_{cf} = 0.57 \left( \frac{t_{fc}}{d_b \sqrt{\frac{m_c}{d_b}}} \right)^{-1.28} = 0.444$  | $m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0.8r_c$<br>$b_{eff,cfb,1} = b_{eff,cwt,1}$<br>$b_{eff,cfb,2} = b_{eff,cwt,2}$ |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{5,1} = \psi_{ep} E \frac{0.9b_{eff,ep,1}t_{ep}^3}{m_x^3} = 3.12E$  | $k_{5,1} = E \frac{0.9b_{eff,ep,1}t_{ep}^3}{m_x^3} = 0.99E$   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $k_{5,2} = \psi_{ep} E \frac{0.9b_{eff,ep,2}t_{ep}^3}{m_p^3} = 4.86E$  | $k_{5,2} = E \frac{0.9b_{eff,ep,2}t_{ep}^3}{m_p^3} = 1.54E$   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $\psi_{ep} = 0.57 \left( \frac{t_{ep}}{d_b \sqrt{\frac{m_{ep}}{d_b}}} \right)^{-1.28} = 3.15$  | $m_x = 60 - 0.8a_f = 52(mm)$<br>$m_p = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0.8\sqrt{2}a_w = 61.45(mm)$                           |
| جان ستون در کشش (C3)  | $b_{b_{eff,ep,1}} = \min(2\pi m, \pi m_x + w, \pi m_x + 2e, 4m_x + 1.25e_x, e + 4m_x + 0.625e_x, 0.5b_p + 0.5e + 2m_x + 0.625e_x)$   |                                |
| جان ستون در کشش (C3)  | $b_{eff,ep,2} = \min(2\pi m, \alpha m, \pi m + p, 0.5p + \alpha m - 2m - 0.625e)$  | جان تیر در کشش (C7)   |
| جان ستون در کشش (C3)  |  | بال و جان تیر در فشار (C8)  |
| جان ستون در کشش (C3)  |  | پیچ‌ها در کشش (C10)   |
| جان ستون در کشش (C3)  | $\frac{k_p}{k_b} \approx 4.10 + 3.25 \frac{t_p}{d_b} = 5.47$<br>$\rightarrow k_p = 5.47k_b$<br>$k_{10} = k_{bp} = k_b + k_p = 6.47k_b = 54.41E$<br>$t_p = 0.5(t_{ep} + t_{fc})$  | $k_{10} = k_b = E \frac{1.6A_b}{L_b} = 8.41E$<br>$L_b = t_{ep} + t_{cf} + 2t_{wh} + 0.5(t_n + t_n)$                 |
|                       |  |                                |

## ۱-۵- بررسی نتایج راستی آزمایی

مقادیر سختی دورانی پیش‌بینی شده با روابط پیشنهادی بخش ۴ در روش مؤلفه‌ای با و بدون در نظر گرفتن اثرات پیش‌تندگی پیچ‌ها در جدول (۴) و نمودار میله‌ای شکل (۷) آمده و با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند. تحلیل به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که پیش‌بینی سختی دورانی با به حساب آوردن پیش‌تندگی پیچ در مقایسه با حالتی که در آن از پیش‌تندگی پیچ صرف‌نظر شود، دقیق‌تر است. به‌طوری‌که اختلاف سختی آغازین مدل آزمایشگاهی جی پاکر<sup>۱</sup> و همکاران [۲۴] در سال ۱۹۹۷ با روش مؤلفه‌ای بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها و با

در نظر گرفتن این اثر به‌ترتیب  $30/92$  - و  $9/67$  درصد به‌دست آمده، این اختلاف برای مدل آزمایشگاهی کالیونوف<sup>۲</sup> و همکاران [۲۷] در سال ۱۹۹۱ به‌ترتیب  $13/81$  - و  $2/41$  - درصد محاسبه شد. همچنین مقدار متوسط درصد خطای سختی دورانی برای ۱۲ مدل آزمایشگاهی بررسی شده در جدول (۴) از  $26$  - درصد برای حالت بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها به  $10$  - درصد برای حالت با در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها کاهش یافت.

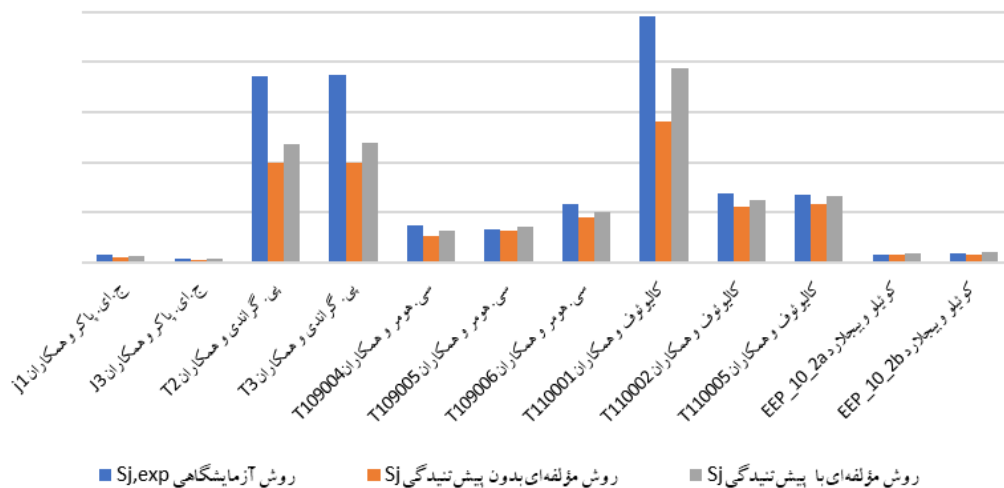
جدول ۴- مقایسه سختی به‌دست‌آمده بر حسب (kN-m/rad) از روش آزمایشگاهی با روش مؤلفه‌ای با و بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها

| مؤلف                       | کد مدل       | روش آزمایشگاهی | روش مؤلفه‌ای                       |                                  |          |                 |          |
|----------------------------|--------------|----------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|-----------------|----------|
|                            |              |                | بدون در نظر گرفتن پیش‌تندگی پیچ‌ها | با در نظر گرفتن پیش‌تندگی پیچ‌ها | درصد خطا |                 |          |
|                            |              | $S_{j,exp}$    | $S_j$                              | $S_i/S_{j,exp}$                  | $S_i$    | $S_i/S_{j,exp}$ | درصد خطا |
| جی پاکر و همکاران (۱۹۹۷)   | J۱           | ۱۵۶۰۵          | ۱۱۹۳۷                              | ۰/۷۶                             | ۱۲۷۸۴    | ۰/۸۲            | -۱۸/۰۷   |
|                            | J۳           | ۷۶۳۸           | ۵۲۷۶                               | ۰/۶۹                             | ۸۳۷۷     | ۱/۱۰            | ۹/۶۷     |
| بی گراندی و همکاران (۱۹۸۰) | T۲           | ۳۷۱۱۰۲         | ۱۹۸۱۹۶                             | ۰/۵۳                             | ۲۳۵۴۱۱   | ۰/۶۳            | -۳۶/۵۶   |
|                            | T۳           | ۳۷۵۰۰۰         | ۱۹۸۲۲۹                             | ۰/۵۲                             | ۲۳۹۲۶۰   | ۰/۶۴            | -۳۶/۲۰   |
| سی هومر و همکاران (۱۹۸۷)   | T۱۰۹۰۰۴      | ۷۴۱۳۵          | ۵۳۱۸۱                              | ۰/۷۲                             | ۶۲۷۵۹    | ۰/۸۵            | -۱۵/۳۴   |
|                            | T۱۰۹۰۰۵      | ۶۷۹۱۵          | ۶۳۵۱۰                              | ۰/۹۳                             | ۷۲۹۳۶    | ۱/۰۷            | ۷/۳۹     |
|                            | T۱۰۹۰۰۶      | ۱۱۵۷۰۴         | ۸۹۲۲۴                              | ۰/۷۷                             | ۱۰۰۷۷۰   | ۰/۸۷            | -۱۶/۷۳   |
| کالیونوف و همکاران (۱۹۹۱)  | T۱۱۰۰۰۱      | ۴۹۰۳۸۵         | ۲۸۲۲۴۴                             | ۰/۵۸                             | ۳۸۸۳۴۵   | ۰/۷۹            | -۲۰/۸۱   |
|                            | T۱۱۰۰۰۲      | ۱۳۷۹۳۷         | ۱۱۱۴۷۰                             | ۰/۸۱                             | ۱۲۴۶۳۸   | ۰/۹۰            | -۹/۶۴    |
|                            | T۱۱۰۰۰۵      | ۱۳۵۱۴۹         | ۱۱۶۴۸۹                             | ۰/۸۶                             | ۱۳۱۸۹۳   | ۰/۹۸            | -۲/۴۱    |
| کوتیلو و بیجلارد (۲۰۰۷)    | EEP_۱۰_۲a    | ۱۷۲۰۰          | ۱۵۳۵۴                              | ۰/۸۹                             | ۱۸۲۳۳    | ۱/۰۶            | ۶        |
|                            | EEP_۱۰_۲b    | ۱۹۹۰۰          | ۱۷۴۵۳                              | ۰/۸۷                             | ۲۱۵۲۷    | ۱/۰۸            | ۸/۱۸     |
|                            | مقدار متوسط  |                |                                    | ۰/۷۴                             |          | ۰/۹۰            | -/۱۰     |
|                            | انحراف معیار |                |                                    | ۰/۱۳                             |          | ۰/۱۶            |          |

<sup>۲</sup> Kalyonov

<sup>۱</sup> Packer





شکل ۷- نتایج سختی آغازین به‌دست‌آمده از روش آزمایشگاهی با روش مؤلفه‌ای با در نظر گرفتن پیش‌تیندگی پیچ و بدون آن

## ۶- نتیجه‌گیری

پیش‌تیندگی پیچ‌ها ۱۳/۸۱- درصد و با در نظر گرفتن این اثر به ۲/۴۱- درصد کاهش یافت.

طراحی مناسب و بدون ایراد اتصالات سازه‌های فولادی که بحرانی‌ترین بخش یک قاب فولادی را تشکیل می‌دهد، امری ضروری است. سختی چرخشی اتصالات پیچ و مهره‌ای را می‌توان با استفاده از روش مؤلفه‌ای ارائه‌شده در آیین نامه Eurocode 3 بخش ۸-۱ به‌درستی پیش‌بینی کرد.

نتایج تجربی ارائه‌شده در تحقیقات گذشته تأیید کرده است که پیش‌تیندگی پیچ به‌طور قابل‌توجهی بر سختی چرخشی اتصال تأثیر می‌گذارد، اما در آیین نامه Eurocode 3 از اثر پیش‌تیندگی پیچ‌ها در محاسبه سختی دورانی صرف‌نظر شده است، سختی محوری پیچ‌های مهره‌ای محکم‌شده را می‌توان با فرض گسترش ۴۵ درجه که از لبه سرپیچ شروع می‌شود، به دقت پیش‌بینی کرد. از همین روش می‌توان برای پیش‌بینی سختی اتصالات پیش‌تینده استفاده کرد، مشروط بر این که از یک ضریب کالیبره‌شده مناسب که نشان‌دهنده تأثیر پیش‌بارگذاری پیچ است استفاده شود. در این پژوهش سختی چرخشی اتصال صفحه انتهایی با در نظر گرفتن اثر پیش‌تیندگی مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

به این منظور، مقادیر سختی مدل آزمایشگاهی اتصال ورق انتهایی چندین پژوهش با مقادیر سختی به‌دست‌آمده از روش مؤلفه‌ای بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تیندگی پیچ‌ها و با در نظر گرفتن این اثر راستی‌آزمایی گردید. صحت‌سنجی انجام‌شده با روش مؤلفه‌ای تطابق خوبی با مدل‌های آزمایشگاهی داشت. مقایسه با تعداد زیادی از نتایج تجربی جمع‌آوری‌شده از تحقیقات گذشته، قابلیت اطمینان روش اتخاذشده را تأیید کرده است. نتایج بیانگر آن است که در مقایسه سختی دورانی مدل آزمایشگاهی با روش مؤلفه‌ای اختلاف سختی دورانی بدون در نظر گرفتن اثر

- flush end-plate moment connections", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 170(3), pp. 199-210.
- [15] Kazemi, S.M., Sohrabi, M.R., and Haji kazemi, H. (2019), "The effect of beam section property on the behavior of modular prefabricated steel moment connection", Steel and Composite Structures, Vol. 32, pp. 769-778.
- [16] Kazemi, S.M., Sohrabi, M.R., and Haji kazemi, H. (2021), "Design equations for prefabricated steel moment connections", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 80, pp. 313-321.
- [17] Lyu, Y.F., Li, G.Q., Wang, Y.B., Li, H., and Wang, Y.Z. (2021), "Effect of bolt pre-tension on the bearing behavior of high strength steel connections", Engineering Structures, 241, 112491.
- [18] صادقی، ع، سهرابی، م، و کاظمی، س.م. (۲۰۲۳)، "بررسی رفتار اتصالات خمشی فولادی به روش مؤلفه‌ای پیشرفته"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، ۱۷(۳۹).
- [19] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [20] ازهری، م، و میرقادری، س.ر. (۱۳۸۷)، "طراحی سازه های فولادی"، جلد سوم، انتشارات ارکان دانش، چاپ ششم.
- [21] Bursi, O. (1990), "Behaviour of high strength bolts in bolted beam-to-column connections", In Proc. Of Applied Stress Analysis Conference, Nottingham.
- [22] Jaspert, J.P., and Maquoi, R. (1995), "Effect of bolt preloading on joint behaviour", In First European Conference on Steel Structures.
- [23] Falcón, G.A.S., and Montrull, P.M. (2014), "Optimum Dimensioning of semi-rigid connections of Steel frame - "Auxiliary Frame Model", XXXV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, pp. 1-22.
- [24] Packer, J.A., and LJ, M. (1977), "A limit state design method for the tension region of bolted beam-column connections".
- [25] Grundy, P., Thomas, I.R., and Bennetts, I.D. (1980), "Beam-to-column moment connections", Journal of the Structural Division, 106(1), pp. 313-330.
- [26] Hummer, C., and Tschemmernegg, T. (1988), "A non-linear joint model for the design of structural steel frames", Costruzioni Metalliche, 1.
- [27] Kalyonov, V., Karmalin, V., Pavlov, A., and Streletskij, N. (1991), "Guide to Design of Bolted Connections Subjected to Shear", Moscow.
- [28] Coelho, A.M.G., and Bijlaard, F.S. (2007), "Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections", Journal of Constructional Steel Research, 63(9), pp. 1228-1240.
- [1] ازهری، م، و میرقادری، ر. (۱۳۹۳)، "طراحی سازه های فولادی - طراحی اتصالات به روش حالت حدی و مقاومت مجاز"، (ص ۸-۱۸) اصفهان، ایران: انتشارات ارکان دانش.
- [2] Piluso, V., Faella, C., and Rizzano, G. (2000), "Structural Semi-Rigid Connections: Theory, Design and Software", CRC Press, Boca Raton.
- [3] CEN, E. (2005). 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints. Brussels: European Committee for Standardization.
- [4] Faella, C., Piluso, V., and Rizzano, G. (1998), "Experimental analysis of bolted connections: snug versus preloaded bolts", Journal of Structural Engineering, 124(7), pp. 765-774.
- [5] Da Silva, L.S., de Lima, L.R., da Svellasco, P.C., and de Andrade, S.A. (2004), "Behaviour of flush end-plate beam-to-column joints under bending and axial force", Steel and Composite Structures, 4(2), pp. 77-94.
- [6] Bayo, E., Cabrero, J.M., and Gil, B. (2006), "An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures", Engineering Structures, 28(1), pp. 97-108.
- [7] Shi, G., Shi, Y., Wang, Y., and Bradford, M.A. (2008), "Numerical simulation of steel pretensioned bolted end-plate connections of different types and details", Engineering Structures, 30(10), pp. 2677-2686.
- [8] Demonceau, J.F., Weynand, K., Jaspert, J.P., and Müller, C. (2010), "Application of Eurocode 3 to steel connections with four bolts per horizontal row", In Proceedings of the SDSS' Rio Conference (pp. 199-206). Rio de Janeiro.
- [9] Kim, I.T., Lee, J.M., Huh, J., and Ahn, J.H. (2016), "Tensile behaviors of friction bolt connection with bolt head corrosion damage: Experimental research B", Engineering Failure Analysis, 59, pp. 526-543.
- [10] Guo, X., Zhang, Y., Xiong, Z., and Xiang, Y. (2016), "Load-bearing capacity of occlusive high-strength bolt connections", Journal of Constructional Steel Research, 127, pp. 1-14.
- [11] Yang, H., Liu, W., and Ren, X. (2016), "A component method for moment-resistant glulam beam-column connections with glued-in steel rods", Engineering Structures, 115, pp. 42-54.
- [12] Kazemi, M., Sohrabi, M., and Haji Kazemi, H. (2017), "Study of BSB connections behavior under cyclic loads", Journal of Structure and Steel, 10 (20), pp. 31-44.
- [13] Bayo, E., Loureiro, A., Lopez, M., and da Silva, L.S. (2017), "General component based cruciform finite elements to model 2D steel joints with beams of equal and different depths", Engineering Structures, 152, pp. 698-708.
- [14] Goudarzi, A., Ghassemieh, M., Fanaie, N., Laefer, D.F., and Baei, M. (2017), "Axial load effects on

## پیوست آ

تغییر شکل ناشی از تقلیل فشار با رابطه زیر داده می‌شود:

$$\frac{1}{k_p} = 2 \int_0^{t_p+t_{wh}} \frac{1}{EA(z)} dz \quad (1-آ)$$

با بیان مساحت ناحیه پیش‌تنیده ورق  $A(z)$  به صورت تابعی از قطر پیچ  $(d_b)$  از طریق روابط (۱۱)، رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_p} &= \frac{2}{E\pi} \int_0^{t_p+t_{wh}} \frac{1}{z^2 + 1.6zd_b + 0.39d_b^2} dz \\ &= \frac{2}{E\pi d_b} \left( 1.47 + \ln \frac{t_p/d_b + 0.45}{t_p/d_b + 1.45} \right) \end{aligned} \quad (2-آ)$$

که منجر به نسبت سختی ورق به پیچ به صورت زیر می‌شود:

$$\frac{k_p}{k_b} = \frac{k_p}{A_b/l_b} = \frac{2}{0.78} \frac{2 t_p/d_b + 0.65}{1.47 + \ln \frac{t_p/d_b + 0.45}{t_p/d_b + 1.45}} \quad (3-آ)$$

که طول قراردادی پیچ به صورت تابعی از  $(d_b)$  و  $(t_p)$  به کمک معادله (۱۱) و معادله زیر بیان شده است.

$$L_b = t_{ep} + t_{cf} + 2t_{wh} + \frac{t_h + t_n}{2} \quad (4-آ)$$

که  $(t_{wh})$ ،  $(t_h)$  و  $(t_n)$  به ترتیب ضخامت واشرها، سر پیچ و مهره هستند. به علاوه،  $(t_{ep})$  و  $(t_{cf})$  به ترتیب ضخامت‌های صفحه انتهایی و بال ستون هستند.

رابطه (۳-آ) می‌تواند با رابطه خطی زیر به صورت تقریبی بیان

شود:

$$\frac{k_p}{k_b} \approx 4.10 + 3.25 \frac{t_p}{d_b} \quad (5-آ)$$



http://journaliss.ir

# مطالعه عملکرد لرزه‌ای حین ساخت قاب خمشی فولادی با توجه به سناریوهای مختلف در اجرای اتصال پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده

حامد نوفرستی<sup>۱</sup>، محمدحسین رزمخواه<sup>۲</sup>، محسن گرامی<sup>۳\*</sup>

۱- دکتری عمران گرایش زلزله، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری عمران گرایش زلزله، دانشگاه سمنان، ایران

۳- استاد گروه زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

\*سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱۹۱۱۱، mgerami@semnan.ac.ir

## چکیده

در روند اجرای سازه‌های فولادی با اتصالات پیچی، ابتدا پیچ‌ها توسط کارگران به‌صورت موقت بسته شده و به اصطلاح سفت می‌شوند، در این متن آن را بست اولیه نامیده‌ایم. پس از اجرای اتصالات چند قسمت مختلف به‌صورت بست اولیه، در مراحل بعدی ساخت، پیچ‌های اتصال پیش‌تنیده می‌گردد؛ به‌طوری‌که حداقل نیروی پیش‌تنیدگی آیین‌نامه‌ای در آن‌ها ایجاد شود. در این متن مرحله پیش‌تنیده کردن پیچ‌های اتصال فلنجی با عنوان بست ثانویه شناخته می‌شود. بنابراین در روند اجرای سازه‌های فولادی با قاب خمشی به کمک اتصالات از پیش پذیرفته ورق انتهایی، اثرات توالی ساخت از اهمیت قابل توجهی برخوردار است، چراکه در دوران ساخت، با توجه به حالت‌های مختلف ساخت حاکم بر شرایط اجرای پروژه، تأخیر در بست ثانویه اتصالات، عدم تکمیل سیستم مهار جانبی سازه و از طرفی احتمال رخداد زلزله‌های با بزرگای مختلف می‌تواند منجر به خرابی سازه به‌صورت موضعی و یا کلی شده و نهایتاً منجر به تحمیل هزینه‌های گزاف بر پروژه گردد. در این تحقیق از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی توسط FEMA-P695 (ATC-63) با ماهیت دور از گسل استفاده گردید و سپس با استفاده از منحنی‌های شکنندگی به بررسی میزان آسیب‌پذیری اتصال BUEEP پرداخته شده است. با عدم اجرای بست ثانویه در سازه، رفتار اتصالات به‌صورت نیمه‌صلب بوده و بحث میرایی و کاهش نیاز لرزه‌ای ناشی از آن محسوس تر می‌باشد. این روند بیش‌تر در شتاب‌های پایین‌تر قابل مشاهده بود. به‌طورکلی در سطوح عملکرد جزئی و متوسط، تأثیر عدم اجرای بست ثانویه با توجه به لقی اتصالات و نیاز به دریافت‌های پایین‌تر تا رسیدن به این سطح از عملکرد، بیش‌تر می‌باشد.

## واژگان کلیدی

اتصال پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده، منحنی شکنندگی، بست اولیه، بست ثانویه

## Studying the seismic performance during the construction of the steel bending frame according to different scenarios in the implementation of the bolt of the BUEEP connection

H. Nofaresti, M.H Razmkhah, M. Gerami

### Abstract

In the process of implementing steel structures with bolted connections, the bolts are temporarily tight by the workers and so-called tightened, in this article, called the initial stage. After performing the connections of several different parts in the form of primary fastening, in the following stages of construction, the bolts of connection are pre-tensioned so that the minimum pre-tensioning force of the regulations is created in them. Therefore, in the process of the construction of steel structures with pre-qualified connections of the steel moment end plate frame, the effects of the construction sequence are important, because during the construction, due to the different construction situations of the project implementation conditions, delays in the secondary fastening of the connections, the lack of completion of the lateral restraint system of the structure and on the other hand the possibility of earthquakes with different magnitudes can lead to local or general damage to the structure and ultimately lead to the imposition of exorbitant costs on the project. In this research, the acceleration records proposed by FEMA-P695 (ATC-63) were used with the nature far field, and then the vulnerability of the BUEEP connection was investigated using the fragility curves. Without implementing the secondary fastener in the structure, the connections have a semi-rigid behavior and the discussion of damping and reducing the seismic demand caused by it is more noticeable. This trend was more visible at lower accelerations. In general, in slight and medium performance levels, the effect of not using the secondary fastener is greater due to the slack of the connections and the need for lower drifts to reach this level of performance.

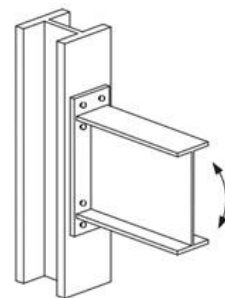
### Keywords

BUEEP Connection, Fragility Curve, Primary Fastening, Secondary Fastening



تا قبل از زلزله نورث ریچ در سال ۱۹۹۴، اتصالات WUF-B<sup>۱</sup> به صورت گسترده در بسیاری از سازه‌های فولادی به کار می‌رفت. اما پس از زلزله نورث ریچ با مشاهده اتصالات آسیب‌دیده از زلزله، مشخص گردید که این نوع اتصالات مستعد خرابی ترد و شروع شکست در ناحیه جوش داده شده هستند [۱]. بنابراین پروژه فولادی SAC توسط FEMA<sup>۲</sup> برای بررسی علل خرابی‌های شکننده، تشکیل شد. راه‌حلی جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصال ساختمان‌های قاب خمشی فولادی توسعه داده شد [۲] و مقررات لرزه‌ای AISC برای ساختمان‌های فولادی به طور قابل توجهی تجدید نظر شد [۳].

اتصالات فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی که به اختصار (BUEEP)<sup>۳</sup> نامیده می‌شود (شکل (۱)) یکی از اتصالات رایج پیچی در سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی می‌باشد که در ساختمان‌های بلندمرتبه کاربرد زیادی دارد [۱].



شکل ۱- اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی [۱]

اتصال BUEEP در FEMA 351 به عنوان «اتصال کاملاً مهارشده پیچ‌دار پیش‌صلاحیت‌شده»<sup>۴</sup> شناخته شده است [۴]. اتصالات BUEEP می‌تواند مقادیر تغییرشکل غیرالاستیک زیادی را بدون خرابی در اتصال تحمل کند و بدین ترتیب معیارهای طراحی لرزه‌ای را ارضا نماید [۳].

شنايدر<sup>۵</sup> هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را تحت بارگذاری چرخه‌ای مطالعه و حالت‌های شکست آن‌ها را مقایسه کرد [۱]. کوئیولو<sup>۶</sup> نیز هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را با ضخامت‌های مختلف از صفحه انتهایی و نوع فولاد تحت

آزمایش قرار داد [۵]. مگی<sup>۷</sup> اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را تحت بارگذاری یکنواخت مطالعه کرد و شش اتصال را با ضخامت‌های صفحه انتهایی و قطر پیچ‌های مختلف بررسی نمود [۶].

گوا<sup>۸</sup> اتصال فلنجی با ورق انتهایی را تحت بارگذاری سیکلی مورد مطالعه قرار داد و اثر تغییر ضخامت صفحه انتهایی و وجود ورق لچکی را بررسی کرد [۷].

عبیده<sup>۹</sup> هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی را تحت بارگذاری یکنواخت مورد مطالعه آزمون تجربی و تحلیل اجزای محدود قرار داد و نشان داد که استفاده از سخت‌کننده ورق انتهایی، ظرفیت ممان خمشی قابل تحمل توسط اتصال را افزایش می‌دهد، اما شکل‌پذیری آن را کاهش می‌دهد [۸]. کالچی<sup>۱۰</sup> هشت اتصال صفحه انتهایی ساخته شده با پیچ‌های فولادی کربنی و پیچ‌های فولادی ضد زنگ را آزمایش کرد. بر اساس مطالعه وی اتصالات با پیچ و مهره‌های فولادی ضد زنگ تحت بارگذاری، علائمی از آسیب را قبل از خرابی از خود نشان دادند اما پیچ و مهره‌های فولادی کربنی فاقد این بیش‌آگاهی است و به یک‌باره بدون اعلام خاصی دچار شکست می‌شوند [۹].

صابری با استفاده از تغییر آرایش پیچ‌ها به بررسی راهی برای تقویت اتصال فلنجی با ورق انتهایی پرداخت. نتایج این مطالعه نشان داد که این روش، تقویت رفتار چرخه‌ای اتصالات ضعیف را بهبود می‌بخشد [۱۰].

اتصال تیر به ستون در قاب‌ها، در صورتی که نیروی حداقل پیش‌تندگی در پیچ‌ها مطابق با آیین‌نامه تأمین گردد، به صورت صلب در نظر گرفته می‌شود؛ این در حالی است که برای زمانی که پیش‌تندگی در پیچ‌ها وجود ندارد و به اصطلاح پیچ‌ها بست اولیه شده‌اند، اتصال به صورت نیمه‌صلب در نظر گرفته می‌شود، لذا لازم است در این حالت سختی دورانی اتصال را برای گره مورد نظر تعریف نمود. بدین منظور لازم است مشخصات M-θ مربوط به اتصال مورد نظر را مانند یک فنر تعریف کرده و به گره مورد نظر اختصاص داد. استخراج رابطه و یا به عبارتی منحنی M-θ برای گره‌های مختلف به سه طریق امکان‌پذیر است؛ در روش اول که دقیق‌ترین روش نیز محسوب می‌شود، انجام آزمایش بر روی اتصال با مقاطع و هندسه واقعی می‌باشد؛ روش دوم استفاده از تحلیل‌های عددی متکی بر برنامه‌های مبتنی بر

<sup>7</sup> Maggi

<sup>8</sup> Guo

<sup>9</sup> Abidelah

<sup>10</sup> Culache

<sup>1</sup> Welded Unreinforced Flange Bolted-Web Connection

<sup>2</sup> The Federal Emergency Management Agency

<sup>3</sup> Bolted Unstiffened Extended End Plate Moment Connections

<sup>4</sup> Prequalified Bolted Fully Restrained Connection

<sup>5</sup> Schneider

<sup>6</sup> Coelho

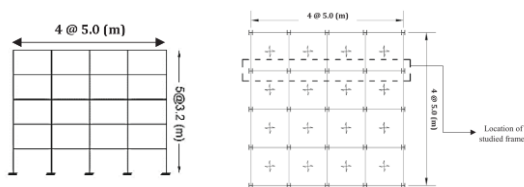
روش اجزای محدود است؛ روش سوم استفاده از منحنی‌های  $M-\theta$  پیشنهادی توسط محققین که با انجام مطالعات آزمایشگاهی و عددی صحت‌سنجی شده‌اند، می‌باشد. در این تحقیق از روش سوم استفاده شده است. بدین منظور از رابطه‌ای که توسط  $y^1$  و  $ملچرز^2$  [۱۱] ارائه شده، استفاده می‌شود. رابطه (۱)، بیانگر رابطه  $M-\theta$  برای اتصالات پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده است.

$$M = M_p \left\{ 1 - \exp \left[ \frac{-(K_i - K_p + C\theta)\theta}{M_p} \right] \right\} + K_p \theta \quad (1)$$

در رابطه اخیر پارامترهای  $(K_i)$ ،  $(K_p)$  و  $(M_p)$  به صورت تحلیلی محاسبه می‌شوند که وابسته به هندسه اتصال می‌باشد. ضریب  $(C)$ ، ضریبی است که برای اتصال پیچی ورق انتهایی توسط  $y^1$  و همکاران  $3/5$  پیشنهاد شده است. با توجه به الگوی منحنی  $M-\theta$  برای اتصالات پیچی ورق انتهایی در مطالعه آزمایشگاهی و اختلاف ظرفیت و سختی در حالت پیش‌تینده نسبت به حالت بست اولیه، الگوی مورد نظر بر روی منحنی حاصل از رابطه (۱) اعمال گردید تا منحنی متناظر با بست اولیه برای اتصال مورد نظر حاصل شود.

## ۲- هندسه سازه و قاب مورد نظر

به منظور بررسی اثرات تحلیل‌ها طی فرآیند ساخت برای سطوح مختلف خطر لرزه‌ای و اهداف عملکردی متفاوت بر روی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، قاب ساختمانی با ارتفاع ۵ طبقه انتخاب گردید. در شکل (۲) مشخصات هندسی (پلان و نما) قاب مورد بررسی نشان داده شده است. با توجه به تقارن در پلان سازه و فرض بر صلبیت دیافراگم، یکی از قاب‌های داخلی انتخاب و در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شد. در ادامه توضیحاتی مبنی بر نحوه مدل‌سازی قاب مفروض، رفتار غیرخطی مصالح و اتصالات با توجه به حالت‌های مدنظر شرح داده شده است.



شکل ۲- مشخصات هندسی قاب ۵ طبقه مورد بررسی

## ۳- مشخصات مقاطع

به منظور دستیابی به اهداف تحقیق و بررسی اثر پیش‌تیندگی اتصالات حین ساخت بر عملکرد لرزه‌ای سازه، ابتدا یک سازه ۵ طبقه با سیستم مقاوم جانی قاب خمشی متوسط در نرم‌افزار ETABS مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۲] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۳] طراحی گردید. مقاطع به دست آمده از طراحی به شرح جدول (۱) می‌باشد.

جدول ۱- مشخصات مقاطع قاب خمشی ۵ طبقه

| طبقه | تیر    | ستون   | پیچ |
|------|--------|--------|-----|
| ۵    | IPE300 | IPB180 | M22 |
| ۴    | IPE300 | IPB180 | M22 |
| ۳    | IPE300 | IPB200 | M24 |
| ۲    | IPE300 | IPB240 | M27 |
| ۱    | IPE330 | IPB260 | M27 |

## ۴- بارگذاری قاب خمشی

به منظور بارگذاری ثقلی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۴]، مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برای طبقات ۱ الی ۴ در طراحی مدنظر قرار گرفت؛ همچنین برای بار مرده و زنده سقف به ترتیب مقادیر ۴۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شد. بارگذاری لرزه‌ای سازه نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) انجام گرفت [۱۲]. برای به دست آوردن مقدار ضریب زلزله، خاک ساختمانی، تیپ III، کاربری سازه مسکونی و نوع سیستم باربر جانی، خمشی ویژه لحاظ شد. سیستم دال ۲ طرفه صلب جهت انتقال بار ثقلی و جانی در نظر گرفته شد.

## ۵- مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees

در این بخش، توضیحات کامل از روند مدل‌سازی قاب خمشی ۵ طبقه مورد بررسی، در نرم‌افزار Opensees ارائه شده و نحوه صحت‌سنجی مدل ایجاد شده شرح داده می‌شود.

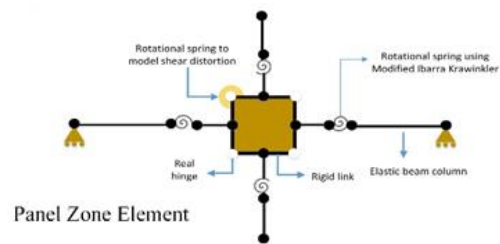
### ۵-۱- معرفی ابعاد مدل

در گام اول، به منظور مدل‌سازی قاب دوبعدی از دستور Model BasicBuilder با در نظر گرفتن ۳ درجه آزادی (۲ درجه دورانی و ۱ درجه انتقالی) برای هر گره و از دستور Node برای معرفی گره‌های اعضای سازه و اتصالات استفاده شد. در

<sup>1</sup> yee  
<sup>2</sup> Melchers

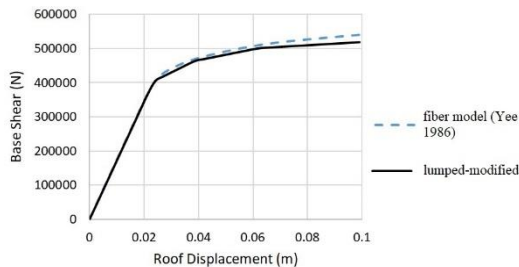


شکل (۳) نحوه معرفی گره‌های اعضا و اتصالات نشان داده شده است.



شکل ۳- نحوه معرفی گره‌های اعضا و اتصالات

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی تیر و ستون قاب مفروض، منحنی بار افزون مدل ایجاد شده با این روش برای یک قاب یک طبقه دوبعدی با قابی که به روش فایبر مدل‌سازی شده، مقایسه و صحت‌سنجی شد. در شکل (۴)، صحت‌سنجی روش مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح نشان داده شده است.



شکل ۴- صحت‌سنجی روش مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح به روش مفصل متمرکز

### ۲-۵- معرفی مقاطع و رفتار غیرخطی مصالح

جهت مدل‌سازی مقاطع و رفتار غیرخطی مصالح فولادی از روش مفصل متمرکز و روش فنر پیچشی توسعه یافته توسط کراوینکلر<sup>۱</sup> و همکاران [۱۵] استفاده شد. در این روش فنر پیچشی مطابق با ظرفیت اسمی تیر و ستون در دو انتهای عضو در فاصله پیشنهادی محل تشکیل مفصل پلاستیک در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان قرار گرفت. هر عضو افقی و قائم با استفاده از سه عضو با صلبیت زیاد توسط فنرهای پیچشی به هم وصل شده و رفتار غیرخطی مصالح را در تحلیل ممکن می‌سازد. برای مدل‌سازی مصالح المان‌های صلب از دستور `UniaxialMaterial Elastic` استفاده گردید. جهت دسترسی به المان با صلبیت بالا مقدار مدول ارتجاعی مورد نیاز برای این دستور، ۱۰ برابر مدول ارتجاعی فولاد در نظر گرفته شد. به منظور معرفی مقاطع فولادی استفاده شده در ستون‌ها از دستور `Element ModElasticBeam2d` که توسط کراوینکلر و همکاران [۱۵] توسعه یافته است؛ استفاده گردید. برای استفاده از این دستور بایستی سه سختی حاصل از نمودار ممان-انحنای استخراج و مورد استفاده قرار گیرد. در این مطالعه برای هر یک از مقاطع با توجه به مشخصات هندسی و مکانیکی هر المان مقادیر لازم استخراج و در مدل‌سازی استفاده شد. جهت مدل‌کردن تیرهای قاب فولادی از روش مدل‌سازی اشاره شده در ستون‌ها بهره گرفته شد.

در مرحله بعد به منظور مدل‌سازی مفاصل متمرکز تیر و ستون از دستور `Compute HingeWColumn` برای مدل‌سازی مفاصل متمرکز و از دستور `Element ZeroLength` برای اتصال دو المان صلب توسط یک المان فنر پیچشی بدون بُعد استفاده گردید. در نهایت با استفاده از دستور `Elastic BeamColumn` المان‌های تیر و ستون مدل شدند.

### ۳-۵- مدل‌سازی ناحیه اتصال

در این تحقیق از روش پیشنهادی ایبارا<sup>۲</sup> و کراوینکلر برای مدل‌سازی ناحیه اتصال تیر و ستون قاب خمشی استفاده شد. در این روش از هشت عضو صلب خمشی و ۱۶ گره که دو به دو به هم بسته شده‌اند، استفاده گردید. رفتار ممان-انحنای اتصالات با توجه به نتایج آزمایشگاهی، با استفاده از فنر پیچشی با رفتار برشی جانمایی شده در یکی از گره‌های اتصال مدل‌سازی شد. در شکل (۳) نحوه مدل‌سازی گره اتصال نشان داده شده است.

### ۴-۵- معرفی الگوی جرم گره‌ای سازه

با توجه به این که مدل‌سازی در نرم‌افزار به صورت دوبعدی انجام گرفته است؛ جرم سازه باید به نحو مناسبی از مدل سه‌بعدی به مدل دوبعدی تبدیل یابد تا در زمان تناوب نوسان سازه، نیروی زلزله ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت و مراحل تحلیل دینامیکی خلی وارد نگردد. نرم‌افزار `OpenSees` جرم سازه را به صورت ماتریس متمرکز در تحلیل‌های خود اعمال می‌کند، مقدار جرم لرزه‌ای سازه مطابق بارگذاری ثقلی مدنظر و همچنین با در نظر گرفتن کل بار مرده و ۲۰ درصد از بار زنده محاسبه گردید. سپس جرم گسترده به جرم متمرکز تبدیل شده و به گره‌ها اعمال گردید. شایان ذکر است که گره‌های تکیه‌گاهی فاقد جرم هستند؛ در این مطالعه مقدار جرم هر گره با توجه به عرض بارگیر و عرض تیر برای هر یک از گره‌ها محاسبه و در نرم‌افزار وارد شد.

<sup>2</sup> Ibarra

<sup>1</sup> Krawinkler



## ۶- صحت‌سنجی قاب ۵ طبقه

بعد از اتمام مدل‌سازی عددی قاب خمشی ۵ طبقه، به منظور اطمینان از روش مدل‌سازی، مدل تحت تحلیل مودال قرار گرفته و زمان تناوب مود اول سازه با مقدار به‌دست‌آمده در طراحی توسط نرم‌افزار Etabs مقایسه گردید. نتایج بررسی نشان داد که زمان تناوب به‌دست‌آمده توسط نرم‌افزار Opensees اختلاف ۰/۰۰۲ ثانیه با مقدار به‌دست‌آمده در نرم‌افزار Etabs دارد که این اختلاف قابل قبول فرض می‌گردد.

## ۷- رکوردهای زلزله انتخاب‌شده

در این تحقیق از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی توسط FEMA-P695 (ATC-63) [۱۶] با ماهیت دور از گسل استفاده شد. در جدول (۲) مشخصات زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخابی نشان داده شده است. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) هرکدام از زوج شتاب‌نگاشت‌ها که مقدار شتاب بیشینه بیش‌تری داشت، انتخاب و در تحلیل استفاده شد.

جدول ۲- مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب‌شده [۱۶]

| NO# | NGA# | Event                 | Year | Magnitue | Fault Type      | R_jb[km] | R_rup[km] | Vs30[m/s] | Low. freq[Hz] | Duration[s] | Count | dt[s] | PGA[g]   |
|-----|------|-----------------------|------|----------|-----------------|----------|-----------|-----------|---------------|-------------|-------|-------|----------|
| 1   | 68   | San_Fernando          | 1971 | 6.6      | Reverse         | 22.8     | 22.8      | 316.5     | 0.3           | 27.99       | 2800  | 0.01  | 0.209876 |
| 2   | 125  | Friuli-Italy-01       | 1976 | 6.5      | Reverse         | 15       | 15.8      | 424.8     | 0.1           | 36.34       | 7269  | 0.005 | 0.351329 |
| 3   | 125  | Friuli-Italy-01       | 1976 | 6.5      | Reverse         | 15       | 15.8      | 424.8     | 0.1           | 36.34       | 7269  | 0.005 | 0.314809 |
| 4   | 169  | Imperial_Valley-06    | 1979 | 6.5      | Strike-Slip     | 22       | 22        | 274.5     | 0.1           | 99.91       | 9992  | 0.01  | 0.351119 |
| 5   | 174  | Imperial_Valley-06    | 1979 | 6.5      | Strike-Slip     | 12.4     | 12.4      | 196.2     | 0.3           | 39.03       | 7807  | 0.005 | 0.379579 |
| 6   | 721  | Superstition_Hills-02 | 1987 | 6.5      | Strike-Slip     | 18.2     | 18.2      | 192.1     | 0.1           | 39.995      | 8000  | 0.005 | 0.357855 |
| 7   | 725  | Superstition_Hills-02 | 1987 | 6.5      | Strike-Slip     | 11.2     | 11.2      | 207.5     | 0.3           | 22.29       | 2230  | 0.01  | 0.446326 |
| 8   | 767  | Loma_Prieta           | 1989 | 6.9      | Reverse-Oblique | 12.2     | 12.8      | 349.9     | 0.1           | 39.94       | 7989  | 0.005 | 0.555024 |
| 9   | 829  | Cape_Mendocino        | 1992 | 7        | Reverse         | 7.9      | 14.3      | 311.8     | 0.1           | 35.98       | 1800  | 0.02  | 0.548927 |
| 10  | 900  | Landers               | 1992 | 7.3      | Strike-Slip     | 23.6     | 23.6      | 353.6     | 0.1           | 43.98       | 2200  | 0.02  | 0.244803 |
| 11  | 953  | Northridge-01         | 1994 | 6.7      | Reverse         | 9.4      | 17.1      | 355.8     | 0.3           | 29.98       | 2999  | 0.01  | 0.516457 |
| 12  | 960  | Northridge-01         | 1994 | 6.7      | Reverse         | 11.4     | 12.4      | 308.6     | 0.1           | 19.98       | 1999  | 0.01  | 0.482002 |
| 13  | 1111 | Kobe-Japan            | 1995 | 6.9      | Strike-Slip     | 7.1      | 7.1       | 609       | 0.1           | 40.95       | 4096  | 0.01  | 0.509338 |
| 14  | 1116 | Kobe-Japan            | 1995 | 6.9      | Strike-Slip     | 19.1     | 19.1      | 256       | 0.1           | 40.95       | 4096  | 0.01  | 0.243233 |
| 15  | 1148 | Kocaeli-Turkey        | 1999 | 7.5      | Strike-Slip     | 10.6     | 13.5      | 523       | 0.1           | 29.995      | 6000  | 0.005 | 0.218836 |
| 16  | 1158 | Kocaeli-Turkey        | 1999 | 7.5      | Strike-Slip     | 13.6     | 15.4      | 276       | 0.2           | 27.18       | 5437  | 0.005 | 0.357876 |
| 17  | 1244 | Chi-Chi-Taiwan        | 1999 | 7.6      | Reverse-Oblique | 10       | 10        | 258.9     | 0.1           | 89.995      | 18000 | 0.005 | 0.440103 |
| 18  | 1602 | Duzce-Turkey          | 1999 | 7.1      | Strike-Slip     | 12       | 12        | 326       | 0.1           | 55.89       | 5590  | 0.01  | 0.822429 |
| 19  | 1787 | Hector_Mine           | 1999 | 7.1      | Strike-Slip     | 10.3     | 11.7      | 684.9     | 0             | 45.3        | 4531  | 0.01  | 0.336769 |
| 20  | 1787 | Hector_Mine           | 1999 | 7.1      | Strike-Slip     | 10.3     | 11.7      | 684.9     | 0             | 45.3        | 4531  | 0.01  | 0.150246 |

## ۸- مدل‌سازی میرایی به‌منظور تحلیل دینامیکی

وجه تمایز تحلیل استاتیکی و دینامیکی، در نظر گرفتن عامل شتاب و میرایی در حل معادلات دیفرانسیل می‌باشد. با توجه به این که در این رساله جهت نیل به اهداف پژوهش از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده شده است، به‌منظور در نظر گرفتن میرایی سیستم از روش رایلی جهت تعریف میرایی کل سازه در مواجهه با شتاب گرانشی زمین استفاده گردید. میرایی رایلی با استفاده از رابطه (۲) بیان می‌گردد.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

در رابطه اخیر، (C) میرایی کلی سیستم، (K) ماتریس سختی جانبی و (M) ماتریس جرم متمرکز می‌باشد. (α) و (β) بر اساس روابط (۳) و (۴) محاسبه می‌گردد.

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1}{\omega_3} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2\xi_1\omega_1 - 2\xi_m\omega_m}{\omega_1^2 - \omega_m^2} \quad (4)$$

در این روابط (ω<sub>m</sub>) فرکانس‌های طبیعی سیستم در مد mام می‌باشد که در این تحقیق از مد اول و سوم استفاده شده و (ξ) درصد میرایی بوده که در این مدل‌سازی ۵٪ فرض شده است.

## ۹- گزینه‌های مختلف ساخت و نحوه نام‌گذاری

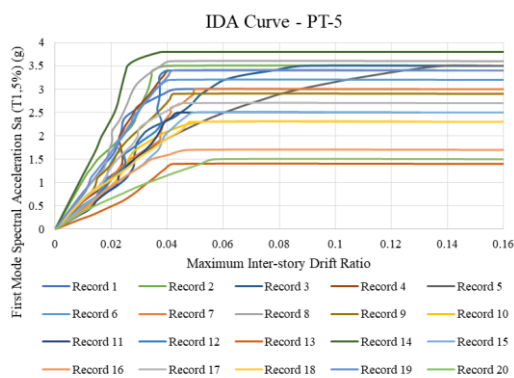
### مدل‌های تحقیق

شش گزینه متفاوت حین ساخت با محوریت پیش‌تندگی و عدم پیش‌تندگی اتصالات طبقه در نظر گرفته شد. در جدول (۳) نحوه نام‌گذاری و شرح سناریوی مفروض، اشاره شده است. در ادامه تمام نتایج حاصل از تحقیق با استفاده از این روش نام‌گذاری بیان شده است.



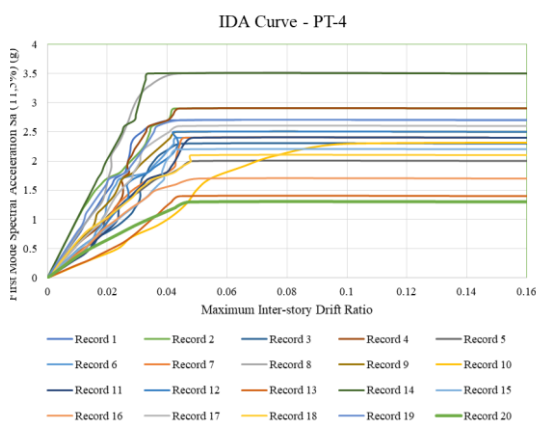
### جدول ۳- حالت‌های مختلف حین ساخت و نحوه نام‌گذاری آن

| ردیف | شرح گزینه  | نام مدل |
|------|--|---------|
| ۱    | تمام اتصالات طبقات پیش‌تنیده شده است.                | PT-5    |
| ۲    | به‌جز طبقه ۵ بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است.         | PT-4    |
| ۳    | به‌جز طبقات ۳، ۴ و ۵ بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است. | PT-3    |
| ۴    | به‌جز طبقات ۲، ۳، ۴ و ۵ اتصالات پیش‌تنیده شده است.   | PT-2    |
| ۵    | بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است.                      | PT-1    |
| ۶    | هیچ‌کدام از اتصالات پیش‌تنیده نشده است.              | ST      |



شکل ۵- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-5

با توجه به دستورالعمل Hazus حداکثر زاویه دررفت برای قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه  $0.04$  رادین می‌باشد؛ که پس از این دوران، سازه عملاً ناپایدار و سطح عملکرد کامل را رد می‌کند. بنابراین در تمام تحلیل قاب‌های مفروض بعد از عبور عملکرد سازه از دررفت اشاره‌شده، تحلیل قطع گردید. در شکل (۶) منحنی IDA مدل PT-4 نشان داده شده است.



شکل ۶- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-4

همان‌طور که در نمودار قابل مشاهده است با عدم پیش‌تنیدگی اتصالات طبقه ۵، سختی سیستم کاهش و رفتار دینامیکی سازه تغییر پیدا می‌کند. این تغییر در شتاب‌های بالا محسوس‌تر می‌باشد. در ادامه منحنی مدل‌های PT-3 تا ST مطابق حالت‌های معرفی شده در جدول (۳)، در شکل‌های (۷) الی (۱۰) نشان داده شده است.

### ۱۰- تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی

از تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی استفاده شده است. مطابق روش انجام تحلیل IDA<sup>۱</sup>، ابتدا باید سه شاخص اصلی ضریب مقیاس، شاخص شدت و شاخص خسارت در نظر گرفته شود. در این مطالعه، طیف پاسخ شتاب مود اول برای شاخص شدت لرزه‌ای، ضریب  $1/Sa$  و گام افزایشی  $0.1g$  برای ضریب مقیاس و زاویه دررفت نسبی بین طبقات برای شاخص خسارت در نظر گرفته شده است. هر سازه تا رسیدن به سطح عملکرد فروریزش مطابق دستورالعمل Hazus [۱۷] با گام‌های ثابت  $0.1g$  مورد تحلیل قرار گرفت. در مجموع ۴۲۰۰ تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی جداگانه بر روی مدل‌ها انجام شد. در ادامه نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی برای هر یک از مدل‌ها به‌صورت جداگانه شرح داده می‌شود.

### ۱۰-۱- نتایج تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی

تمام شش مدل مفروض تحت ۲۰ رکورد انتخابی زلزله، تحلیل و مقدار ماکزیمم زاویه دررفت بین طبقات به‌عنوان شاخص خسارت رکوردگیری شد. در شکل (۵) منحنی IDA مدل PT-5 نشان داده شده است.

<sup>1</sup> Incremental Dynamic Analysis



### ۱۱- بررسی احتمال خرابی

در این بخش از مطالعه حاضر، نموداری از منحنی شکنندگی شش مدل مورد بررسی را برای چهار سطح عملکرد مطابق دستورالعمل Hazus رسم و مورد بررسی می‌شود [۱۷]. مطابق این دستورالعمل، چهار سطح عملکردی برای قاب خمشی مفروض است. در جدول (۴) مقادیر خرابی (زاویه دررفت بین طبقه) برای سطوح عملکردی مختلف قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه نشان داده شده است. بعد از رسم نمودار ظرفیت دینامیکی (IDA)، مطابق دستورالعمل Hazus برای چهار سطح عملکرد شاخص خسارت مشخص شد. ابتدا برای تمامی رکوردهای زلزله، مقدار طیف پاسخ شتاب مود اول مورد نیاز برای رسیدن به هر یک از سطوح عملکرد، برای تمامی شش مدل برداشت گردید؛ در ادامه با استفاده از مقدار میانه و انحراف معیار به دست آمده از جامعه آماری، برای هر یک از سطوح عملکرد منحنی شکنندگی رسم شد.

جدول ۴- مقادیر زاویه دررفت بین طبقات در سطوح عملکرد

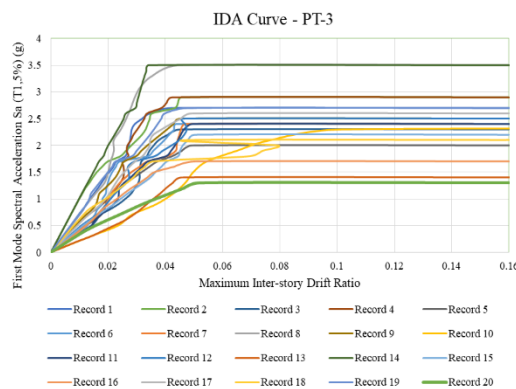
معرفی شده توسط دستورالعمل Hazus [۱۷]

| سطح عملکرد         | ماکزیمم زاویه دررفت بین طبقات |
|--------------------|-------------------------------|
| جزئی (Slight)      | ۰/۰۰۲۵                        |
| متوسط (Moderate)   | ۰/۰۰۵                         |
| گسترده (Extensive) | ۰/۰۱۵                         |
| کامل (Complete)    | ۰/۰۴                          |

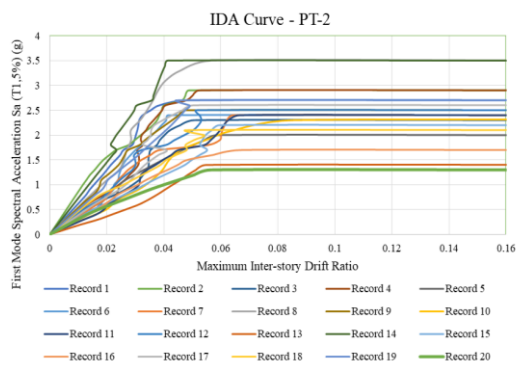
در ادامه برای هر مدل مورد بررسی، منحنی شکنندگی رسم و ارائه شده است.

### ۱۱-۱- منحنی شکنندگی قاب PT-5

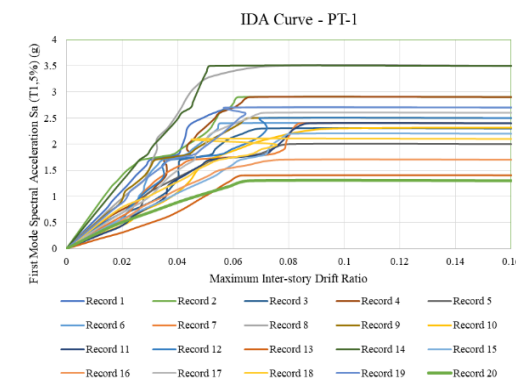
منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-5 در شکل (۱۱) نشان داده شده است [۱۸]. همان‌طور که در منحنی قابل مشاهده است، درحالی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در حالت پیش‌تنیدگی هستند، هرچقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند؛ احتمال فراگذشت رفتار سازه از سطوح عملکردی بیشتر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف، متفاوت است. به طوری که میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکرد، کاهش می‌یابد.



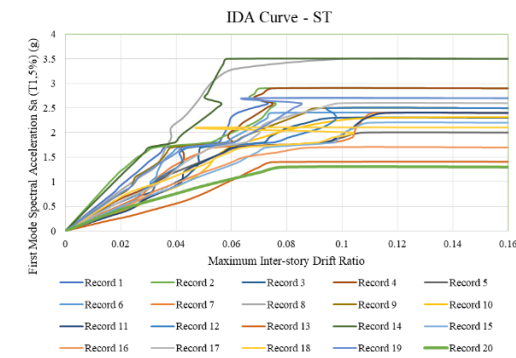
شکل ۷- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-3



شکل ۸- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-2



شکل ۹- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-1



شکل ۱۰- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل ST

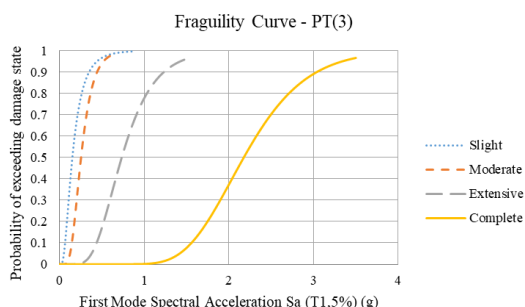


جدول ۶- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

| عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-4 |           |          |        |   |
|-----------------------------------|-----------|----------|--------|---|
| Complete                          | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
| 2.3                               | 0.82      | 0.27     | 0.17   | $S_a^{60\%}(g)$                         |

### ۱۱-۳- منحنی شکنندگی قاب PT-3

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-3 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در طبقات ۱ الی ۳ در حالت پیش‌تندگی هستند، مانند سازه‌های قبلی هر چقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند، احتمال فراگذشت سازه از سطوح عملکرد تعیین شده بیش تر می‌شود.



شکل ۱۳- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-3

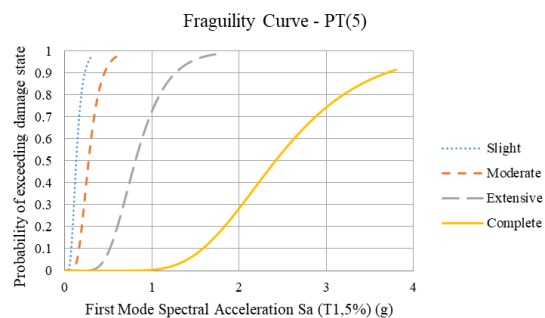
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۷) است.

جدول ۷- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

| عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-3 |           |          |        |   |
|-----------------------------------|-----------|----------|--------|---|
| Complete                          | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
| 2.22                              | 0.81      | 0.128    | 0.18   | $S_a^{60\%}(g)$                         |

### ۱۱-۴- منحنی شکنندگی قاب PT-2

نمودار حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-2 در شکل (۱۴) نشان داده شده است.



شکل ۱۱- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-5

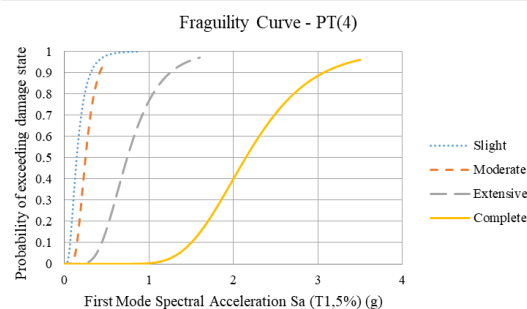
به‌عنوان مثال مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۵) است.

جدول ۵- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

| عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-5 |           |          |        |   |
|-----------------------------------|-----------|----------|--------|---|
| Complete                          | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
| 2.63                              | 0.87      | 0.32     | 0.15   | $S_a^{60\%}(g)$                         |

### ۱۱-۲- منحنی شکنندگی قاب PT-4

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-4 در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان‌طور که در منحنی مشخص است در حالتی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در طبقات ۱ الی ۴ در حالت پیش‌تندگی هستند، می‌توان بیان کرد هر چقدر شتاب طیفی وارد بر سازه در اثر رکورد زلزله افزایش پیدا کند احتمال عبور سازه از سطوح عملکرد مشخص شده بیش تر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف متفاوت است و میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکرد، کاهش می‌یابد.

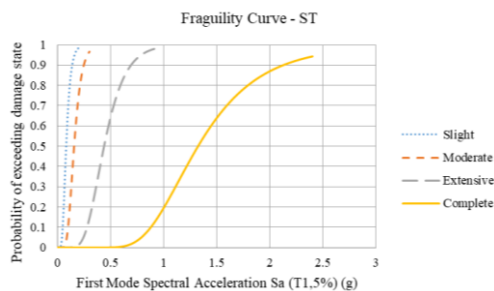


شکل ۱۲- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-4

مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۶) است.

### ۱۱-۶- منحنی شکنندگی قاب ST

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب ST در شکل (۱۶) نشان داده شده است. همانطور که در منحنی مشخص است، درحالی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در حالت بست اولیه هستند، مانند تمام حالات قبلی هر چقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند، احتمال فراگذشت رفتار سازه از سطوح عملکردی بیشتر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف متفاوت است. به طوری که میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکردی، کاهش می‌یابد.



شکل ۱۶- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-1

مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۱۰) است.

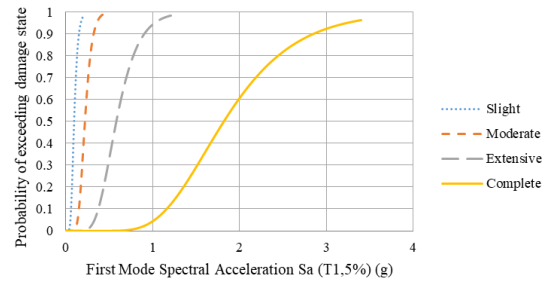
جدول ۱۰- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب ST

| Complete | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
|----------|-----------|----------|--------|---|
| 1.99     | 0.64      | 0.238    | 0.105  | $S_a^{60\%}(g)$                         |

### ۱۲- بررسی منحنی شکنندگی در چهار سطح عملکرد

برای بررسی بهتر و آگاهی از روند تغییرات عملکرد سازه، مقایسه منحنی شکنندگی هر شش مدل برای یک سطح عملکرد مشخص بررسی و در یک نمودار ترسیم گردید. روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد جزئی در شکل (۱۷) نشان داده شده است.

Fragility Curve - PT(2)



شکل ۱۴- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-2

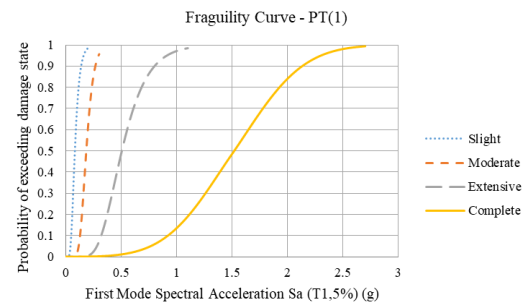
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۸) است.

جدول ۸- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-2

| Complete | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
|----------|-----------|----------|--------|---|
| 1.99     | 0.64      | 0.238    | 0.105  | $S_a^{60\%}(g)$                         |

### ۱۱-۵- منحنی شکنندگی قاب PT-1

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-1 در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۵- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-1

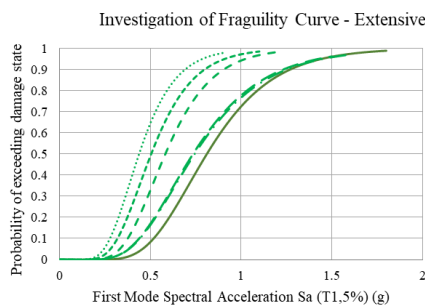
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۹) است.

جدول ۹- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-1

| Complete | Extensive | Moderate | Slight | Spectral acceleration of the first mode |
|----------|-----------|----------|--------|---|
| 1.65     | 0.55      | 0.197    | 0.089  | $S_a^{60\%}(g)$                         |



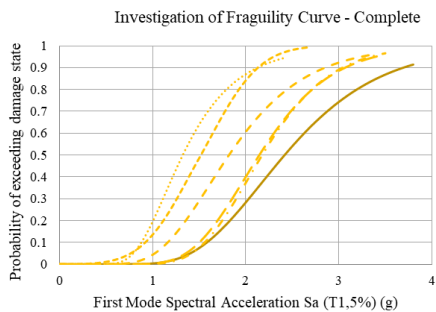
روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد گسترده در شکل (۱۹) نشان داده شده است.



شکل ۱۹- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد گسترده

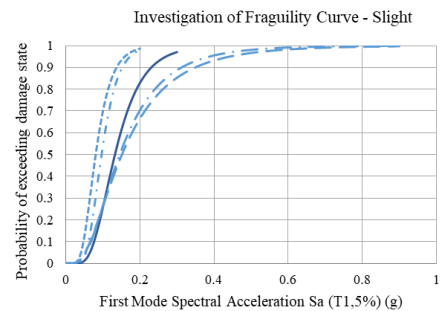
نمودار شکل (۱۹) نشان می‌دهد رفتار مدل‌ها در سطح عملکرد گسترده با افزایش بست اولیه در طبقات قاب، نرم‌تر شده و دررفت‌ها افزایش می‌یابد. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه مانند سطح عملکرد متوسط روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و پیرو آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه با بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است.

روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد کامل در شکل (۲۰) نشان داده شده است.



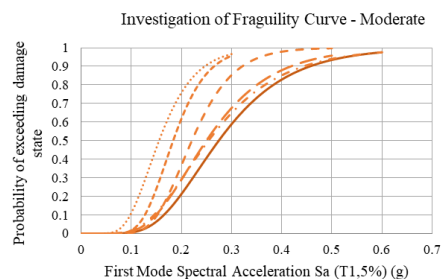
شکل ۲۰- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد کامل

در سطح عملکرد کامل نیز رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه مانند سطح عملکرد متوسط روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و در پی آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه با بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است. با توجه به این که سازه برای عبور از این سطح عملکرد نیاز به شتاب بالایی دارد میزان تغییرات زاویه دررفت نسبت به روند تغییرات سختی ناشی از عدم بست اولیه ملایم‌تر و روند



شکل ۱۷- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد جزئی

از شکل (۱۷) قابل مشاهده است که در سطح عملکرد جزئی رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات، نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند. البته در مدل‌های PT-3 و PT-4 این رفتار از یک شتاب طیفی مشخصی روند متفاوت‌تری داشت؛ که به نظر می‌رسد برخلاف کاهش سختی، بحث کاهش نیاز تأثیر زیادی در تحلیل داشته است. به عنوان مثال در شتاب‌های طیفی نزدیک ۰/۲ شتاب گرانش مدل‌های مذکور احتمال خرابی کم‌تری نسبت به مدل با پیش‌تنیدگی تمام اتصالات دارد. دلیل این امر می‌تواند بحث افزایش میرایی در اثر لقی اتصالات و عدم پیش‌تنیدگی باشد. روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد متوسط در شکل (۱۸) نشان داده شده است.



شکل ۱۸- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد متوسط

همان‌طور که از این منحنی قابل مشاهده است، در سطح عملکرد متوسط رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات، قاب نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کند. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه خطی نبوده و روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و پیرو آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است.

ثابتی را تجربه می‌کند. ولی همچنان احتمال خرابی مدل‌های PT-3 و PT-4 مشابه می‌باشد.

### ۱۳- جمع‌بندی

با بررسی نمودارهای IDA، شش مدل مفروض مشخص گردید که با بست اولیه، سختی سیستم کاهش پیدا کرده و ظرفیت دینامیکی نیز کاهش می‌یابد. روند تغییرات ظرفیت دینامیکی متأثر از محتوای فرکانسی و میرایی سیستم بود؛ به طوری که با افزایش عدم اجرای بست ثانویه در سازه، اتصالات رفتار نیمه‌صلب داشته و بحث میرایی و کاهش نیاز لرزه‌ای ناشی از آن محسوس‌تر می‌باشد. این روند در شتاب‌های پایین‌تر، بیش‌تر مشاهده شد. به طور کلی در سطوح عملکرد جزئی و متوسط تأثیر عدم اجرای بست ثانویه با توجه به لقی اتصالات و نیاز به دررفت‌های پایین‌تر تا رسیدن با این سطح از عملکرد بیش‌تر می‌باشد. در عملکرد سازه ۵ طبقه برای گزینه مربوط به عدم بست ثانویه ۱ و ۲ طبقه تفاوت چندانی مشاهده نشد. هرچقدر سازه شتاب‌های بالایی را تجربه کرد این تفاوت، بیش‌تر و پیرو آن احتمال خرابی افزایش پیدا کرد. اختلاف شتاب طیفی مورد نیاز برای عبور از سطوح عملکرد مفروض برای دو قاب با بست ثانویه تمام طبقات و بدون بست ثانویه بین ۵۰ الی ۶۰ درصد مشاهده گردید. به عنوان مثال احتمال عبور از سطح عملکرد کامل قاب PT-5 برای شتاب طیفی ۲ برابر شتاب گرانشی زمین، در حدود ۳۰ درصد است؛ در حالی که این احتمال برای قاب ST بالای ۸۵ درصد مشاهده شد. با کاهش سطح عملکرد سازه این اختلاف کم‌تر گردید.



- [15] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 34, no. 12, pp. 1489-1511.
- [16] Applied Technology Council, (2009), "Quantification of building seismic performance factors", US Department of Homeland Security, FEMA.
- [17] HAZUS MH-MR5, (2003), F.N. methodology, Washington DC, USA.
- [18] Razmkhah, M.H., Kouhestanian, H., Shafaei, J., Pahlavan, H., and ShamekhiAmiri, M. (2021), "Probabilistic Seismic Assessment of Moment Resisting Steel Buildings Considering Soft-story and Torsional Irregularities", *International Journal of Engineering*, vol. 34, no. 11, pp. 2476-2493.
- [1] Schneider, S.P., and Teeraparbong, I. (2002), "Inelastic Behavior of Bolted Flange Plate Connections", *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 492-500.
- [2] Roeder, C.W. (2002), "Connection performance for seismic design of steel moment frames", *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 517-525.
- [3] Hamburger, R.O. (2006), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, ANSI/AISC 358-05", in *Structures Congress: Structural Engineering and Public Safety*, pp. 1-8.
- [4] FEMA-351, (2000), "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings".
- [5] Coelho, A.M.G., Bijlaard, F.S., and daSilva, L.S. (2004), "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", *Engineering Structures*, vol. 26, no. 9, pp. 1185-1206.
- [6] Maggi, Y.I., Gonçalves, R.M., Leon, R.T., and Ribeiro, L.F.L. (2005), "Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, no. 5, pp. 689-708.
- [7] Guo, B., Gu, Q., and Liu, F. (2006), "Experimental behavior of stiffened and unstiffened end-plate connections under cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 9, pp. 1352-1357.
- [8] Abidelah, A., Bouchaïr, A., and Kerdal, D. (2012), "Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 76, pp. 13-27.
- [9] Culache, G., Byfield, M., Ferguson, N., and Tyas, A. (2017), "Robustness of beam to column end-plate moment connections with stainless steel bolts subjected to high rates of loading", *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 6, pp. 1-12.
- [10] Saberi, H., Kheyroddin, A., and Gerami, M. (2017), "Seismic strengthening of weak bolted end plate connections using welded haunches", *International Journal of Steel Structures*, vol. 17, no. 2, pp. 743-755.
- [11] Yee, Y.L., and Melchers, R.E. (1986), "Moment-rotation curves for bolted connections", *Journal of Structural Engineering*, vol. 112, no. 3, pp. 615-635.
- [۱۲] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [۱۳] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [۱۴] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت



http://journaliss.ir

## بررسی امکان سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده

امیرحسین خانی<sup>۱</sup>، مجید طاهری<sup>۲</sup>، سیامک اپکچی<sup>۳\*</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

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

\* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۳-۱۵۸۷۵، epackachis@aut.ac.ir

### چکیده

میراگر جرمی تنظیم شده ترکیبی از جرم، فنر و کمک‌فنر است که به منظور کاهش پاسخ‌های سازه تحت تحریک جانبی از جمله نیروی باد و تحریک زلزله به خصوص در حوزه تغییر مکان به سازه اضافه می‌شود. با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله، استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در قاب‌های خمشی فولادی لزوماً باعث بهبود رفتار سازه تحت هر تحریک زلزله نخواهد شد. روش زمان دوام، یک روش دینامیکی غیرخطی جدید به منظور برآورد رفتار سازه تحت تحریک زلزله است. در این روش تحلیل، سازه تحت یک تحریک فزاینده مصنوعی قرار می‌گیرد. نتایج ارزیابی به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که میراگر جرمی تنظیم شده، میانگین حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. همچنین عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده با افزایش نسبت جرمی و همچنین افزایش ارتفاع سازه بهبود می‌یابد. اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب‌های خمشی فولادی منجر به کاهش میانگین حداکثر شتاب بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و کاهش میانگین حداکثر برش پایه ساختمان می‌شود. همچنین برآورد روش زمان دوام از حداکثر تغییر مکان‌های بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد کمتر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. برآورد روش زمان دوام از حداکثر شتاب بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است. همچنین برآورد روش زمان دوام از حداکثر برش پایه سازه در سطح خطر مورد نظر بین ۵ تا ۱۵ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

### واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، میراگر جرمی تنظیم شده، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، روش زمان دوام

## Investigating the feasibility of using the Endurance time method in the evaluation of steel moment frames equipped with tuned mass dampers

A. Khani, M. Taheri, S. Epackachi

### Abstract

Tuned mass dampers (TMDs) are a combination of mass, spring, and damper that are added to a structure to reduce its response to lateral excitation, such as wind forces and earthquake excitation, especially in the displacement range. Due to the very rich frequency content of earthquake excitation, the use of TMDs in steel moment frames does not necessarily improve the structural behavior under all earthquake excitations. Exclamation The time-history method is a new nonlinear dynamic method for estimating the behavior of structures under earthquake excitation. In this analysis method, the structure is subjected to an artificial incremental excitation. The results of the nonlinear time history analysis show that the TMD reduces the average maximum roof displacement under selected ground motion records. The performance of the TMD also improves with increasing mass ratio and increasing building height. Adding a TMD to steel moment frames reduces the average maximum roof acceleration under selected ground motion records and also reduces the average maximum base shear of the building. The time-history method estimation of the maximum roof displacements of the structure at a hazard level equivalent to a 475-year return period earthquake is also 10% to 20% less than the nonlinear time-history method. Exclamation The time-history method estimation of the maximum roof acceleration of the structure at a hazard level equivalent to a 475-year return period earthquake is also 10% to 20% more than the nonlinear time-history method. Exclamation The time-history method estimation of the maximum base shear of the structure at the considered hazard level is also 5% to 15% more than the nonlinear time-history method.

### Keywords

Steel Moment Frame, Tuned Mass Damper, Nonlinear Time History Analysis, Endurance Time Method



رشد سریع شهرنشینی و همچنین افزایش جمعیت در چند دهه اخیر، منجر به افزایش محسوس ساختمان‌ها به خصوص ساختمان‌های بلند در اکثر شهرهای بزرگ شده است. ساختمان‌های بلند تحت تحریک‌های جانبی دینامیکی مانند تحریک زلزله و یا نیروی باد دچار ارتعاش می‌شوند. این ارتعاش در صورت فراتر رفتن از مقدار مشخصی، باعث آسیب به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و همچنین ایجاد احساس ناامنی و خطر در استفاده‌کنندگان از ساختمان می‌شود. بنابراین به خاطر کاهش ارتعاشات ناشی از تحریک‌های جانبی و همچنین به منظور افزایش ایمنی سازه‌ها، مهندسان امروزه از سیستم‌های کنترل سازه، به صورت گسترده در طراحی سازه‌ها استفاده می‌کنند.

کنترل سازه‌ها به سه شاخه کنترل فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال تقسیم می‌شود. در کنترل غیرفعال، خصوصیات سازه به صورت دائمی، به نحوی تغییر می‌کند که پاسخ‌های سازه تحت تحریک خارجی به خصوص در حوزه تغییر مکان به صورت قابل توجهی کاهش یابد. در این حالت نیازی به منبع خارجی جهت اعمال نیرو به سازه وجود ندارد. میراگرهای انرژی، جذب‌کننده‌های ارتعاشات دینامیکی و جداسازهای لرزه‌ای از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه‌ها هستند.

هر سیستم کنترل غیرفعال سازه، محدودیت‌ها و مزایای خاص خود را دارد. طبیعتاً انتخاب سیستم کنترل مناسب برای هر سازه، بستگی به مقدار اثربخشی سیستم کنترل در بهبود رفتار سازه تحت تحریک‌های خارجی، هزینه تحمیل شده به پروژه، شرایط نصب و اجرای سیستم کنترل در سازه و عمر مفید سیستم کنترل دارد.

میراگر جرمی تنظیم‌شده از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه‌ها است که به دلیل سادگی اصول حاکم بر رفتار آن و همچنین امکان نصب و اجرا در تمامی سازه‌ها به صورت گسترده برای کاهش پاسخ سازه‌ها به خصوص سازه‌های بلند در برابر تحریک‌های جانبی استفاده می‌شود.

عملکرد مناسب میراگر جرمی تنظیم‌شده در کاهش پاسخ‌های سازه به عوامل مختلفی مانند مشخصات دینامیکی سازه، نسبت جرمی استفاده‌شده برای میراگر جرمی تنظیم‌شده، موقعیت قرارگیری میراگر جرمی تنظیم‌شده در سازه، نسبت فرکانس بهینه میراگر جرمی تنظیم‌شده به فرکانس سازه اصلی و

الگوریتم مورد استفاده برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم‌شده بستگی دارد. در ادامه به صورت مختصر به برخی پژوهش‌ها در این زمینه پرداخته می‌شود.

ایده اضافه کردن یک جرم ثانویه به سازه به منظور کاهش پاسخ‌های سازه تحت تحریک جانبی، اولین ایده در طول تاریخ در زمینه کنترل سازه‌ها است.

فراهم<sup>۱</sup> در سال ۱۹۰۹ ترکیبی از جرم و فنر را به سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک اضافه کرد [۱]. نتایج تحقیقات نشان داد که ترکیب مورد نظر می‌تواند پاسخ‌های سازه اصلی را در محدوده بسیار کوچکی پیرامون فرکانس سازه اصلی به صفر برساند.

اورموندروید<sup>۲</sup> و دن هارتوگ<sup>۳</sup> به منظور افزایش ظرفیت ترکیب ارائه‌شده توسط فراهم برای ائتلاف انرژی جنبشی تحت تحریک نیرویی هارمونیک، یک کمک‌فنر با عملکرد موازی با فنر را به ترکیب اضافه کردند [۲].

بعدها دن هارتوگ یک روش نیمه‌تجربی به منظور تنظیم پارامترهای سختی و میرایی در ترکیب ارائه‌شده جهت کمینه‌کردن تغییر مکان جرم اصلی در یک سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک پیشنهاد داد. این روش نیمه‌تجربی مبتنی بر فرضیه نقطه ثابت است. در این فرضیه گفته می‌شود که تمام منحنی‌های پاسخ فرکانسی از دو نقطه ثابت می‌گذرند [۳].

امروزه این ترکیب از جرم، فنر و کمک‌فنر که به منظور کاهش پاسخ‌های سازه اصلی به خصوص در حوزه تغییر مکان به سازه اضافه شده، به عنوان میراگر جرمی تنظیم‌شده شناخته می‌شود.

محققان در تحقیقات بعدی به بررسی پتانسیل استفاده از میراگرهای جرمی در کاهش ارتعاشات سازه تحت تحریک پایه تصادفی پرداختند. در این حالت هدف از بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی، به حداقل رساندن واریانس‌های پاسخ سازه است. بنابراین محققان، سازه یک درجه آزادی و فاقد میرایی ذاتی را در نظر گرفته و این سازه را، تحت تحریک پایه تصادفی با محتوای فرکانسی ارتعاش سفید قرار دادند. در این حالت پارامترهای میراگر جرمی با استفاده از روش‌های تحلیلی، بهینه‌سازی شده است. در این صورت مشخص می‌شود که در

<sup>1</sup> Frahm

<sup>2</sup> Ormondroyd

<sup>3</sup> Den Hartog



هر نسبت جرمی، یک سختی و میرایی مناسب برای میراگر جرمی وجود دارد، که به‌ازای آن تابع هدف کمینه می‌شود [۴]. در مرحله بعدی از تحقیقات صورت‌گرفته برای میراگر جرمی، محققان به بررسی سازه یک درجه آزادی با میرایی ذاتی پرداختند. اضافه‌کردن میرایی ذاتی به سیستم، باعث پیچیده‌تر شدن مسئله بهینه‌سازی می‌شود. در این صورت بهینه‌سازی با استفاده از روش‌های تحلیلی، کاری سخت و زمان‌بر خواهد بود. به همین دلیل در صورت در نظر گرفتن میرایی ذاتی، محققان با استفاده از روش‌های عددی به‌جای روش‌های تحلیلی، اقدام به بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی کردند. طبیعتاً در صورت استفاده از روش‌های عددی، دقت نتایج به‌دست‌آمده، کاهش می‌یابد اما حل مسئله سریع‌تر صورت خواهد گرفت [۵].

محققان در گام بعدی، میراگرهای جرمی را به مدل‌های چند درجه آزادی، اضافه کرده و پارامترهای میراگر جرمی را در این حالت بهینه کردند [۶-۸].

تحقیقات زیادی برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی در سازه‌های چند درجه آزادی انجام شده است. در این تحقیقات، سازه‌های مختلفی از جمله سازه‌های ساختمانی، پل‌ها، سازه‌های پوسته‌ای و ... به‌صورت مدل‌های چند درجه آزادی، مدل‌سازی شده‌اند. به این سازه‌ها میراگر جرمی اضافه شده است. میراگر جرمی در این تحقیقات بر روی مد ارتعاشی غالب سازه، که معمولاً مد اول است، تنظیم شده است. این سازه‌ها تحت تحریک‌های خارجی، خصوصاً نیروی باد و تحریک زلزله قرار گرفته‌اند. در این حالت تابع هدف تشکیل شده و پارامترهای میراگر جرمی عموماً با استفاده از روش‌های عددی بهینه‌سازی شده‌اند.

با افزایش درجات آزادی، تابع هدف به‌صورت تصاعدی بزرگ می‌شود. با بزرگ شدن تابع هدف، حل مسئله بهینه‌سازی به‌صورت قابل‌توجهی، سخت و زمان‌بر می‌شود. در صورتی که یک سازه درجات آزادی زیادی داشته باشد، تشکیل تابع هدف و بهینه‌کردن آن، کاری سخت و زمان‌بر است که نیاز به امکانات محاسباتی خاص خواهد داشت. بنابراین محققان برای کاهش محاسبات، از یک روش تقریبی اما با دقت مناسب استفاده می‌کنند.

در تحقیقات انجام‌شده، پیشنهاد شده است که سازه چند درجه آزادی به یک سازه یک درجه آزادی معادل تبدیل شود. در این صورت عملاً بهینه‌سازی بر روی یک سیستم یک درجه آزادی انجام می‌شود. این درجه آزادی، معادل مد ارتعاشی است که میراگر جرمی سنتی بر روی آن تنظیم شده است [۹-۱۱].

بعد از تحقیقات کاملی که بر روی میراگرهای جرمی تنظیم‌شده توسط محققان انجام شد، آن‌ها در پی روش‌هایی برای افزایش کارایی و راندمان میراگر جرمی تنظیم‌شده رفتند. در سال‌های اخیر، محققان روش‌های مختلفی را برای افزایش کارایی این میراگرها پیشنهاد دادند.

از جمله این روش‌ها می‌توان به استفاده از کمک‌فنرها با قابلیت رفتار غیرخطی [۱۲]، ترکیب سری و یا موازی دو میراگر جرمی [۱۳ و ۱۴]، میراگرهای جرمی چندگانه [۱۵] و ترکیب میراگر جرمی با المان اینترتر اشاره کرد [۱۶-۱۸].

## ۲- روش زمان دوام

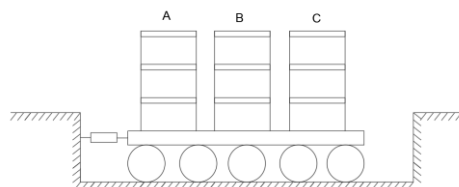
به‌منظور برآورد تلاش‌های داخلی در اعضای باربر جانبی و همچنین محاسبه تغییر مکان‌های گرهی تحت تحریک زلزله روش‌های مختلفی توسط مهندسان و محققین توسعه داده شده است. از جمله این روش‌ها می‌توان به تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل طیف پاسخ، تحلیل بار افزون و تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و غیرخطی اشاره کرد. تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی دقیق‌ترین روش موجود برای برآورد پاسخ سازه‌ها تحت تحریک زلزله است. در این روش تحریک زلزله به‌صورت شتابنگاشت‌های زلزله‌های واقعی که با توجه به مشخصات دینامیکی سازه مورد نظر و مشخصات خاک محل مقیاس شده‌اند، به سازه اعمال می‌شود.

همچنین قابلیت رفتار غیرخطی با مدل‌سازی مفاصل پلاستیک برای تلاش‌های شکل‌پذیر در اعضای باربر جانبی در نظر گرفته شده است. از جمله محدودیت‌های این روش می‌توان به هزینه محاسباتی بالا، طولانی شدن فرایند تحلیل سازه و پیچیدگی‌های زیاد این روش تحلیل اشاره کرد.

به‌دلیل همین محدودیت‌ها استفاده از این روش با وجود دقت بالا در بین مهندسان برای پروژه‌های واقعی از محبوبیت بالایی برخوردار نبوده و جامعه مهندسی در عمل ترجیح می‌دهد از روش‌های استاتیکی معادل، تحلیل طیف پاسخ و تحلیل بار افزون به‌علت هزینه محاسباتی پایین با وجود دقت کم‌تر این روش‌ها استفاده کند.

روش زمان دوام، یک روش دینامیکی غیرخطی جدید به‌منظور برآورد رفتار سازه تحت تحریک زلزله است. در این روش، سازه تحت یک تحریک فزاینده مصنوعی قرار می‌گیرد. تحریک‌های فزاینده مصنوعی مورد نظر که توابع شتاب-زمان دوام نامیده می‌شوند، به‌گونه‌ای تولید شده‌اند که در هر زمان مشخص از تحریک، عملکرد سازه را در یک سطح خطر مشخص برای تحریک زلزله ارزیابی می‌کنند [۱۹].

روش زمان دوام یک روش تاریخیچه زمانی با دقت محاسباتی مناسب است که نسبت به روش تاریخیچه زمانی غیرخطی از هزینه محاسباتی به مراتب پایین تری برخوردار است. این مزیت به ویژه زمانی که ارزیابی در سطوح مختلف تحریک انجام می شود، بیش تر نمایان خواهد شد. در ادامه ماهیت روش زمان دوام با یک آزمایش فرضی تشریح می شود.



شکل ۱- آزمایش فرضی روش زمان دوام برای سازه های ساختمانی

همان طور که در شکل (۱) مشاهده می شود، در این آزمایش به منظور اعمال شتابنگاشت های مصنوعی روش زمان دوام از یک میز لرزان استفاده شده است. بر روی این میز لرزان سه سازه قاب خمشی سه طبقه دارای یک دهانه قرار داده شده و این سازه ها تحت یک شتابنگاشت مصنوعی روش زمان دوام قرار می گیرند.

در زمان های اولیه تحریک، رفتار تمامی سازه ها در حوزه خطی می باشد. به تدریج و با افزایش شدت تحریک به طور مثال در ثانیه هفت، رفتار سازه A وارد حوزه غیرخطی شده و ایجاد مفاصل پلاستیک خمشی در این سازه شروع می شود، اما رفتار سازه های B و C هنوز در حوزه خطی است. با افزایش شدت تحریک و به طور مثال در ثانیه ۱۲، تغییر شکل های سازه A به حد غیرقابل قبولی رسیده و این سازه در آستانه فروریزش است. همچنین در سازه B ایجاد مفاصل پلاستیک آغاز شده اما رفتار سازه C هنوز در حوزه خطی قرار دارد. با افزایش شدت تحریک و در ثانیه ۱۷، سازه A به طور کامل دچار فروریزش شده است. همچنین می توان گفت تغییر شکل های سازه B به حد غیرقابل قبولی رسیده و این سازه در آستانه فروریزش است. همچنین در سازه C ایجاد مفاصل پلاستیک آغاز شده و این سازه هنوز به سطح عملکرد ایمنی جانی نرسیده است. با توجه به رفتار سازه ها تحت شتابنگاشت مصنوعی روش زمان دوام می توان گفت که سازه A کم ترین زمان دوام و بنابراین بدترین عملکرد لرزه ای و سازه C بیش ترین زمان دوام و بهترین عملکرد لرزه ای را داشته است.

پس از معرفی روش زمان دوام، مطالعات زیادی توسط محققان به منظور بررسی عملکرد و قابلیت اطمینان این روش در

ارزیابی رفتار سازه ها تحت تحریک زلزله انجام شده است. در ادامه به برخی از این تحقیقات به صورت مختصر اشاره می شود. در ابتدا روش زمان دوام برای ارزیابی قاب های خمشی فولادی با فرض رفتار خطی مصالح استفاده شد [۲۰]. استکانچی و همکاران معیار خرابی در قاب های خمشی فولادی را به وسیله روش زمان دوام تخمین زدند [۲۱]. ریاحی و همکاران نیز کاربرد روش دینامیکی زمان دوام را در ارزیابی لرزه ای سازه های فولادی با فرض رفتار غیرخطی مصالح فولادی مطالعه کردند [۲۲]. در ادامه والامنش و استکانچی روش زمان دوام را به منظور بررسی پاسخ لرزه ای قاب های خمشی فولادی تحت تحریک سه بعدی بررسی نمودند [۲۳].

محققان در تحقیقات بعدی در این زمینه، به ارزیابی لرزه ای سازه های بنایی غیر مسلح، بررسی شاخص های مختلف آسیب برای قاب های خمشی فولادی، تخمین تلفات احتمالی لرزه ای سازه و همچنین به بررسی اندرکنش دیوارهای برشی و قاب های خمشی با استفاده از روش زمان دوام پرداختند [۲۴-۲۷].

مطالعات محققان در این زمینه نشان داد که با وجود مزیت های روش زمان دوام، نتایج این روش به ویژه زمانی که پاسخ سازه از رفتار غیرخطی اعضای آن تأثیر می پذیرد، باید به دقت بررسی شود. بنابراین باید گفت که ارزیابی رفتار سازه ها در حوزه غیرخطی به منظور طراحی ایمن سازه ها در برابر تحریک زلزله در پروژه های واقعی با استفاده از روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی امری پیچیده، دارای هزینه محاسباتی بالا و زمان بر خواهد بود. در این صورت استفاده از روش های تحلیلی با دقت مناسب و هزینه محاسباتی کم تر، به خصوص در مراحل اولیه طراحی و به منظور دستیابی به ابعاد اولیه اعضای باربر جانبی و همچنین برآورد مناسب از رفتار کلی سازه بسیار مفید خواهد بود. همچنین باید گفت که استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در سازه های بلند که عموماً دارای اسکلت فولادی هستند، به منظور تأمین سختی کافی سازه در برابر تحریک های جانبی مثل تحریک زلزله و نیروی باد، رویکردی رایج در بین جامعه مهندسی محسوب می شود.

بنابراین در این مقاله به منظور بررسی امکان سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده، رفتار دو قاب خمشی دوطبقه فولادی پنج و ۱۰ طبقه مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده تحت تحریک زلزله با استفاده از روش زمان دوام ارزیابی می شود.

در این مقاله قاب خمشی پنج طبقه به عنوان نمونه ای از سازه های فولادی کوتاه مرتبه و قاب خمشی ۱۰ طبقه به عنوان نمونه ای از سازه های فولادی میان مرتبه در نظر گرفته شده است.



رفتار هر یک از این سازه‌ها بدون میراگر جرمی تنظیم شده و با میراگر جرمی تنظیم شده با نسبت جرمی یک، دو، سه و چهار درصد تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام ارزیابی خواهد شد. در انتها نتایج به دست آمده از این روش با روش دقیق تاریخیچه زمانی غیرخطی مقایسه خواهد شد.

### ۳- مدل سازی قاب های خمشی

به منظور ارزیابی رفتار قاب های خمشی دوبعدی فولادی تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام و روش تاریخیچه زمانی غیرخطی، مدل سازی قاب های خمشی دوبعدی فولادی، در نرم افزار Opensees انجام شده است.

در مدل سازی های صورت گرفته، رفتار غیرخطی اعضای برابر جانبی با استفاده از مفهوم پلاستیسیتة متمرکز معرفی شده است. در این نحوه مدل سازی رفتار غیرارتجاعی اعضا در یک طول محدود اتفاق می افتد. در این راستا قاب های خمشی با استفاده از المان های تیر-ستون الاستیک، متصل شده به المان های با طول صفر که به عنوان فنرهای خمشی عمل می کنند تا رفتار غیرخطی را نمایندگی کنند، مدل شده اند. جهت انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی و ارزیابی رفتار قاب های خمشی به صورت دقیق، کلیة مفاصل پلاستیک مربوط به تیر، ستون و چشمه های اتصال ستون مدل شده اند.

اجزای اصلی هندسی قاب های خمشی که مدل سازی شده -

اند عبارتند از:

- تکیه گاه های سازه
- مفاصل پلاستیک ستون ها
- المان های الاستیک تیرها و ستون ها
- چشمه های اتصال
- مفاصل پلاستیک تیرها
- المان خرپایی تیرها و ستون های دهانه P-Δ
- فنرهای چرخشی اتصالات تیر به ستون دهانه P-Δ

در تمامی سازه ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آن ها، برش ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. به منظور اعمال آثار P-Δ در تحلیل قاب های خمشی فولادی، یک دهانه خرپایی به سازه اضافه شده است.

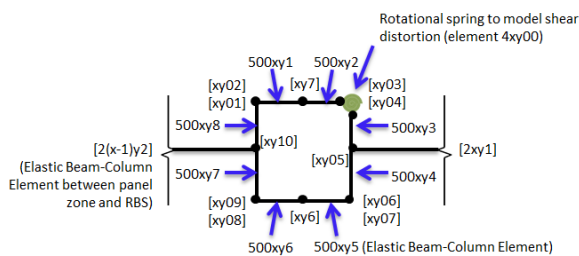
این دهانه شامل ستون های Leaning Column و المان های خرپایی به عنوان تیر و همچنین مفاصل با سختی بسیار کوچک و تکیه گاه مفصلی می باشد. طول این دهانه به اندازه کوچک ترین دهانه قاب در نظر گرفته می شود. به جهت این که این دهانه در

سختی جانبی قاب دخالتی ایجاد نکند، کل اتصالات آن به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

پس از مدل سازی هندسی قاب های خمشی بایستی خصوصیات رفتاری اجزای مختلف قاب به آن ها اطلاق شود. این خصوصیات عبارتند از:

- اختصاص جرم هر گره سازه
- مقید کردن گره های ابتدا و انتهای تیرها در هر طبقه
- اعمال درجات آزادی گره های تکیه گاهی
- اختصاص خصوصیات هندسی مقاطع المان ها شامل سطح مقطع، ممان اینرسی و ...
- اصلاح سختی المان های تیر و ستون
- تعیین نوع المان های تیر و ستون
- تعیین ستون های P-Δ و لینک های صلب
- تعیین نوع المان های چشمه های اتصال

شکل (۲) جزئیات مدل سازی چشمه های اتصال را در سازه نشان می دهد. چشمه های اتصال قاب های خمشی با هشت المان صلب، متصل شده با مفصل و فنرهای چرخشی مدل سازی شده اند.

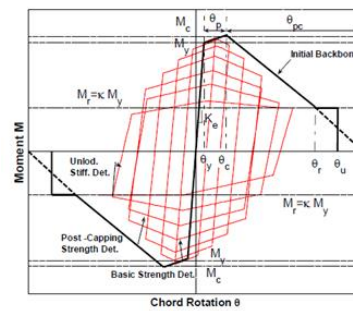


شکل ۲- مدل مفهومی چشمه های اتصال قاب خمشی

مهم ترین موضوع در مدل سازی های غیرخطی که سبب هرچه نزدیک تر شدن رفتار مدل به رفتار واقعی سازه در هنگام بارگذاری می شود، تعیین نوع رفتار چرخشی ناحیه پلاستیک در مدل می باشد. یکی از آخرین مصالحي که جهت تعیین رفتار چرخشی اتصالات در نرم افزار Opensees معرفی شده است، ماده Bilin می باشد. روابط پاسخ چرخه ای این ماده در سال ۲۰۱۲ معرفی و بسط داده شده است [۲۸]. شکل (۳) نمودار ممان-دوران حاصل از مدل سازی مفاصل پلاستیک ماده Bilin و پارامترهای مورد نیاز جهت این مدل سازی را نمایش می دهد. پارامترهای مورد نیاز برای مدل سازی مفاصل پلاستیک به وسیله ماده Bilin عبارتند از:

مقاومت تسلیم مؤثر ( $M_{ye}$ )، سختی الاستیک مؤثر ( $K_e$ )، نسبت ممان نهایی به ممان تسلیم ( $M_Y/M_C$ )، ظرفیت تغییر شکل پلاستیک ( $\theta_p$ )، ظرفیت چرخش پلاستیک بعد از رسیدن به

حداکثر مقاومت ( $\theta_{pc}$ )، نسبت مقاومت باقی مانده به مقاومت تسلیم ( $\kappa$ ) و ظرفیت دورانی نهایی ( $\theta_u$ ).

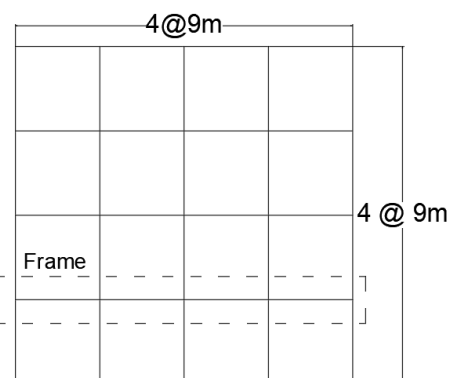


شکل ۳- نمودار ممان-دوران حاصل از مدل سازی مفصل پلاستیک

در این مقاله، به منظور ساده سازی فرایند مدل سازی و تحلیل، از سازه های متقارن و همچنین از قاب های خمشی دوبعدی به جای قاب های سه بعدی استفاده شده است. ساختمان مورد بررسی با کاربری مسکونی و همچنین با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه انتخاب شده است. جهت ارزیابی رفتار سازه، قاب خمشی میانی در این سازه ها بررسی می شود.

تراز روی پی در همه سازه ها، سطح زمین بوده و این تراز به عنوان تراز پایه در نظر گرفته شده است. بارگذاری سازه ها، با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۹] انجام شده و از نکات ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۳۰]، برای بارگذاری صحیح لرزه ای و در طراحی قاب های خمشی فولادی از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۳۱] استفاده شد. روش های تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی نیز به منظور طراحی سازه ها به کار گرفته شده اند.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ محل احداث ساختمان شهر تهران و خاک محل، خاک نوع II در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی برای قاب های خمشی از نوع ST37 است [۳۰]. در شکل (۴) پلان سازه در طبقات نمایش داده شده است.



شکل ۴- پلان طبقات ساختمان و موقعیت قرارگیری قاب خمشی مورد بحث

تمامی قاب های خمشی فولادی دارای چهار دهانه به طول ۹ متر در تمامی طبقات هستند. همچنین ارتفاع طبقه اول در تمامی قاب های خمشی ۴/۵ متر و ارتفاع سایر طبقات ۴ متر می باشد. بار مرده برای هر طبقه ناشی از وزن اسکلت سازه به علاوه وزن اجزای غیرسازه ای مثل کف سازی  $250 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده برای هر طبقه  $200 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. بیست درصد از وزن بار زنده در هر طبقه در تحلیل مودال قاب های خمشی به عنوان وزن لرزه ای مشارکت داده شده است. در جدول های (۱) و (۲) مشخصات قاب های خمشی فولادی ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات قاب خمشی پنج طبقه

| ستون های کناری | ستون های میانی | تیرها   | طبقه | سقف |
|----------------|----------------|---------|------|-----|
| W36X231        | W36X231        | W24X94  | ۵    | بام |
| W36X231        | W36X231        | W24X103 | ۴    | ۵   |
| W36X231        | W36X231        | W30X148 | ۳    | ۴   |
| W36X231        | W36X231        | W30X148 | ۲    | ۳   |
| W36X231        | W36X247        | W36X182 | ۱    | ۲   |

جدول ۲- مشخصات قاب خمشی ۱۰ طبقه

| ستون های کناری | ستون های میانی | تیرها   | طبقه | سقف |
|----------------|----------------|---------|------|-----|
| W36X231        | W36X231        | W24X94  | ۱۰   | بام |
| W36X231        | W36X231        | W24X103 | ۹    | ۱۰  |
| W36X231        | W36X231        | W30X148 | ۸    | ۹   |
| W36X231        | W36X231        | W30X148 | ۷    | ۸   |
| W36X231        | W36X247        | W36X182 | ۶    | ۷   |
| W36X231        | W36X247        | W36X182 | ۵    | ۶   |
| W36X262        | W36X302        | W36X194 | ۴    | ۵   |
| W36X262        | W36X302        | W36X194 | ۳    | ۴   |
| W36X302        | W36X330        | W36X232 | ۲    | ۳   |
| W36X302        | W36X330        | W36X232 | ۱    | ۲   |

پس از مدل سازی قاب های خمشی در نرم افزار Opensees، به منظور محاسبه پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده اضافه شده به قاب های خمشی، مدهای ارتعاشی این قاب ها محاسبه شده است که در جدول (۳) آمده است.

#### ۴- مدل سازی میراگر جرمی تنظیم شده

به منظور تکمیل مدل سازی، پس از مدل سازی قاب های خمشی، میراگر جرمی تنظیم شده با نسبت های جرمی یک، دو، سه و چهار



درصد برای کنترل مد ارتعاشی اول سازه به قاب‌های خمشی در بام سازه اضافه شده‌اند.

برای مدل‌سازی میراگرهای جرمی تنظیم‌شده در نرم‌افزار Opensees از دو دسته مصالح تک‌محوره استفاده شده است. دسته اول به منظور مدل‌سازی پارامتر سختی میراگر جرمی تنظیم‌شده به صورت الاستیک خطی و دسته دوم جهت مدل‌سازی پارامتر میرایی میراگر جرمی تنظیم‌شده به صورت الاستیک ویسکوز است. مشخصات این دو دسته از مصالح، به المان با طول صفر که موقعیت میراگر را بین دو گره از مدل محدود می‌کند، اختصاص داده می‌شود.

جدول ۳- مشخصات مدهای ارتعاشی قاب‌های خمشی

| فرکانس (rad/sec) | زمان تناوب (sec) | شماره مد ارتعاشی | قاب خمشی |
|------------------|------------------|------------------|----------|
| ۷/۹۳             | ۰/۷۹             | ۱                | SMF5     |
| ۲۴/۴۸            | ۰/۲۵             | ۲                |          |
| ۲۵/۸۱            | ۰/۱۱             | ۳                |          |
| ۹۰/۲۲            | ۰/۰۶             | ۴                |          |
| ۱۲۷/۹۰           | ۰/۰۴             | ۵                |          |
| ۴/۷۷             | ۱/۳۱             | ۱                | SMF10    |
| ۱۲/۸۵            | ۰/۴۸             | ۲                |          |
| ۲۳/۴۷            | ۰/۲۶             | ۳                |          |
| ۳۶/۳۸            | ۰/۱۷             | ۴                |          |
| ۵۳/۱۳            | ۰/۱۱             | ۵                |          |

به منظور اختصاص سختی و میرایی مناسب به میراگر جرمی تنظیم‌شده از روابط (۱) الی (۴)، معرفی شده توسط دن هارتوگ استفاده می‌شود [۳].

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (1)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (2)$$

$$\bar{\alpha}_{opt} = \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\xi_s \quad (3)$$

$$\bar{\xi}_{opt} = \xi_{opt} + (0.13 + 0.12\mu + 0.4\mu^2)\xi_s - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2)\xi_s^2 \quad (4)$$

در روابط معرفی شده ( $\mu$ )، ( $\alpha_{opt}$ ) و ( $\xi_{opt}$ ) به ترتیب بیانگر نسبت جرم میراگر به جرم کل سازه، فرکانس طبیعی میراگر جرمی تنظیم‌شده در حالت بهینه نسبت به فرکانس طبیعی سازه

و درصد میرایی بهینه میراگر جرمی تنظیم‌شده است. همچنین پارامترهای ( $\bar{\alpha}_{opt}$ ) و ( $\bar{\xi}_{opt}$ ) بیانگر ( $\alpha_{opt}$ ) و ( $\xi_{opt}$ ) برای سازه‌های دارای میرایی ذاتی است. ( $\xi_s$ ) درصد میرایی سازه در مد ارتعاشی اول است. با داشتن پارامترهای معرفی شده و با استفاده از روابط (۵) و (۶) می‌توان سختی و میرایی مناسب برای میراگر جرمی تنظیم‌شده را محاسبه کرد.

$$k_{tmd} = \bar{\alpha}_{opt}^2 w_1^2 m_{tmd} \quad (5)$$

$$c_{tmd} = 2\bar{\xi}_{opt} w_{tmd} m_{tmd} \quad (6)$$

در روابط بالا ( $m_{tmd}$ )، ( $k_{tmd}$ )، ( $c_{tmd}$ )، ( $w_{tmd}$ ) و ( $w_1$ ) به ترتیب معرف جرم، سختی، میرایی، فرکانس میراگر جرمی تنظیم‌شده و فرکانس مد ارتعاشی اول سازه است. در جدول (۴) پارامترهای میراگر جرمی به‌ازای نسبت‌های جرمی مختلف به‌دست آمده‌اند.

جدول ۴- پارامترهای میراگر جرمی به‌ازای نسبت‌های جرمی مختلف

| $\mu$ | $\xi_s$ | $\bar{\alpha}_{opt}$ | $\bar{\xi}_{opt}$ |
|-------|---------|----------------------|-------------------|
| ۰/۰۱  | ۰/۰۳    | ۰/۹۸۲                | ۰/۰۶۴             |
| ۰/۰۲  | ۰/۰۳    | ۰/۹۷۲                | ۰/۰۸۹             |
| ۰/۰۳  | ۰/۰۳    | ۰/۹۶۲                | ۰/۱۰۸             |
| ۰/۰۴  | ۰/۰۳    | ۰/۹۵۲                | ۰/۱۲۴             |

#### ۵- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام

به منظور ارزیابی قاب‌های خمشی دوبعدی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده به روش زمان دوام، از توابع شتاب  $\text{ETA20en01-03}$  استفاده شده است که طیف الگوی آن‌ها از میانگین‌گیری طیف‌های پاسخ شتاب هفت رکورد زلزله به‌دست آمده است. این رکوردهای زلزله در آیین‌نامه FEMA 440 برای خاک نوع C (معادل خاک نوع I و II استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)) [۳۰] پیشنهاد شده و در جدول (۵) ارائه شده‌اند [۳۲].

به منظور ارزیابی صحیح سازه‌ها تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام، توابع شتابنگاشت مورد استفاده باید به‌گونه‌ای مقیاس شوند که طیف پاسخ آن‌ها تا زمان هدف با طیف پاسخ طرح در زمان تناوب اصلی سازه هم‌خوان باشد. محققان پیشنهاد می‌کنند که زمانی بزرگ‌تر از ۴ تا ۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه به‌عنوان زمان هدف، به‌ویژه در تحلیل‌های غیرخطی انتخاب شود.

بنابراین با توجه به زمان تناوب قاب‌های خمشی دوبعدی، زمان ۱۰ ثانیه به‌عنوان زمان هدف مشخص می‌شود. همچنین باید گفت که طیف پاسخ طرح با در نظر گرفتن اثرات زلزله متعامد، ۱/۳ برابر طیف پاسخ خاک نوع II برای شهر تهران مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۳۰]، در نظر گرفته





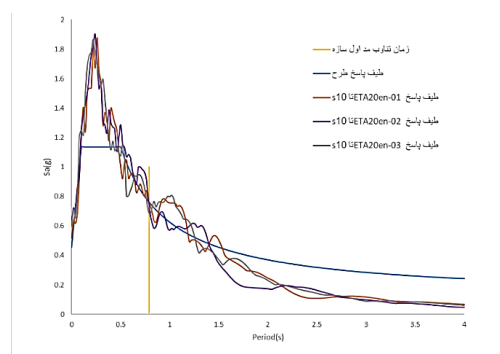
شده است. این طیف پاسخ معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است.

جدول ۵- مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تولید توابع

شتاب زمان دوام [۳۲]

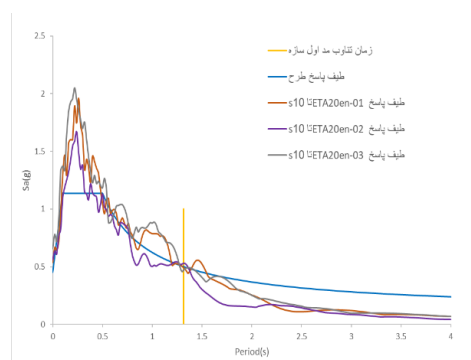
| Earthquake  | Station                                 | Duration(S) | PGA(g) |
|-------------|---|-------------|--------|
| Landers     | Yermo, fire station                     | ۵۰/۰        | ۰/۱۷۱  |
| Loma Prieta | Santa Cruz, University of California    | ۳۹/۹        | ۰/۴۴۱  |
| Loma Prieta | Gilroy, Gavilon College Phys. Sch. Bldg | ۳۹/۹        | ۰/۳۵۶  |
| Loma Prieta | Anderson Dam, Downstream                | ۳۹/۶        | ۰/۲۴۰  |
| Loma Prieta | Saratoga, Aloha Ave.                    | ۳۹/۹        | ۰/۵۰۴  |
| Morgan Hill | Gilroy#6, San Ysidro                    | ۲۹/۹        | ۰/۲۸۶  |
| Northridge  | Microwave Castaic, Old Ridge Route      | ۴۰/۰        | ۰/۵۱۴  |

در جدول (۶) ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌های زمان دوام برای قاب‌های خمشی ارائه شده است. همچنین در شکل‌های (۵) و (۶) هم‌خوانی طیف پاسخ شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح در زمان تناوب اصلی سازه نشان داده شده است.



شکل ۵- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح

برای قاب خمشی دویعدی فولادی پنج طبقه



شکل ۶- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح

برای قاب خمشی دویعدی فولادی ۱۰ طبقه

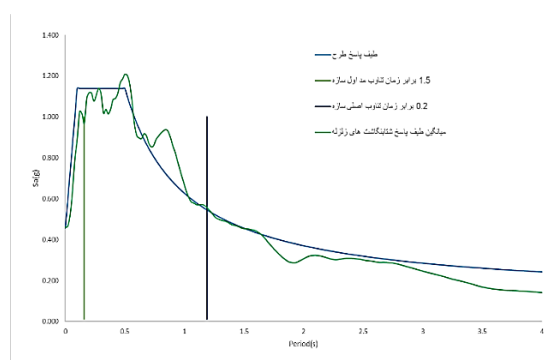
جدول ۶- مشخصات شتابنگاشت‌های زمان دوام مقیاس شده

| ضریب مقیاس | زمان هدف (s) | شتابنگاشت  | قاب خمشی |
|------------|--------------|------------|----------|
| ۰/۹۱       | ۱۰           | ETA20en-01 | SMF5     |
| ۰/۹۱       | ۱۰           | ETA20en-02 |          |
| ۰/۹۱       | ۱۰           | ETA20en-03 |          |
| ۰/۹۵       | ۱۰           | ETA20en-01 | SMF10    |
| ۰/۸۰       | ۱۰           | ETA20en-02 |          |
| ۱/۰۰       | ۱۰           | ETA20en-03 |          |

### ۶- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله

به منظور بررسی عملکرد روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی دویعدی فولادی، نتایج این روش باید با نتایج روش تاریخیچه زمانی غیرخطی مقایسه شود. برای در نظر گرفتن اثر تصادفی بودن پدیده زمین‌لرزه از هفت شتابنگاشت زلزله به منظور صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام استفاده شده است. این شتابنگاشت‌ها شامل شتابنگاشت‌هایی که برای تولید شتابنگاشت‌های زمان دوام استفاده شده‌اند، نمی‌شوند.

شتابنگاشت‌های زلزله مورد استفاده در ارزیابی قاب‌های خمشی برای خاک نوع C بوده و از میان شتابنگاشت‌های پیشنهادی FEMA 440 و FEMA 695 انتخاب شده‌اند. در جدول (۷) ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌های زلزله جهت بررسی عملکرد روش زمان دوام ارائه شده است. همچنین در شکل‌های (۷) و (۸) هم‌خوانی میانگین طیف پاسخ شتابنگاشت‌های زلزله با طیف پاسخ طرح در محدوده ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه نشان داده شده است.



شکل ۷- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله با طیف پاسخ طرح برای

قاب خمشی دویعدی فولادی پنج طبقه



جرمی تنظیم‌شده در بام تحت شتابنگاشت زلزله نورتریج به‌دست‌آمده توسط نویسندگان با نتایج مرجع [۳۳] مقایسه شده است.

در جدول (۸) صحت‌سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و در جدول (۹) صحت‌سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار غیرخطی ارائه شده است.

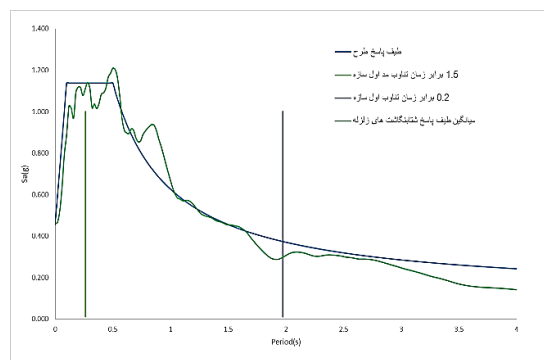
جدول ۸- صحت‌سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار خطی

| شماره | زمان تناوب     | زمان تناوب     | درصد |
|-------|----------------|----------------|------|
| خطا   | به‌دست‌آمده در | توسط نویسندگان |      |
| مد    | مرجع (sec)     | (sec)          |      |
| ۱     | ۱/۲۲           | ۱/۲۳           | ۰/۸  |
| ۲     | ۰/۴۴           | ۰/۴۳           | ۲/۳  |
| ۳     | ۰/۲۵           | ۰/۲۴           | ۴    |

با مطالعه رفتار سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و غیرخطی و همچنین با مقایسه نتایج به‌دست‌آمده برای رفتار سازه مرجع با نتایج گزارش‌شده، می‌توان نتیجه گرفت که روند استفاده‌شده برای مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها در این پژوهش از دقت مناسب برای پیش‌بینی رفتار سازه‌ها برخوردار است. همچنین باید گفت که اختلاف موجود بین نتایج به‌دست‌آمده و نتایج گزارش‌شده برای سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و غیرخطی می‌تواند به دلیل اختلاف در فرضیات پایه برای مدل‌سازی و تحلیل سازه باشد.

جدول ۹- صحت‌سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار غیرخطی

| درصد | حداکثر تغییر مکان | حداکثر         | خطا                                   |
|------|-------------------|----------------|---------------------------------------|
|      | توسط نویسندگان    | تغییر مکان بام |                                       |
|      | (cm)              | در مرجع (cm)   |                                       |
| ۶/۶  | ۲۹/۸۶             | ۳۲             | سازه بدون میراگر جرمی                 |
| ۵/۶  | ۳۵/۸۷             | ۳۸             | سازه دارای میراگر جرمی با $T_d=0.5$ s |
| ۵/۹  | ۲۷/۲۷             | ۲۹             | سازه دارای میراگر جرمی با $T_d=1.5$ s |
| ۲/۲  | ۲۸/۳۶             | ۲۹             | سازه دارای میراگر جرمی با $T_d=3.0$ s |



شکل ۸- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله با طیف پاسخ طرح برای قاب خمشی دوبعدی فولادی ۱۰ طبقه

جدول ۷- مشخصات شتابنگاشت‌های زلزله به‌منظور صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام

| ضریب مقیاس | حداکثر شتاب زلزله (g) | شتابنگاشت زلزله | قاب خمشی |
|------------|-----------------------|-----------------|----------|
| ۱/۱۰۶      | ۰/۴۱۵                 | Northridge      | SMF5     |
| ۱/۹۳۴      | ۰/۲۳۷                 | Imperial Valley |          |
| ۰/۹۰۳      | ۰/۵۰۹                 | Kobe            |          |
| ۰/۸۷۰      | ۰/۵۲۸                 | Loma Prieta     |          |
| ۱/۰۴۵      | ۰/۴۴۰                 | Chi-Chi         |          |
| ۲/۱۹۱      | ۰/۲۰۹                 | San Fernando    | SMF10    |
| ۰/۹۲۶      | ۰/۴۹۶                 | Manjil          |          |
| ۱/۱۰۶      | ۰/۴۱۵                 | Northridge      |          |
| ۱/۹۳۴      | ۰/۲۳۷                 | Imperial Valley |          |
| ۰/۹۰۳      | ۰/۵۰۹                 | Kobe            |          |
| ۰/۸۷۰      | ۰/۵۲۸                 | Loma Prieta     |          |
| ۱/۰۴۵      | ۰/۴۴۰                 | Chi-Chi         |          |
| ۲/۱۹۱      | ۰/۲۰۹                 | San Fernando    |          |
| ۰/۹۲۶      | ۰/۴۹۶                 | Manjil          |          |

### ۷- صحت‌سنجی

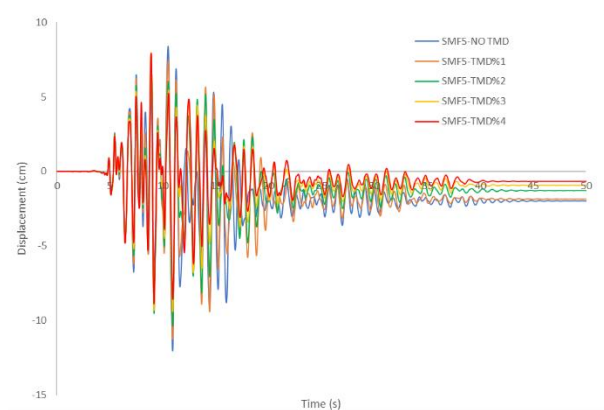
به‌منظور اطمینان از صحت روند مدل‌سازی و همچنین دقت نتایج به‌دست‌آمده در فرایند تحلیل، سازه معرفی شده در مرجع [۳۳] در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شده و نتایج به‌دست‌آمده در حوزه رفتار خطی و غیرخطی با نتایج این مرجع مقایسه شده است.

جهت اطمینان از صحت نتایج در حوزه رفتار خطی، زمان تناوب مدهای رفتاری سازه بدون میراگر جرمی تنظیم‌شده به‌دست‌آمده توسط نویسندگان با نتایج مرجع [۳۳] مقایسه شده‌اند. همچنین به‌منظور اطمینان از صحت نتایج حاصل در حوزه رفتار غیرخطی، حداکثر تغییر مکان سازه مجهز به میراگر



## ۸- ارزیابی قاب خمشی فولادی پنج طبقه

رفتار قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی پنج طبقه تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی زمان دوام و همچنین هفت شتابنگاشت زلزله منتخب ارزیابی شده است. در این ارزیابی حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، حداکثر شتاب سازه در بام و حداکثر مقدار برش پایه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی، تحت شتابنگاشت‌های مختلف مقایسه و بررسی شده است. تغییر مکان‌های بام سازه پنج طبقه نسبت به زمان تحت شتابنگاشت زلزله کوبه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی در شکل (۹) گزارش شده است.



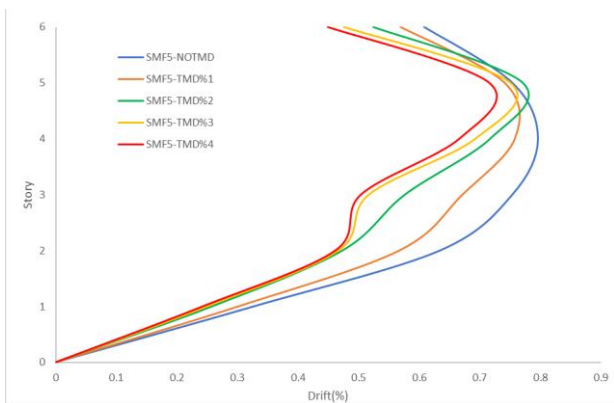
شکل ۹- تغییر مکان بام سازه پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

در جدول (۱۰) حداکثر تغییر مکان بام برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.

جدول ۱۰- حداکثر تغییر مکان بام برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

|             | درصد کاهش نسبت<br>به حالت بدون میراگر<br>جرمی |      |
|-------------|---|------|
|             | حداکثر تغییر مکان<br>بام (cm)                 |      |
| SMF5-NO TMD | ۱۱/۹۸   | ۰/۰  |
| SMF5-TMD%1  | ۱۱/۱۷   | ۶/۷  |
| SMF5-TMD%2  | ۱۰/۳۱   | ۱۳/۹ |
| SMF5-TMD%3  | ۹/۳۷  | ۲۱/۸ |
| SMF5-TMD%4  | ۸/۵۵  | ۲۸/۶ |

در شکل (۱۰) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.



شکل ۱۰- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه بر حسب درصد

در سازه‌های چند درجه آزادی تحت تحریک زلزله، بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده از جمله سختی و میرایی برای هر نسبت جرمی، معمولاً با کمینه‌کردن واریانس پاسخ‌های مد رفتاری مورد نظر در حوزه تغییر مکان تحت ارتعاش سفید انجام می‌شود. بنابراین در این حالت انتظار می‌رود که استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده در سازه‌ها تحت تحریک زلزله منجر به کاهش اختلاف بین حداکثر تغییر مکان‌های تجربه شده با تغییر مکان متوسط تجربه شده توسط سازه شود. در این صورت هدف از بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده، کمینه‌کردن حداکثر شتاب تجربه شده توسط سازه و یا کاهش برش پایه ساختمان نیست؛ اما با در نظر گرفتن تابع هدف مرسوم برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده و در صورت عملکرد مناسب میراگر جرمی تحت تحریک زلزله مشخص می‌توان انتظار داشت که حداکثر تغییر مکان‌های تجربه شده توسط سازه نیز کاهش پیدا کند.

طبیعتاً میراگر جرمی تنظیم شده به منظور کنترل مد رفتاری شاخص سازه تحت تحریک زلزله به سازه اضافه می‌شود. با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله باید گفت که در صورت هماهنگی محتوای فرکانسی تحریک زلزله با سایر مدهای رفتاری سازه، میراگر جرمی تنظیم شده نمی‌تواند تأثیری در بهبود رفتار سازه داشته باشد و حتی ممکن است منجر به بدتر شدن رفتار سازه شود. به دلیل همین محتوای فرکانسی بسیار غنی در تحریک زلزله و تفاوت بین محتوای فرکانسی زلزله‌های

مختلف عملکرد میراگر جرمی تحت زلزله‌های مختلف متفاوت می‌باشد.

با بررسی تغییرمکان‌های تجربه‌شده در بام قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه، می‌توان گفت که پارامترهای میراگر جرمی از جمله سختی و میرایی به‌درستی تنظیم شده و در هماهنگی مناسب با محتوای فرکانسی شتابنگاشت زلزله، موفق به بهبود رفتار سازه تحت تحریک زلزله کوبه شده است.

با بررسی نتایج به‌دست آمده می‌توان گفت که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی تنظیم‌شده، عملکرد این میراگر بهبود یافته و این جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی، تغییرمکان حداکثر تجربه‌شده در بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه را بیش‌تر کاهش داده است. با در نظر گرفتن نسبت جرمی یک در صد برای میراگر جرمی، حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه در بام ۶/۷ درصد کاهش یافته است، این در حالی است که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی به چهار درصد، حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه ۲۸/۶ درصد کاهش یافته است.

با بررسی تغییرمکان نسبی در تمامی طبقات در قاب خمشی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه می‌توان گفت که با اضافه‌شدن میراگر جرمی به سازه، تغییرمکان نسبی طبقات کاهش یافته است. به‌طور مثال تغییرمکان نسبی طبقه اول در صورت وجود میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد نسبت به سازه بدون میراگر جرمی ۲۵ درصد کاهش یافته است.

در ادامه در جدول (۱۱) حداکثر شتاب تجربه‌شده در بام سازه و همچنین حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.

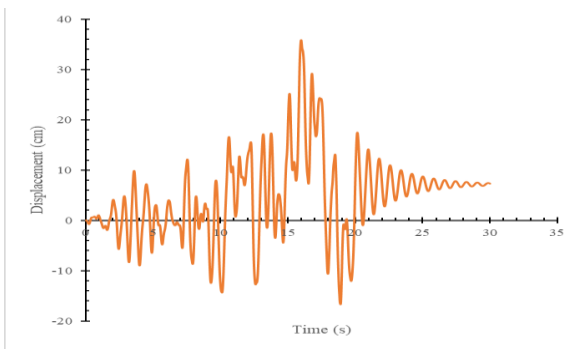
جدول ۱۱- حداکثر شتاب تجربه‌شده در بام سازه و حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

|             | حداکثر شتاب بام<br>(m/s <sup>2</sup> ) | حداکثر برش پایه<br>(tonf) |
|-------------|--|---------------------------|
| SMF5-NO TMD | ۱۱/۴۵                                  | ۴۷/۲                      |
| SMF5-TMD%1  | ۱۱/۷۳                                  | ۴۳/۶                      |
| SMF5-TMD%2  | ۱۲/۰۱                                  | ۳۶/۸                      |
| SMF5-TMD%3  | ۱۲/۱۹                                  | ۳۶/۴                      |
| SMF5-TMD%4  | ۱۲/۴۹                                  | ۳۴/۴                      |

با بررسی نتایج گزارش شده در جدول (۱۱) باید گفت که با اضافه‌کردن میراگر جرمی تنظیم‌شده به قاب خمشی فولادی

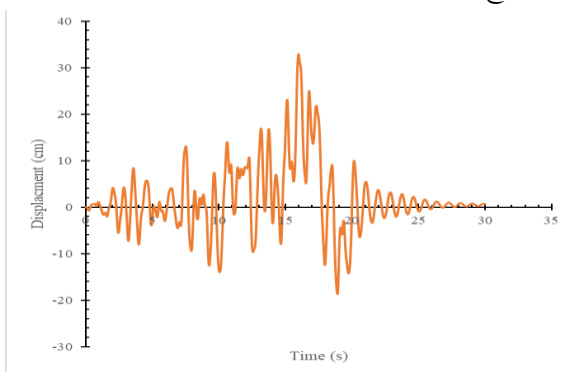
پنج طبقه، حداکثر شتاب بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه افزایش و برش پایه ساختمان کاهش یافته است.

در ادامه تغییرمکان قاب خمشی فولادی پنج طبقه در بام تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 روش زمان دوام نسبت به زمان بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) ارائه شده است.



شکل ۱۱- تغییرمکان بام سازه پنج طبقه بدون میراگر جرمی تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

با توجه به انتخاب زمان ۱۰ ثانیه به‌عنوان زمان هدف در روش دینامیکی غیرخطی زمان دوام، نتایج به‌دست آمده برای تقاضاهای نیرویی و تغییرمکانی در قاب خمشی فولادی پنج طبقه تا ثانیه دهم از شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 به‌منظور ارزیابی سازه برای سطح خطر مربوط به طیف طرح استفاده می‌شود.



شکل ۱۲- تغییرمکان بام سازه پنج طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

حداکثر تغییرمکان سازه بدون میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۴ سانتی‌متر است. همچنین حداکثر تغییرمکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۳/۷ سانتی‌متر است، که کاهش ۴/۵ درصدی نسبت به حالت بدون میراگر

جرمی تجربه کرده است. بنابراین می‌توان گفت که حداکثر تغییر مکان‌های پیش‌بینی شده برای سازه در سطح خطر مورد نظر توسط شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 نسبت به تغییر مکان‌های تجربه شده توسط سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه بیش تر است.

با بررسی رفتار قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت روش زمان دوام، می‌توان گفت که اضافه کردن میراگر جرمی به سازه به صورت کلی باعث بهبود رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله می‌شود. با مقایسه نتایج به دست آمده در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) مشاهده می‌شود که اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به طور کلی باعث کاهش تغییر مکان‌ها و در نتیجه بهبود رفتار سازه شده است، این بهبود در رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله که تقاضای تغییر مکانی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی مصالح افزایش می‌یابد، با کاهش تغییر شکل‌های پسماند به صورت محسوس، نمود پیدا می‌کند. در جدول (۱۲) میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

**جدول ۱۲- میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام**

| میانگین حداکثر         | میانگین حداکثر         |
|------------------------|------------------------|
| تغییر مکان سازه در بام | تغییر مکان سازه در بام |
| تحت شتابنگاشت‌های      | تحت شتابنگاشت‌های      |
| زمان دوام (cm)         | زلزله (cm)             |
| SMF5-NO TMD            | ۱۴/۲۴                  |
| SMF5-TMD%1             | ۱۴/۰۲                  |
| SMF5-TMD%2             | ۱۴/۰۹                  |
| SMF5-TMD%3             | ۱۴/۰۷                  |
| SMF5-TMD%4             | ۱۳/۷۹                  |

به دلیل تفاوت در محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌های زلزله منتخب با شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و همچنین نحوه مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها باشد.

بنابراین روش زمان دوام به منظور مقایسه عملکرد سازه‌ها در حوزه تغییر مکان در سطوح مختلف خطر، موفق عمل کرده و قادر است که برآورد مناسبی از رفتار سازه در حوزه تغییر مکان در این سطوح را داشته باشد. اما به منظور تدقیق نتایج به دست آمده برای تغییر مکان‌های گرهی، نتایج این روش باید با نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کنترل شود. در جدول (۱۳) میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و در جدول (۱۴) میانگین حداکثر برش پایه ساختمان، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

**جدول ۱۳- میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام**

| میانگین حداکثر شتاب      | میانگین حداکثر شتاب      |
|--------------------------|--------------------------|
| سازه در بام تحت          | سازه در بام تحت          |
| شتابنگاشت‌های زلزله      | شتابنگاشت‌های زلزله      |
| دوام (m/s <sup>2</sup> ) | دوام (m/s <sup>2</sup> ) |
| SMF5-NO TMD              | ۱۲/۴۲                    |
| SMF5-TMD%1               | ۱۲/۹۰                    |
| SMF5-TMD%2               | ۱۲/۹۲                    |
| SMF5-TMD%3               | ۱۲/۴۴                    |
| SMF5-TMD%4               | ۱۲/۳۴                    |

**جدول ۱۴- میانگین حداکثر برش پایه سازه، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام**

| میانگین حداکثر برش  | میانگین حداکثر برش  |
|---------------------|---------------------|
| پایه سازه تحت       | پایه سازه تحت       |
| شتابنگاشت‌های زلزله | شتابنگاشت‌های زلزله |
| دوام (tonf)         | دوام (tonf)         |
| SMF5-NO TMD         | ۵۶/۲۸               |
| SMF5-TMD%1          | ۵۷/۶۰               |
| SMF5-TMD%2          | ۵۹/۳۲               |
| SMF5-TMD%3          | ۵۶/۶۸               |
| SMF5-TMD%4          | ۵۷/۴۴               |

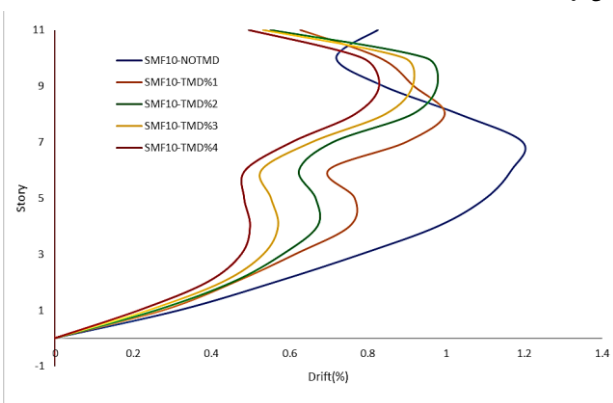
با توجه به اعداد گزارش شده در جدول (۱۲) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از تغییر مکان‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی پنج طبقه کم‌تر از تقاضای تغییر مکانی محاسبه شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. همچنین به نظر می‌رسد که میراگر جرمی تنظیم شده در بهبود پاسخ‌های سازه در حوزه تغییر مکان تحت شتابنگاشت‌های منتخب زلزله نسبت به شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام بهتر عمل کرده است. این اختلاف در نتایج به دست آمده برای تغییر مکان‌های گرهی در این دو روش ارزیابی سازه، می‌تواند



جدول ۱۵- حداکثر تغییرمکان بام برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو

| درصد کاهش نسبت به حالت بدون میراگر جرمی | حداکثر تغییرمکان بام (cm) | حداکثر تغییرمکان |
|---|---------------------------|------------------|
| ۰                                       | ۳۲/۷۶                     | SMF10-NO TMD     |
| ۲۴                                      | ۲۴/۸۱                     | SMF10-TMD%1      |
| ۳۳/۳                                    | ۲۱/۸۴                     | SMF10-TMD%2      |
| ۳۵/۶                                    | ۲۱/۰۸                     | SMF10-TMD%3      |
| ۴۰/۱                                    | ۱۹/۶۰                     | SMF10-TMD%4      |

در شکل (۱۴) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو گزارش شده است. با بررسی تغییرمکان‌های تجربه‌شده در بام قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو، می‌توان گفت که پارامترهای میراگر جرمی از جمله سختی و میرایی به‌درستی تنظیم شده و در هماهنگی مناسب با محتوای فرکانسی شتابنگاشت زلزله، موفق به بهبود رفتار سازه تحت تحریک زلزله سن‌فرناندو شده است.



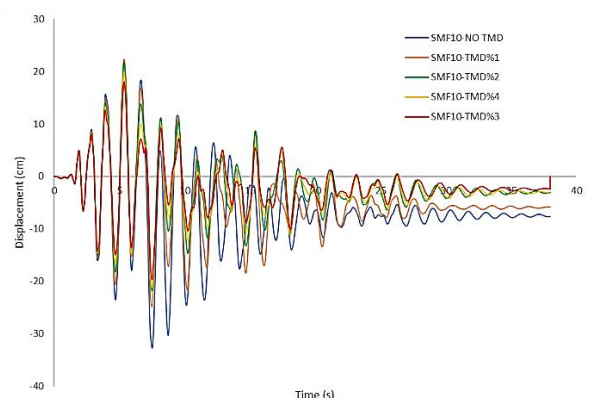
شکل ۱۴- حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات برای قاب خمشی

فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو بر حسب درصد با بررسی نتایج به‌دست‌آمده می‌توان گفت که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی تنظیم‌شده، عملکرد این میراگر بهبود یافته و این جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی، تغییرمکان حداکثر تجربه‌شده در بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو را بیش‌تر کاهش داده است. با در نظر گرفتن نسبت جرمی یک در صد برای میراگر جرمی حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه در بام ۲۴ درصد کاهش یافته، این درحالی است که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی به چهار درصد، حداکثر

با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۳) و (۱۴) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از شتاب‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله و همچنین برش پایه ساختمان برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی پنج طبقه بیش‌تر از شتاب‌های گرهی و برش پایه محاسبه‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است.

## ۹- ارزیابی قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه

رفتار قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی زمان دوام و همچنین هفت شتابنگاشت زلزله منتخب ارزیابی شده است. در این ارزیابی حداکثر تغییرمکان سازه در بام، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات، حداکثر شتاب سازه در بام و حداکثر مقدار برش پایه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی، تحت شتابنگاشت‌های مختلف مقایسه و بررسی شده است. تغییرمکان‌های بام سازه ۱۰ طبقه نسبت به زمان تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی در شکل (۱۳) گزارش شده است.



شکل ۱۳- تغییرمکان بام سازه ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو

در جدول (۱۵) حداکثر تغییرمکان بام برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو گزارش شده است.

تغییر مکان تجربه شده توسط سازه ۴۰/۱ درصد کاهش یافته است.

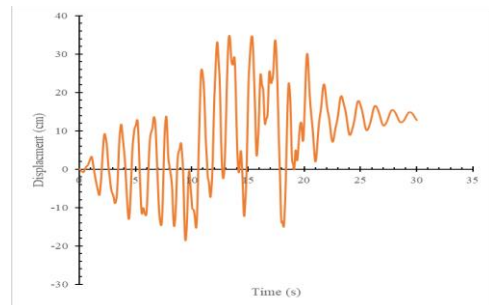
با بررسی تغییر مکان نسبی در تمامی طبقات در قاب خمشی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو می توان گفت که با اضافه شدن میراگر جرمی به سازه، تغییر مکان نسبی طبقات کاهش یافته است. به طور مثال تغییر مکان نسبی طبقه پنجم در صورت وجود میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد نسبت به سازه بدون میراگر جرمی ۵۶ درصد کاهش یافته است.

در جدول (۱۶) حداکثر شتاب تجربه شده در بام سازه و همچنین حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو گزارش شده است. با بررسی نتایج گزارش شده در این جدول باید گفت که با اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، حداکثر شتاب بام سازه و همچنین برش پایه ساختمان تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو کاهش یافته است.

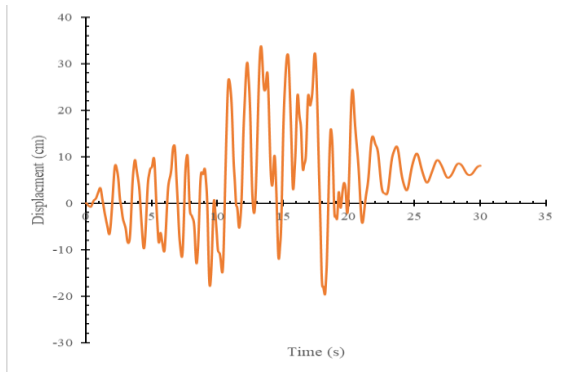
جدول ۱۶- حداکثر شتاب تجربه شده در بام سازه و حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو

|              | حداکثر شتاب بام<br>(m/s <sup>2</sup> ) | حداکثر<br>برش پایه<br>(tonf) |
|--------------|--|------------------------------|
| SMF10-NO TMD | ۹/۶۲                                   | ۶۹/۲۴                        |
| SMF10-TMD%1  | ۹/۴۷                                   | ۶۰                           |
| SMF10-TMD%2  | ۹/۲۲                                   | ۵۶/۴۶                        |
| SMF10-TMD%3  | ۹/۰۹                                   | ۵۱                           |
| SMF10-TMD%4  | ۸/۸۹                                   | ۴۶/۸                         |

در ادامه تغییر مکان قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه در بام تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 روش زمان دوام نسبت به زمان دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد و چهار درصد در شکل های (۱۵) و (۱۶) ارائه شده است.



شکل ۱۵- تغییر مکان بام سازه ۱۰ طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02



شکل ۱۶- تغییر مکان بام سازه ۱۰ طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

با توجه به انتخاب زمان ۱۰ ثانیه به عنوان زمان هدف در روش دینامیکی غیرخطی زمان دوام، نتایج به دست آمده برای تقاضاهای نیرویی و تغییر مکانی در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تا ثانیه دهم از شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 به منظور ارزیابی سازه برای سطح خطر مربوط به طیف طرح استفاده می شود.

حداکثر تغییر مکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۸ سانتی متر است. همچنین حداکثر تغییر مکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۷/۸ سانتی متر است، که کاهش ۳/۵ درصدی نسبت به حالت دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد را تجربه کرده است.

بنابراین می توان گفت که حداکثر تغییر مکان های پیش بینی شده برای سازه در سطح خطر مورد نظر توسط شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 نسبت به تغییر مکان های تجربه شده توسط سازه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو کم تر است.

با بررسی رفتار قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت روش زمان دوام، می توان گفت که اضافه کردن میراگر جرمی به سازه به صورت کلی باعث بهبود رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله می شود. با مقایسه نتایج به دست آمده در شکل های (۱۵) و (۱۶) مشاهده می شود که اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به طور کلی باعث کاهش تغییر مکان ها و در نتیجه بهبود رفتار سازه شده است؛ این بهبود در رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله که تقاضای تغییر مکانی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی مصالح افزایش می یابد، با کاهش تغییر شکل های پسماند به صورت



با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۸) و (۱۹) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از شتاب‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله و همچنین برش پایه ساختمان برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بیش‌تر از شتاب‌های گرهی و برش پایه محاسبه‌شده در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است.

**جدول ۱۹-** میانگین حداکثر برش پایه سازه، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی

| روش زمان دوام                                |  |       |
|--|--|-------|
| میانگین حداکثر برش                           | میانگین حداکثر برش                       |       |
| پایه سازه تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (tonf) | پایه سازه تحت شتابنگاشت‌های زلزله (tonf) |       |
| SMF10-NO TMD                                 | ۷۳/۷۴                                    | ۶۶/۳۳ |
| SMF10-TMD%1                                  | ۶۸/۷۹                                    | ۶۱/۸۶ |
| SMF10-TMD%2                                  | ۶۸/۲۵                                    | ۶۲/۰۱ |
| SMF10-TMD%3                                  | ۶۸/۷۶                                    | ۶۰/۹۶ |
| SMF10-TMD%4                                  | ۶۶/۳۹                                    | ۶۰/۵۷ |

### ۱۰- نتیجه‌گیری

در این پژوهش رفتار قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده تحت تحریک زلزله به روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و روش زمان دوام ارزیابی شده است. با توجه به نتایج عددی به‌دست‌آمده از ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی دوبرعی پنج طبقه و ۱۰ طبقه، موارد زیر را می‌توان نتیجه گرفت.

- با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله، استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم‌شده در قاب‌های خمشی فولادی لزوماً باعث بهبود رفتار سازه تحت هر تحریک زلزله نخواهد شد.
- میراگر جرمی تنظیم‌شده میانگین حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. طبیعتاً عملکرد میراگر جرمی تنظیم‌شده با افزایش نسبت جرمی برای میراگر جرمی تنظیم‌شده بهبود یافته است. به‌عنوان نمونه میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، ۳/۵ درصد حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. این درحالی است که میراگر جرمی با نسبت جرمی

محسوس، نمود پیدا می‌کند. در ادامه در جدول (۱۷) میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۷) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از تغییر مکان‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه کم‌تر از تقاضای تغییر مکانی محاسبه‌شده در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است.

در جدول (۱۸) میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و در جدول (۱۹) میانگین حداکثر برش پایه ساختمان، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

**جدول ۱۷-** میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

| میانگین حداکثر  | میانگین حداکثر                                      |       |
|---|---|-------|
| تغییر مکان سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (cm) | تغییر مکان سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله (cm) |       |
| SMF10-NO TMD  | ۲۵/۲۹   | ۳۰/۳۲ |
| SMF10-TMD%1   | ۲۴/۴۰   | ۲۸/۶۷ |
| SMF10-TMD%2   | ۲۳/۴۴   | ۲۷/۴۳ |
| SMF10-TMD%3   | ۲۲/۳۲   | ۲۷/۸۸ |
| SMF10-TMD%4   | ۲۰/۹۰   | ۲۶/۶۴ |

**جدول ۱۸-** میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

| میانگین حداکثر شتاب   | میانگین حداکثر شتاب                                     |       |
|---|---|-------|
| سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (m/s <sup>2</sup> ) | سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله (m/s <sup>2</sup> ) |       |
| SMF10-NO TMD  | ۱۱/۷۷   | ۱۰/۳۲ |
| SMF10-TMD%1   | ۱۱/۶۰   | ۱۰/۴۲ |
| SMF10-TMD%2   | ۱۱/۵۲   | ۱۰/۳۰ |
| SMF10-TMD%3   | ۱۱/۴۲   | ۱۰/۱۴ |
| SMF10-TMD%4   | ۱۱/۳۵   | ۹/۹۳  |





چهار درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، موفق به کاهش حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب به مقدار ۱۱/۳ درصد شده است.

- عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده در کاهش میانگین حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب با افزایش ارتفاع سازه بهتر شده است. به عنوان نمونه میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، ۶/۲ درصد حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. این در حالی است که میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، موفق به کاهش حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب به مقدار ۹/۵ درصد شده است.

- اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب‌های خمشی فولادی منجر به کاهش میانگین حداکثر شتاب بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و همچنین کاهش میانگین حداکثر برش پایه ساختمان تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب شده است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر تغییرمکان‌های بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد کم‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی (دقیق‌ترین روش موجود در ارزیابی سازه‌ها) است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر شتاب بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر برش پایه سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۵ تا ۱۵ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است.

- با مقایسه نتایج روش زمان دوام و روش تاریخچه زمانی غیرخطی در ارزیابی رفتار قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده تحت تحریک زلزله، می‌توان گفت که روش زمان دوام از هزینه محاسباتی پایین‌تری در ارزیابی سازه‌ها برخوردار بوده و این قابلیت را دارد که با یک شتابنگاشت مصنوعی، رفتار سازه را در سطوح خطر

مختلف ارزیابی کند. لازم به ذکر است که روش زمان دوام مقادیر حداکثر تغییرمکان‌های گرهی و تقاضاهای نیرویی ایجاد شده در اعضای باربر جانبی سازه را در یک سطح خطر مشخص از تحریک زلزله با یک محدوده اختلاف از مقادیر عددی دقیق پیش‌بینی می‌کند. طبیعتاً با استفاده از شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی جدیدتر و همچنین استفاده از شتابنگاشت‌های بیش‌تر می‌توان اختلاف بین نتایج این روش با روش تاریخچه زمانی غیرخطی را کاهش داد.

- در صورت صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام و همچنین مورد قبول بودن محدوده اختلاف پاسخ‌های پیش‌بینی شده توسط این روش با مقدار دقیق عددی، با توجه به دقت مورد نیاز در تحلیل و طراحی پروژه‌های اجرایی و تحقیقاتی، استفاده از این روش در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده باعث افزایش سرعت محاسباتی و کاهش هزینه محاسباتی همراه با دقت محاسباتی مناسب خواهد شد.



- passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems", *Probabilistic Engineering Mechanics*, 38, pp. 156-164.
- [17] Elias, S., and Djerouni, S. (2024), "Optimum tuned mass damper inerter under near-fault pulse-like ground motions of buildings including soil-structure interaction", *Journal of Building Engineering*, 85, p. 108674.
- [18] Sarkar, S., and Fitzgerald, B. (2024), "Design of Tuned Mass Damper Fluid Inerter for Wind-Induced Vibration Control of a Tall Building", *Journal of Structural Engineering*, 150(3), p. 04023242
- [19] Estekanchi, H.E., Vafaei, A., and SADEGH, A.M. (2004), "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", pp. 361-370.
- [20] Estekanchi, H.E., Valamanesh, V., and Vafai, A. (2007), "Application of Endurance Time method in linear seismic analysis", *Engineering Structures*, 29(10), pp. 2551- 2562.
- [21] Estekanchi, H.E., Arjomandi, K., and Vafai, A. (2008), "Estimating structural damage of steel moment frames by Endurance Time method", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(2), pp. 145-155.
- [22] Riahi, H.T., Estekanchi, H.E., and Vafai, A. (2009), "Estimates of average inelastic deformation demands for regular steel frames by the Endurance Time method", pp. 388-402.
- [23] Valamanesh, V. and Estekanchi, H., (2010), "A study of endurance time method in the analysis of elastic moment frames under three-directional seismic loading," *Asian Journal of Civil Engineering*, 11(5), 543-562.
- [24] Chiniforush, A.A., Estekanchi, H., and Dolatshahi, K.M. (2017), "Application of Endurance Time Analysis in Seismic Evaluation of an Unreinforced Masonry Monument", *Journal of Earthquake Engineering*, 21(2), pp. 181-202.
- [25] Maleki-Amin, M.J., and Estekanchi, H., (2018), "Damage Estimation of Steel Moment Resisting Frames by Endurance Time Method Using Damage-Based Target Time", *Journal of Earthquake Engineering*, 22(10), pp. 1806-1835.
- [26] Tafakori, E., Pourzeynali, S., and Estekanchi, H. (2017), "Probabilistic seismic loss estimation via endurance time method", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(1), pp. 233-245.
- [27] Estekanchi, H., Harati, M., and Mashayekhi, M.R. (2018), "An investigation on the interaction of moment-resisting frames and shear walls in RC dual systems using endurance time method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(12), p.e 1489.
- [28] American Society of Civil Engineers, (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers Standard.
- [1] Frahm, H. (1911), "Device for Damping Vibrations of Bodies", U.S. Patent, 989,958.
- [2] Den Hartog, J.P., and Ormondroyd, J. (1928), "Theory of the dynamic vibration absorber", *ASME J. Applied. Mechanics*, 50(7), pp. 11-22.
- [3] Den Hartog, J.P. (1956), *Mechanical Vibrations*. 4th Edition. McGraw-Hill. New York.
- [4] Warburton, G.B. (1982), "Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(3), pp. 381-401.
- [5] Ayorinde, E.O., and Warburton, G.B. (1980), "Minimizing structural vibrations with absorbers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8(3), pp. 219-236.
- [6] Leung, A.Y.T., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 31(3), pp. 715-728.
- [7] Salvi, J., and Rizzi, E. (2011), "Minimax optimization of Tuned Mass Dampers under seismic excitation", In *EURODYN: 8th International Conference on Structural Dynamics*, Leuven, Belgium, 4-6 July, pp. 1892-1899.
- [8] Bakre, S.V., and Jangid, R.S. (2007), "Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system", *Structural Control and Health Monitoring*, 14(3), pp. 448-470.
- [9] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., and Chung, R.M. (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(6), pp. 617-636.
- [10] Rana, R., and Soong, T.T. (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 20(3), pp. 193-204.
- [11] Moutinho, C. (2012), "An alternative methodology for designing tuned mass dampers to reduce seismic vibrations in building structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(14), pp. 2059-2073.
- [12] Rüdinger, F. (2006), "Optimal vibration absorber with nonlinear viscous power law damping and white noise excitation", *Journal of Engineering Mechanics*, 132(1), pp. 46-53.
- [13] Li, C., and Zhu, B. (2006), "Estimating double tuned mass dampers for structures underground acceleration using a novel optimum criterion", *Journal of Sound and Vibration*. 298(1-2), pp. 280-297.
- [14] Hoang, N., and Warnitchai, P. (2005), "Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(2), pp. 125-144.
- [15] Leung, A.Y.T., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 31(3), 715-728.
- [16] Marian, L., and Giaralis, A. (2014), "Optimal design of a novel tuned mass damper inerter (TMDI)

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

[۳۰] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.

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

[32] FEMA-440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Procedures, ATC-55 Draft", Washington.

[33] Wong. K.K, (2008), "Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers", Journal of Engineering Mechanics, 134 (2), pp. 163-172.



http://journaliss.ir

## عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی زانویی با میراگر اصطکاکی و مقایسه آن با سیستم قاب زانویی

امیر غفوری نژاد<sup>۱</sup>، مهدی علیرضایی<sup>۲\*</sup>، سید محمد میرحسینی<sup>۳</sup>، احسان‌اله ضیغمی<sup>۴</sup>

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

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

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک، اراک، ایران

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

\*ملایر، صندوق پستی ۶۱۶۶۸-۶۵۷۱۹، M.Alirezai@iau-malayer.ac.ir

### چکیده

تجربیه‌های به‌دست‌آمده از زلزله‌های گذشته و عملکرد لرزه‌ای ضعیف بعضی از سازه‌ها در این مواقع، نیاز به استفاده از سیستم‌های نوین لرزه‌ای را نشان می‌دهد. این امر بررسی‌های پیش‌تر سیستم‌های لرزه‌ای جانبی سازه مانند میراگرهای اتلاف‌کننده انرژی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های موجود را ضروری می‌نماید. میراگرهای انرژی به‌صورت کلی به دو دسته میراگرهای مبتنی بر سرعت مانند میراگرهای ویسکوز و میراگرهای مبتنی بر تغییر مکان مانند میراگرهای تسلیمی و اصطکاکی تقسیم می‌شوند. میراگرهای اصطکاکی یکی از مؤثرترین وسایل مستهلک‌کننده انرژی در سازه هستند که در آن بدون ایجاد خرابی (تسلیم‌شدگی) و با مکانیزم ایجاد اصطکاک می‌تواند انرژی لرزه‌ای را مستهلک کند. در این مقاله سیستم جدیدی از ترکیب قاب مهاربندی زانویی (KBF) و میراگر اصطکاکی (KBFD) مورد مطالعه قرار گرفته است. میراگر مورد استفاده به‌صورت یک میراگر اصطکاکی خطی با شیار لوبیایی است. هدف از قراردادن میراگر اصطکاکی در این پیکربندی کمک به جلوگیری از کماتش خارج از صفحه مهاربند مجهز به میراگر و استفاده حداکثری از ظرفیت میراگر جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای KBF می‌باشد. در این مقاله ابتدا صحت‌سنجی مدل المان محدود KBFD با استفاده از نتایج آزمایشگاهی صورت گرفته است. سپس با در نظر گرفتن شش نوع قاب KBFD که در آن نیروی پیش‌تندگی میراگر اصطکاکی به‌عنوان پارامتر متغیر در نظر گرفته شده، مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. این مطالعات شامل انجام تحلیل پاش‌آور جهت محاسبه پارامترهای لرزه‌ای سازه همچون ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه بود. نتایج حاصل از این تحلیل‌ها نشان‌دهنده بهبود عملکرد لرزه‌ای KBFD نسبت به KBF است به‌صورتی که ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه افزایش یافته است. بر اساس نتایج حاصله با افزایش نیروی پیش‌تندگی، ضریب رفتار نیز افزایش و مابین ۷/۹ تا ۹ پیشنهاد می‌گردد. همچنین این قاب‌ها برای مطالعه بیشتر رفتار لرزه‌ای، تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها به‌صورت منحنی‌های هیستریزس، سختی اولیه و سکانتی، مقاومت قاب‌ها، شکل‌پذیری، ضریب رفتار، انرژی مستهلک‌شده و میرایی ویسکوز معادل چرخه‌ای گزارش شده است. نتایج به‌دست‌آمده بیانگر این حقیقت هستند که با عمل کردن میراگر اصطکاکی، کاهش نیاز لرزه‌ای بر روی مهاربند و ستون‌ها به‌خوبی صورت می‌گیرد. همچنین منحنی‌های هیستریزس به‌دست‌آمده، سطح بالایی از اتلاف انرژی زلزله ورودی و عملکرد مناسب لرزه‌ای قاب‌ها با پیکربندی پیشنهادی را نشان می‌دهند.

### واژگان کلیدی

تحلیل چرخه‌ای، عملکرد لرزه‌ای، میراگر اصطکاکی، قاب مهاربندی زانویی، پارامترهای لرزه‌ای

## Seismic performance of the knee bracing frame with friction damper and its comparison with the knee frame system

A. Ghafouri-Nejad, M. Alirezai, S.M. Mirhosseini, E. Zeighami

### Abstract

The experience of past earthquakes and the weak seismic performance of some structures have highlighted the need for modern seismic systems. Therefore, further examination of lateral seismic systems, such as energy dissipation dampers, is essential for improving the seismic performance of existing systems. Energy dampers can generally be divided into two categories: velocity-based dampers, such as viscous dampers, and displacement-based dampers, such as yielding and friction dampers. Friction dampers are one of the most effective energy dissipating devices in structures, capable of dissipating seismic energy through friction without causing damage (yielding). This paper studies a new system combining a knee-braced frame (KBF) with a friction damper (KBFD). The damper used is a linear friction damper with a slotted bolted connection. The goal of incorporating the friction damper in this configuration is to help prevent out-of-plane buckling of the brace equipped with the damper and to maximize the capacity of damper to improve the seismic performance of the KBF. In this paper, the finite element model of the KBFD was first validated using experimental results. Then, six types of KBFD frames, with varying pre-tension forces in the friction damper considered as a variable parameter, were studied. These studies included performing pushover analysis to calculate the seismic parameters of the structure, such as ductility and behavior factors. The results of these analyses indicate an improvement in the seismic performance of the KBFD compared to the KBF, with both the ductility and behavior factors increasing. Based on the results, with increasing pre-tension force, the behavior factor also increases and is suggested to range between 7.9 and 9.0. Additionally, these frames were subjected to cyclic loading to further study their seismic behavior. The results of the frame analyses were reported as hysteresis curves, initial and secant stiffness, frame resistance, ductility, behavior factor, dissipated energy, and equivalent viscous damping. The results demonstrate that the friction damper effectively reduces the seismic demand on the braces and columns. Furthermore, the obtained hysteresis curves show a high level of input earthquake energy dissipation and appropriate seismic performance of the frames with the proposed configuration.

### Keywords

Cyclic Analysis, Seismic Performance, Friction Damper, Knee Brace Frame, Seismic Parameter



زمانی به دست می‌آید که از بالشتک‌های لنت ترمزی<sup>۸</sup> استفاده گردد [۱۱].

در سال ۱۹۸۹ **فیتزجرالد**<sup>۹</sup> نتایج کامل‌تری را در رابطه با میراگرهای اصطکاکی ارائه نمود [۱۲]. **چری**<sup>۱۰</sup> و **فیلترالت**<sup>۱۱</sup> با مطالعه کارهای انجام‌شده بر روی میراگرهای اصطکاکی و مقایسه آن‌ها با سایر روش‌های مستهلک‌کننده انرژی به این نتیجه رسیدند که این میراگرها قابلیت استهلاک انرژی بالایی دارند [۱۳]. **مولولا**<sup>۱۲</sup> و **بل**<sup>۱۳</sup> در سال ۲۰۰۲ میراگر اصطکاکی جدیدی را بر روی مهاربند شورون قرار دادند که بر پایه حرکت دورانی عمل می‌کرد. مطالعات عددی و آزمایشگاهی دیگری نیز در مورد این نوع میراگر صورت گرفته که همگی به تأثیر آن در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها اشاره می‌کنند [۱۴]. **تهرانی‌زاده** و **خالقیان** در سال ۲۰۰۷ نوعی میراگر اصطکاکی با استفاده از سوراخ‌های لوبیایی بلند و لنت ترمز بر روی مهاربند شورون ارائه کردند و مطالعات آزمایشگاهی بر روی چند نمونه انجام دادند [۱۵]. **ابوالمعالی** و **همکاران** در سال ۲۰۰۹ با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی انواع اتصالات نیمه‌صلب نشان دادند که این اتصالات از توانایی اتلاف انرژی بالایی برخوردارند و با تغییر هندسه اتصالات می‌توان این توانایی را افزایش داد [۱۶].

**میرطاهری** و **همکاران** در سال ۲۰۱۱ با انجام پژوهش آزمایشگاهی و عددی بر روی میراگر اصطکاکی لوله‌ای به این نتیجه رسیدند که این میراگر دارای رفتار هیستریزس پایدار و قابلیت اتلاف انرژی بالایی می‌باشد [۱۷]. **کیم**<sup>۱۴</sup> و **همکاران** در سال ۲۰۱۱ با مدل‌سازی میراگر اصطکاکی دورانی دریافتند که این میراگرها پاسخ سازه را کاهش داده و پایداری سازه را افزایش می‌دهند [۱۸]. **منیر** و **زینعلی** در سال ۲۰۱۳ با انجام آزمایش و مدل‌سازی میراگرهای اصطکاکی نشان دادند که این میراگرها تغییر مکان و برش‌های سازه را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد [۱۹]. **قلی‌زاده** و **همکاران** در سال ۲۰۱۴ مطالعات عددی نوعی میراگر اصطکاکی دورانی را در قاب‌های زانویی ارائه کردند؛ در این سیستم تحت بارگذاری چرخه‌ای هیچ‌گونه کمانشی در عضو بادبندی قاب زانویی دارای میراگر اصطکاکی دورانی وجود ندارد؛ همچنین میزان اتلاف انرژی به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد [۲۰]. **نیکوکلام** و **همکاران** در سال ۲۰۱۶ نوعی میراگر اصطکاکی

انتخاب سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مناسب سازه‌ها، نقش اساسی در تحمل و طراحی سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای (SFRS)<sup>۱</sup> دارد [۱ و ۲]. برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر سازه از سیستم‌های مهار جانبی استفاده می‌گردد. سیستم‌های قاب خمشی، قاب مهاربندی همگرا (CBF)<sup>۲</sup> و قاب مهاربندی واگرا (EBF)<sup>۳</sup> از جمله سیستم‌های مقاوم جانبی لرزه‌ای شناخته‌شده می‌باشند. یک جایگزین دیگر برای قاب‌های مهاربندی شده رایج ساختمانی، قاب‌های مهاربندی شده زانویی (KBF)<sup>۴</sup> است، که با تجهیز به یک عضو تسلیم‌شونده به‌خوبی انرژی لرزه را می‌تواند مستهلک کند [۳ و ۴].

تجارب زمین‌لرزه‌های گذشته، تلفات و زیان مالی، عملکرد لرزه‌ای ضعیف برخی از سازه‌ها، لزوم استفاده از سیستم‌های سازه‌ای جدید را نشان داده‌اند. بنابراین برای بهبود عملکرد لرزه‌ای و افزایش ایمنی سازه‌های فولادی، بررسی بیش‌تر سیستم‌های جدید سازه ضروری است [۵ و ۶]. استفاده از میراگرهای مستهلک‌کننده انرژی یکی از روش‌های مؤثر و قابل‌اجرا برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است [۲ و ۷]. سیستم‌های مستهلک‌کننده عموماً به دو دسته مستهلک‌کننده‌های وابسته به سرعت حرکت همانند میراگرهای ویسکوز و مستهلک‌کننده‌های وابسته به تغییر مکان مانند میراگرهای اصطکاکی و فلزی تقسیم می‌شوند [۳ و ۸]. در واقع استفاده از میراگرهای اصطکاکی یک راه حل مناسب جهت حل مشکل عدم توازن بین سختی و شکل‌پذیری در قاب‌های معمولی می‌باشد [۹]. از طرفی دیگر میراگر اصطکاکی با عملکرد اصطکاک بین سطوح، انرژی لرزه‌ای را مستهلک می‌کند، لذا خراب‌شدگی ناشی از تسلیم‌شدگی در سازه است ایجاد نمی‌گردد.

کاربرد میراگرهای اصطکاکی در صنعت ساختمان در اواخر دهه ۱۹۷۰ آغاز شد؛ زمانی که **تایلر**<sup>۵</sup> استفاده از اتصالات کشویی اصطکاک (تفلون)<sup>۶</sup> را برای کاهش اثرات باد و زلزله پیشنهاد کرد [۱۰]. در سال ۱۹۸۰ **پال**<sup>۷</sup> و **همکاران** با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی میراگر اصطکاکی با سطوح لغزش متفاوت، نشان دادند که بهترین رفتار تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی

<sup>۸</sup> Concentrically Braced Frame

<sup>۹</sup> FitzGerald

<sup>۱۰</sup> Cherry

<sup>۱۱</sup> Filiatrault

<sup>۱۲</sup> Mualla

<sup>۱۳</sup> Belev

<sup>۱۴</sup> Kim

<sup>۱</sup> Seismic Force Resisting System

<sup>۲</sup> Concentrically Braced Frame

<sup>۳</sup> Eccentrically Braced Frame

<sup>۴</sup> Knee Braced Frame

<sup>۵</sup> Tyler

<sup>۶</sup> PTFE

<sup>۷</sup> Pall

با استفاده از اتصالات پیچی شیاردار برشی (SSBC)<sup>۱</sup> ارائه کردند که عمدتاً بر رفتار برشی اعضا در مکانیزم تسلیم و اتلاف انرژی سیستم سازه‌ای مؤثر است و مطالعات آزمایشگاهی بر روی چند نمونه انجام دادند [۲۱]. **طیاری و همکاران** به بررسی طراحی بهینه بر اساس آسیب در میراگرهای اصطکاکی در ساختمان‌های چندطبقه با مهاربند همگرا پرداختند که بر اساس نتایج به دست آمده از تحقیق آن‌ها بازه ۴۰ تا ۵۵ درصدی برای اصطکاک سایشی به‌عنوان درصد بهینه معرفی گردیده است [۲۲]. **هاشمی و علیرضایی** به ارزیابی قاب‌های مهاربندی شده زانویی در بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی پرداختند. در بررسی آن‌ها عضو زانویی با تغییرشکل برشی پلاستیک تأثیر به‌سزایی در مستهلک کردن انرژی زلزله دارد [۲۳]. **صادقی و همکاران** با در نظر گرفتن اثر پیش‌تندگی پیچ‌ها، روشی مؤلفه‌ای برای محاسبه سختی اولیه اتصالات صفحه انتهایی اصطکاکی توسعه دادند و صحت آن را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند. نتایج نشان داد که این روش دقت محاسبات را به‌طور قابل توجهی بهبود می‌بخشد [۲۴].

در این مقاله با هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای، سیستم سازه‌ای جدیدی که از ترکیب KBF و میراگر اصطکاکی ایجاد شده (KBFD)، مورد بررسی قرار گرفته است. در این سیستم مهاربندی ارائه شده برای تأمین سختی جانبی و مستهلک کردن انرژی زلزله از لینک زانویی به همراه میراگر استفاده می‌شود. در این پژوهش ابتدا با انجام صحت‌سنجی، مدل المان محدود با نتایج آزمایشگاهی منطبق گردید سپس با انجام تحلیل اجزای محدود، مطالعات پارامتریک بر روی شش مدل از سیستم ارائه شده در مقایسه با مدل پایه KBF، انجام شده است. در این مطالعات با انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی یکنوا (پوش‌آور) پارامترهای لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه حاصل شده است. سپس با انجام تحلیل‌های چرخه‌ای غیرخطی مقادیری همچون استهلاک انرژی و میرایی هیستریزس در قاب‌های پیشنهادی با قاب زانویی مقایسه گردیده است.

## ۲- روش تحقیق

### ۲-۱- اتصال پیچی شیاردار اصطکاکی (LSB)

مطالعه علمی اصطکاک، گذشته طولانی دارد و به تحقیقات داوینچی<sup>۲</sup> و آمانتونز<sup>۳</sup> و کولمب<sup>۴</sup> برمی‌گردد. در نتیجه این

مطالعات، در لحظه شروع لغزش یا در طی لغزش می‌توان معادله (۱) را نوشت:

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

که در آن ( $F$ ) و ( $N$ ) به ترتیب معرف نیروهای اصطکاکی و عمودی بوده و ( $\mu$ ) ضریب اصطکاک است [۳].

اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی (LSB)<sup>۵</sup> در ترکیب با قاب‌های مهاربندی معمولاً به صورت لغزشی خطی و لغزشی چرخشی می‌باشند و در قاب‌های خمشی از این اتصالات در اتصال تیر به ستون به صورت لغزشی چرخشی نیز استفاده می‌کنند (شکل (۱)). این اتصالات توانایی فراهم کردن تعداد زیادی از سیکل‌های اتلاف انرژی با خرابی کم و یا بدون خرابی سازه‌ها را دارند. در این اتصالات اصطکاک لازم برای ایجاد اتلاف انرژی، از طریق نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها تأمین می‌شود. یک اتصال پیچی لغزشی که به‌عنوان یک المان اتلاف‌کننده انرژی در یک سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد، بایستی توانایی اتلاف انرژی بالا در سیکل‌های جابه‌جایی تکرار شونده را بدون کاهش مقاومت و پایداری فراهم نماید. عوامل مهم که در کارایی اتصالات لغزشی پیچی تأثیر دارند عبارتند از:

۱. ثابت نگه‌داشتن فشار اتصال بین صفحات لغزش (استفاده از واشر فنری و تخت)
۲. ثابت نگه‌داشتن ضریب لغزش بین صفحات لغزش (انتخاب درست المان لغزش)
۳. اجتناب از شکست ترد اجزای اتصال زمانی که به آستانه لغزش می‌رسند (انتخاب مصالح مناسب برای پیچ‌ها) [۲۵].

با توجه به شکل (۱)، در اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی از آنجایی که دو سطح لغزش وجود دارد، نیروی لازم برای لغزش مطابق معادله (۲) برابر است با:

$$F_{slip} = 2n \cdot \mu \cdot N_b \quad (2)$$

که در آن ( $n$ ) تعداد پیچ‌ها، ( $N_b$ ) نیروی کشش در یک پیچ و ( $\mu$ ) ضریب اصطکاک است. با توجه به رابطه (۲) می‌توان دریافت که با تغییر تعداد پیچ‌ها و نیروی کشش در پیچ‌ها محدوده وسیعی از نیروهای لغزش را می‌توان در اختیار داشت [۲۶]. برای تولید نیروی اصطکاکی در این میراگر از دو عدد پیچ مناسب استفاده

<sup>5</sup> Limited Slotted Bolt

<sup>1</sup> Shear Slotted Bolted Connection

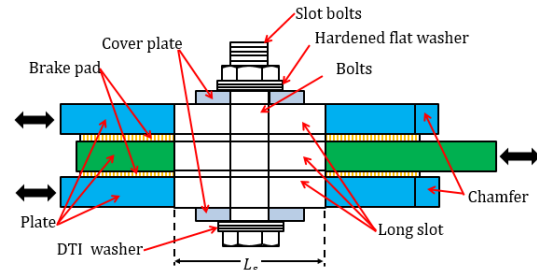
<sup>2</sup> da Vinci

<sup>3</sup> Amantones

<sup>4</sup> Coulomb

شده که نیروی عمود بر سطح مورد نیاز را در طول مدت لغزش فراهم می‌کند.

جزئیات قسمت‌های مختلف میراگر اصطکاکی و قطعات مختلف آن شامل کلیه ورق‌ها، واشر، پیچ و مهره، ورق‌های واسطه<sup>۱</sup> و ورق پوششی در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- جزئیات میراگر اصطکاکی در این مطالعه

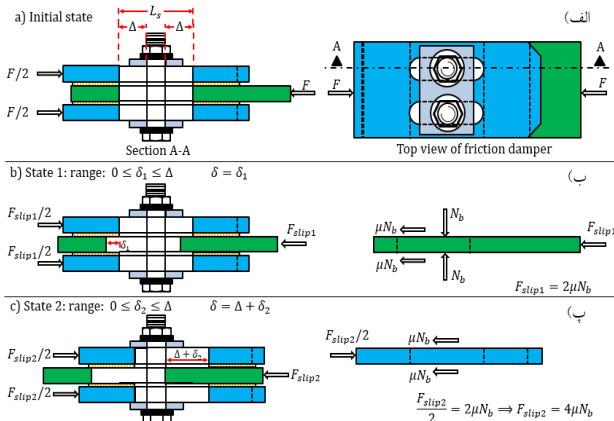
در شکل (۱)، کلیه ورق‌ها و عضو متحرک با شیار لوبیایی به طول ( $L_s = 80 \text{ mm}$ ) و قطعات اتصالی لازم به منظور حرکت لغزشی و اعمال نیرو در میراگر اصطکاکی مشاهده می‌گردد. با توجه به مطالعات گذشته در رابطه با سطوح لغزش، استفاده از مصالح با مقاومت سایشی بالا توصیه شده است. به منظور بهبود عملکرد میراگر اصطکاکی ساخته شده، از لنت ترمز به عنوان مواد واسطه در سطوح لغزشی میراگر استفاده شده است. لنت ترمز ترکیبی از آزیست، کربن و درصدی فلز برنج و عناصر افزودنی دیگری است که توانایی سایشی بالایی را برای این مصالح فراهم می‌کند. این وسیله با قراردادن لنت‌های ترمز مابین سطوح لغزش و سپس سفت کردن پیچ‌های میراگر اصطکاکی برای تأمین نیروی پیش‌تندگی لازم، تکمیل می‌شود. یکی از مزیت‌های مهم این میراگر اصطکاکی سادگی نصب و مونتاژ آن در سازه است به طوری که می‌توان با اتصال مناسب، دو انتهای این میراگر اصطکاکی را در مکان مشخص به سازه نصب کرد.

فازهای مختلف ترتیب بار-تغییرمکان میراگر اصطکاکی به صورت شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است. شکل (۲-الف) حالت راه‌اندازی اولیه را نشان می‌دهد که در آن پیچ‌ها در مرکز شیار قرار می‌گیرند. در این شکل ( $L_s$ ) طول شیار لوبیایی بر روی صفحات میراگر و ( $\Delta$ ) فاصله آزاد مابین بدنه پیچ تا انتهای شیار لوبیایی می‌باشد. زمانی که نمونه بارگذاری می‌شود، ابتدا ورق میانی در حالت نشان داده شده در شکل (۲-ب) بدون هیچ‌گونه برخورد با پیچ‌ها جابه‌جا می‌شود. در این حالت تغییرمکان میراگر  $\delta$  برابر با  $\delta_1$  و حداکثر تغییرمکان میراگر در این

حالت برابر با  $\Delta$  می‌باشد. همچنین مطابق با نمودار آزاد ترسیم شده برای ورق میانی ارائه شده در همین شکل (۲-ب)، نیروی لغزشی برابر  $F_{slip1} = 2\mu N_b$  می‌باشد. با افزایش تغییرمکان میراگر به میزانی بیش‌تر از  $\Delta$ ، ورق میانی مطابق شکل (۲-پ) پس از برخورد با بدنه پیچ‌ها جابه‌جا می‌شود. در این حالت  $\delta_2$  مقداری است که پیچ جابه‌جا شده است و تغییرمکان کلی میراگر برابر است با  $\delta = \Delta + \delta_2$  می‌باشد. با رسیدن پیچ به انتهای شیار، حداکثر جابه‌جایی ممکن میراگر  $2\Delta$  اتفاق می‌افتد. در این حالت مطابق با نمودار آزاد ترسیم شده برای ورق میانی ارائه شده در همین شکل (۲-پ)، نیروی لغزشی برابر  $F_{slip2} = 4\mu N_b$  بوده که دو برابر  $F_{slip1}$  می‌باشد.

## ۲-۲- پارامترهای لرزه‌ای

آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معیارهای مختلفی برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای ارائه می‌دهد. در این معیارها نوع سیستم و جنبه‌های ویژه آن مدنظر خواهد بود، که نحوه رفتار سیستم را تعیین می‌کنند. در بیش‌تر آیین‌نامه‌ها از جمله آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) [۲۷]، روش متعارف تعیین نیروهای جانبی مبتنی بر روش استاتیکی معادل مطابق معادله (۳) می‌باشد. در بیش‌تر آیین‌نامه‌ها، نیروی معادل استاتیکی مبنای طراحی بر اساس ضریب R است.



شکل ۲- ترتیب بار-تغییرمکان میراگر اصطکاکی و دیاگرام آزاد نیروهای داخلی میراگر اصطکاکی

$$V = C \cdot V \quad (۳)$$

$$C = \frac{ABI}{R}$$

در معادله (۳)، ( $A$ ) نسبت شتاب مبنای طرح، ( $B$ ) ضریب بازتاب، ( $I$ ) ضریب اهمیت و ( $R$ ) ضریب رفتار سازه است [۲۷].

<sup>۱</sup> Shims

و ضریب میرایی برابر یک در نظر گرفته شده است. همچنین برای دو پارامتر دیگر:

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (6)$$

$$R_\mu = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (7)$$

که در روابط فوق ( $V_s$ ) برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک، ( $V_{eu}$ ) نیروی برش پایه هنگامی که سازه فقط رفتار الاستیک داشته باشد و ( $V_y$ ) نیروی برش پایه الاستیک منحنی دوخطی هستند. همچنین معادله (۵) بر اساس موارد گفته شده به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$R = R_s R_\mu \quad (8)$$

مطالعات زیادی بر روی ضریب شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) انجام شده است. در این میان می‌توان به پژوهش‌های **میراندا**<sup>۴</sup> و **برتر**<sup>۵</sup> (۱۹۹۴)، **کراوینکلر**<sup>۶</sup> (۱۹۹۲)، **یانگ**<sup>۷</sup> (۱۹۹۰) و **نیومارک**<sup>۸</sup> (۱۹۸۲) اشاره کرد که هر کدام از آن‌ها روابط مختلفی بر حسب دوره تناوب اصلی سازه، میرایی، نوع خاک و شکل‌پذیری سازه ارائه کرده‌اند. در این پژوهش از دو روش **یانگ** و **نیومارک** برای تعیین ضریب کاهش شکل‌پذیری معادله (۹) استفاده شده است. در این رابطه ( $\mu$ ) ضریب شکل‌پذیری سازه بوده که با توجه به شکل (۳)، مطابق معادله (۱۰) محاسبه می‌شود. که در آن ( $\Delta_y$ ) و ( $\Delta_{max}$ ) به ترتیب تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان حداکثر جانبی سازه است.

$$T \leq 0.03 s \rightarrow R_\mu = 1$$

$$0.12 \leq T \leq 0.5 s \rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (9)$$

$$T \leq 1 s \rightarrow R_\mu = \mu$$

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (10)$$

### ۳- صحت‌سنجی

برای صحت‌سنجی مدل المان محدود قاب KBF از نرم‌افزار آباکوس<sup>۹</sup> استفاده شده است. برای این منظور دو نمونه آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی و یک نمونه قاب زانویی KBF لحاظ شده است. میراگر اصطکاکی توسط **غفوری نژاد** و **همکاران** [۴] و قاب زانویی KBF توسط **بالندرا**<sup>۱۰</sup> و **همکاران** [۳۱] آزمایش شده که مشخصات مصالح به کاررفته در جدول (۱) آورده شده است. در این جدول (e) درصد تغییر طول می‌باشد و بارگذاری در

استاندارد ۲۸۰۰ نیز مثل برخی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای معتبر دنیا مقادیر مختلفی را برای تعیین ضریب رفتار معرفی می‌کند. ATC19 و ATC34 از روش ساده‌ای به صورت ضرب سه پارامتر ارائه شده در معادله (۴) برای تعیین ضریب رفتار استفاده می‌کنند.

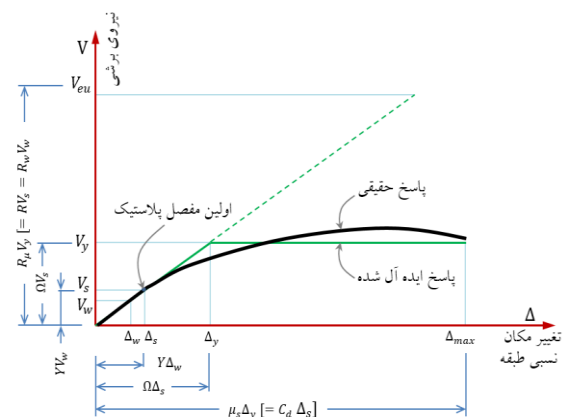
$$R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_R \quad (4)$$

در این معادله، ( $R_\mu$ ) ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری، ( $R_s$ ) ضریب مقاومت افزون و ( $R_R$ ) ضریب نامعینی ساختمان است. شکل (۳)، منحنی نیرو-تغییر مکان به دست آمده از یک تحلیل استاتیکی غیرخطی به همراه نمودار دوخطی ایده آل را نشان می‌دهد.

تحقیقات محققین دانشگاه برکلی<sup>۱</sup> برای در نظر گرفتن آثار ناشی از کاربرد میراگر الحاقی در سیستم سازه‌ای نشان داده است که اجزای تشکیل‌دهنده ضریب رفتار از چهار ضریب تشکیل می‌شوند که در معادله (۵) ذکر شده است [۲۸].

$$R = R_s R_\mu R_R R_\xi \quad (5)$$

در رابطه فوق ( $R_s$ ) ضریب اضافه‌مقاومت، ( $R_\mu$ ) ضریب ناشی از شکل‌پذیری، ( $R_R$ ) ضریب نامعینی و ( $R_\xi$ ) ضریب میرایی (مازاد بر ۵٪ میرایی ذاتی مصالح) می‌باشد.



شکل ۳- منحنی ظرفیت یک سازه‌ای و دو خطی کردن آن

بر اساس تحقیقات **ویتاکر**<sup>۲</sup> و **همکاران** به علت وجود سیستم KBF و سختی بالای مهاربند ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته شده است [۲۹]. بر اساس تحقیقات **هانسون**<sup>۳</sup> و **همکاران** اطلاعات ارائه شده UBC-1994 برای میرایی ۵٪، ضریب میرایی برابر یک می‌باشد [۳۰]. در این پژوهش نیز مقادیر ضریب نامعینی

<sup>4</sup> Miranda

<sup>5</sup> Barter

<sup>6</sup> Krawinkler

<sup>7</sup> Yang

<sup>8</sup> Newmark

<sup>9</sup> ABAQUS

<sup>10</sup> Balendra

<sup>1</sup> Berkeley

<sup>2</sup> Whittaker

<sup>3</sup> Hunson



هر دو مورد آزمایشگاهی به صورت چرخه‌ای و تغییر مکان-کنترل بوده است.

### ۳-۱- میراگر اصطکاکی

جزئیات پیکربندی آزمایش میراگر اصطکاکی در شکل (۴-الف) و (۴-ب) و مدل اجزای محدود در شکل (۵-الف) نشان داده شده است. میراگر اصطکاکی از نوع خطی با سوراخ لویبایی می‌باشد که با اعمال نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها، عملکرد اصطکاکی حاصل می‌گردد. دو نمونه آزمایشگاهی SP-3 و SP-4 برای صحت‌سنجی انتخاب شده‌اند که هر دو دارای مشخصات یکسان با نیروی پیش‌تندگی  $N_b = 100 \text{ kN}$  و ضریب اصطکاک  $0.2$  ولی با دو نوع مختلف پروتکل بارگذاری مطابق شکل (۵-ب) می‌باشند [۴].

نتایج نمودارهای هیستریزس حاصل شده از تحلیل المان محدود هر دو نمونه SP-3 و SP-4 در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

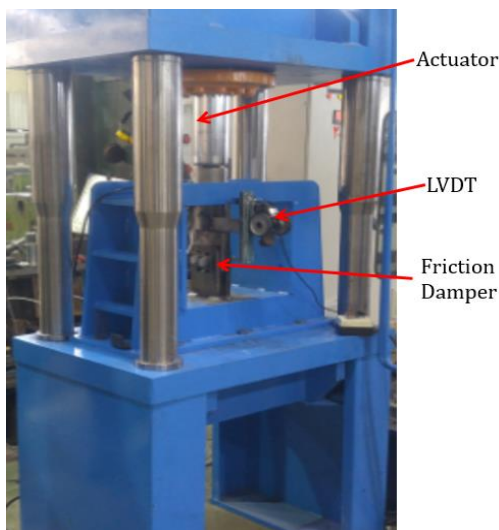
در شکل (۵-ج) آورده شده‌اند. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌گردد نتایج عددی به دست آمده، تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته که این صحت مدل‌سازی المان محدود میراگر را نشان می‌دهد.

### ۳-۲- قاب زانویی (KBF)

قاب زانویی در شکل (۶-الف) و مدل اجزای محدود در شکل (۶-ب) آورده شده است. برای مدل‌سازی از تعداد ۱۰۹۰۷ گره<sup>۱</sup> و همچنین ۵۴۳۰ المان سه‌بعدی هشت‌گره‌ای با انتگرال کاهش یافته و آرایش شش‌وجهی خطی<sup>۲</sup> استفاده شده است. رفتار ماده فولادی با استفاده از مدل سخت‌شوندگی سینماتیک<sup>۳</sup> توصیف شده است. نتایج بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل المان محدود و نیز نتایج آزمایشگاهی در شکل (۶-ج) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد نتایج عددی حاصله انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارند.

جدول ۱- تست مصالح میراگر اصطکاکی [۴] و المان زانویی [۳۱]

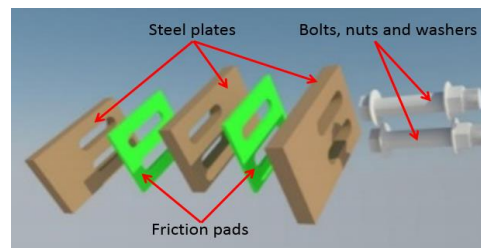
| Specimen        | Component                                      | Type | $F_y$<br>(MPa) | $F_u$<br>(MPa) | $F_y/F_u$ | e<br>(%) |
|-----------------|--|------|----------------|----------------|-----------|----------|
| Friction Damper | Outer and Middle Plate in Friction Damper Bolt | ST37 | 295            | 415            | 0.71      | 28       |
|                 |  | M8.8 | 985            | 1150           | 0.86      | 16       |
| KBF             | Knee Elements                                  |      | 337            | 617            | 0.55      | 20       |



(ج)



(الف)



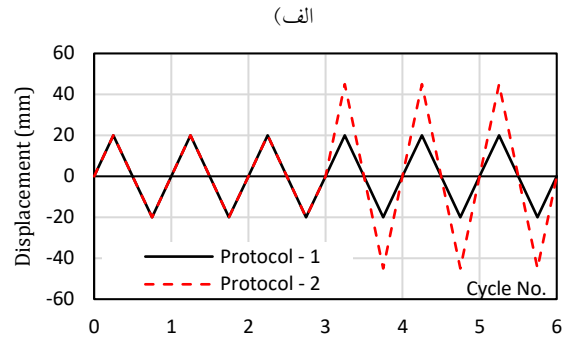
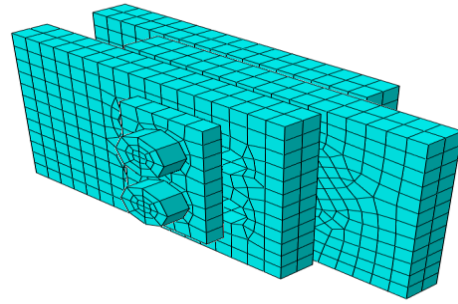
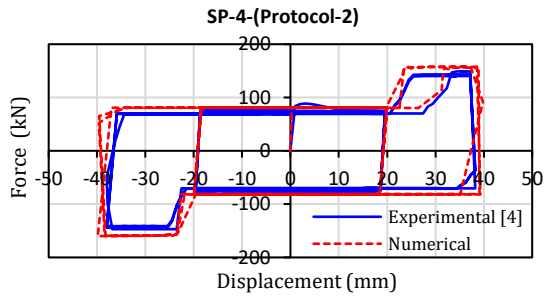
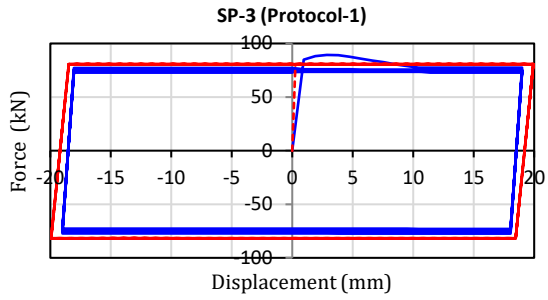
(ب)

شکل ۴- نمونه آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی با لنت ترمز: الف) نمونه ساخته شده، ب) جزئیات دمپر در نمای سه‌بعدی، ج) پیکربندی آزمایشگاهی در بارگذاری سیکلی میراگر اصطکاکی [۴]

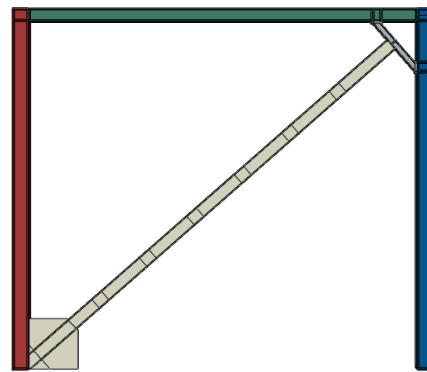
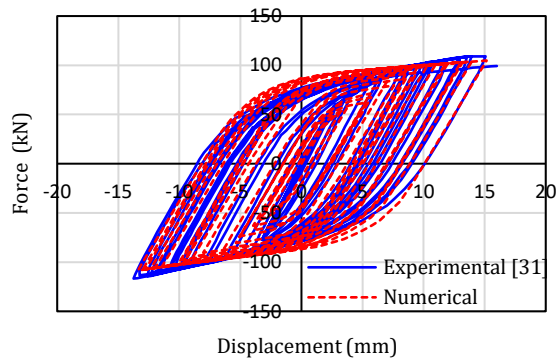
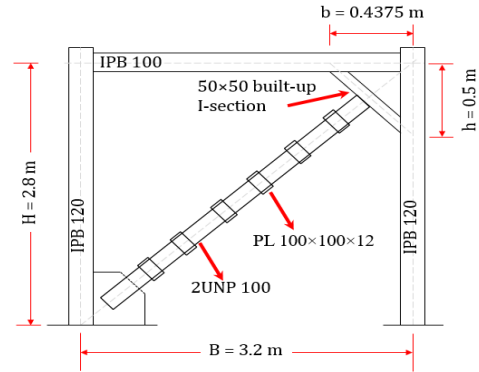
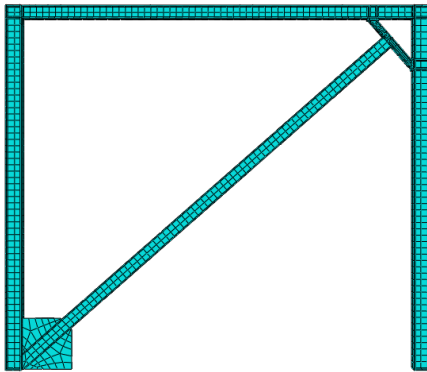
<sup>1</sup> Node

<sup>2</sup> Linear Hex

<sup>3</sup> Kinematic Hardening



شکل ۵- نمونه آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی با لنت ترمز: الف) مدل اجزای محدود، ب) نمودار پروتکل‌های بارگذاری، ج) نمودار هیستریزس میراگرهای اصطکاکی [۴]



شکل ۶- نمونه آزمایشگاهی بالندرا: الف) پیکربندی قاب مهاربند زانویی، ب) مدل اجزای محدود، ج) نمودار آزمایشگاهی هیستریزس قاب KBF [۳۱]

#### ۴- معرفی و هندسه قاب‌های مورد مطالعه

در این مطالعه برای مقایسه قاب‌های KBF و KBFD به میراگر اصطکاکی، از یک قاب مهاربندی شده زانویی با ابعاد و مقاطع نشان داده شده مطابق شکل (۷) استفاده شده است. نسبت مناسب ارتفاع قاب به طول محل اتصال عضو زانویی به ستون بنابر نتایج آزمایش‌های هانگ<sup>۱</sup> و همکاران ۰/۱۵ تا ۰/۳ به دست آمده است [۳۲]. مقادیر  $b$  و  $h$  نشان داده شده در این شکل به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که نسبت  $\frac{b}{B} = \frac{h}{H} = 0.3$  در نظر گرفته شده است، تا قبل از تسلیم خمشی، تسلیم برشی بتواند روی دهد. مقدار طول میراگر و نحوه محاسبه آن در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات تعداد هفت قاب KBF و KBFD در نظر گرفته شده برای مطالعه در جدول (۲) آورده شده است. نام‌گذاری قاب‌ها به صورت KBFD-X است که در آن X از ۴۰ تا ۱۴۰ نشان‌دهنده شش نوع میراگر از ضعیف به قوی (نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها) می‌باشد.

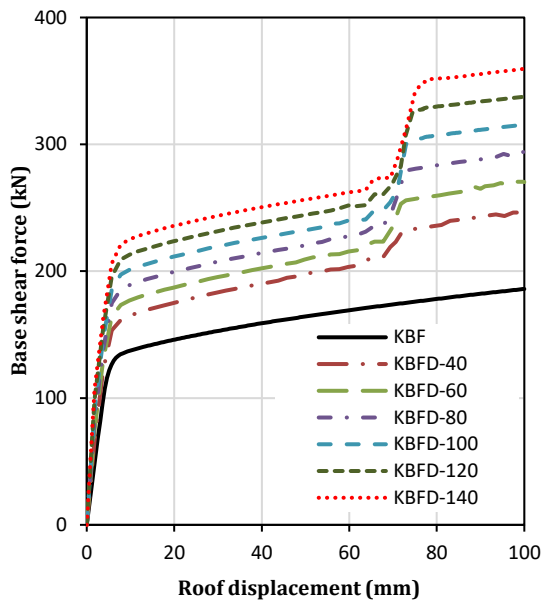
جدول ۲ - مشخصات قاب‌های تحلیلی KBFD در حالت مختلف

| Frame    | $b$<br>(mm) | $h$<br>(mm) | $\frac{b}{B} = \frac{h}{H}$ | $L_d$<br>(mm) | $L_s$<br>(mm) | $N_b$<br>(kN) |
|----------|-------------|-------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------|
| KBF      | 1080        | 900         | 0.3                         |               |               |               |
| KBFD-40  | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 40            |
| KBFD-60  | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 60            |
| KBFD-80  | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 80            |
| KBFD-100 | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 100           |
| KBFD-120 | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 120           |
| KBFD-140 | 1080        | 900         | 0.3                         | 373.7         | 120           | 140           |

#### ۵- مطالعات عددی

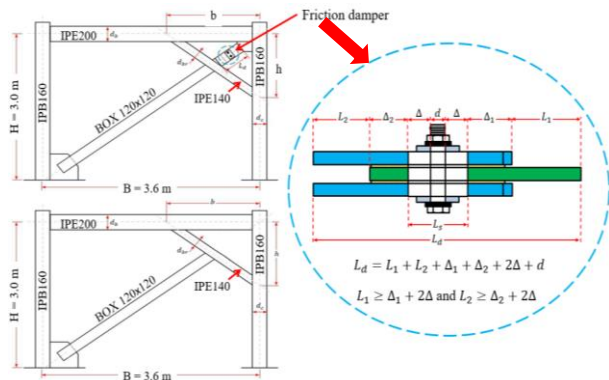
##### ۵-۱- تحلیل قاب‌ها تحت بارگذاری یکنواخت افزایشی (پوش‌آور)

در شکل (۸)، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت نمودارهای نیرو-تغییرمکان برای قاب‌های KBF و KBFD نشان داده شده است. بر اساس این نتایج، افزایش نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها موجب افزایش نیروی برش پایه در قاب‌های پیشنهادی شده است که میزان سختی اولیه قاب‌ها با افزایش نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها نیز رابطه مستقیم دارد. همچنین، با افزایش تغییرمکان قاب‌ها، نمودار پوش‌آور به صورت دوسطحی مشاهده می‌شود. در این وضعیت، ورق میانی میراگر پس از برخورد با بدنه پیچ‌ها جابه‌جا می‌شود و نیروی لغزشی برابر با  $F_{slip2} = 4\mu N_b$  است که دو برابر  $F_{slip1}$  می‌باشد. این امر سبب افزایش نیروی برش پایه در قاب‌ها می‌گردد.



شکل ۸- نمودار نیرو-تغییرمکان قاب KBF و قاب‌های KBFD

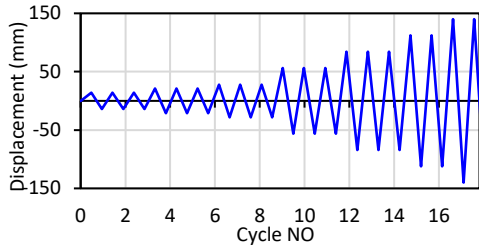
همان‌طور که گفته شد پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور نمودار برش پایه-تغییرمکان تمام مدل‌ها استخراج شده و به روش یانگ دوخطی شده و در نهایت مقادیر ضریب رفتار به دو روش یانگ و نیومارک به دست آمده است. در شکل (۹) نمونه‌ای از نمودار دوخطی شده مجهز به المان منحنی شکل نشان داده شده است.



شکل ۷- پیکربندی قاب‌های در نظر گرفته شده

<sup>1</sup> Huang

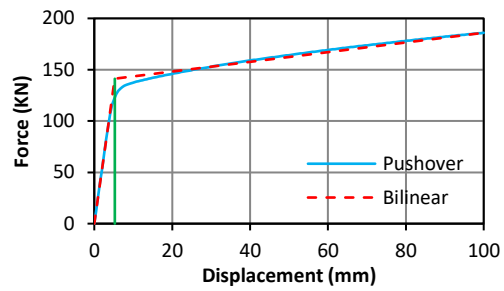
شده است. نمودار تنش-کرنش برای مدل‌سازی به صورت پنج‌خطی با در نظر گرفتن آثار سخت‌شوندگی کرنشی لحاظ شده است.



شکل ۱۰- چرخه‌های بارگذاری شده بر نمونه‌ها بر اساس الگوی پیشنهادی ATC-24

پس از تحلیل قاب‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، پاسخ سازه‌ای آن‌ها مشخص گردیده است، که در ادامه گزارش داده خواهد شد. در شکل (۱۱) نمودارهای هیستریزس قاب‌ها (نیروی برشی پایه در برابر تغییر مکان جانبی قاب)، تحت اثر بارهای چرخه‌ای ارائه شده است. همان‌طور که از این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد منحنی‌های هیستریزس همه قاب‌های KBFD چاق، تقریباً متقارن و بدون مشاهده اثر پینچینگ هستند که نشان‌دهنده ظرفیت بالای استهلاک انرژی این قاب‌ها و متعاقباً عملکرد لرزه‌ای مناسب آن‌ها است.

در جدول (۴) خلاصه‌ای از نتایج حاصل شده از تحلیل قاب‌ها گزارش شده است. در این جدول ( $F_{slip1}$ ) و ( $F_{slip2}$ ) نیروی لغزشی به ترتیب قبل و بعد از برخورد صفحه میانی با پیچ‌های میراگر بوده و ( $V_1$ ) و ( $V_2$ ) نیروی برش پایه قاب به ترتیب قبل و بعد از برخورد صفحه میانی با پیچ‌ها است. در شکل (۱۰) نمودار مربوط به قاب KBFD-140 و مقادیر  $V_1$  و  $V_2$  نشان داده شده است. همچنین ( $K_{sec}$ ) و ( $K$ ) به ترتیب سختی سکانتی و سختی الاستیک اولیه قاب‌ها و ( $E_{FD}$ ) و ( $E_D$ ) نیز به ترتیب انرژی اصطکاکی ناشی از لغزش در میراگر و انرژی مستهلاک شده در کل قاب می‌باشد. انرژی اصطکاکی ناشی از لغزش در میراگر از مجموع حاصل ضرب نیروی لغزشی در تغییر مکان میراگر حاصل شده است. در حالی که انرژی مستهلاک شده در کل قاب از محاسبه مساحت محصور شده در حلقه‌های هیستریزس به دست آمده است. مطابق جدول (۴) ملاحظه می‌گردد  $F_{slip2}$  همواره دو برابر  $F_{slip1}$  می‌باشد که با توجه به ماهیت میراگر قابل انتظار است. همچنین در همین جدول مشاهده می‌شود که پارامترهای  $K_{sec}$ ،  $K$ ،  $E_D$ ،  $V_1$  و  $V_2$  با ثابت نگه داشتن نسبت  $\frac{b}{H} = \frac{h}{B}$  و با انتخاب میراگر قوی‌تر روند افزایشی خواهند داشت.



شکل ۹- نمودار دوخطی شده قاب KBF به روش یانگ

نتایج حاصل از این تحقیق که بررسی تأثیر میراگر اصطکاکی بر ضریب رفتار، ضریب ناشی از شکل‌پذیری، ضریب اضافه‌مقاومت و نسبت شکل‌پذیری قاب‌های KBFD می‌باشد، در جدول (۳) قرار داده شده است. همان‌طور که در این جدول ملاحظه می‌گردد ضریب رفتار قاب KBF برابر با  $7/6$  و ضریب رفتار قاب KBFD مابین  $7/9$  تا  $9$  محاسبه شده است. آنچه مشاهده می‌گردد: اولاً وجود میراگر اصطکاکی باعث افزایش شکل‌پذیری و ضریب رفتار شده است؛ ثانیاً با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها در میراگر اصطکاکی، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه نیز افزایش یافته است.

جدول ۳- نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور قاب‌ها

| Frame    | $\Delta_y$ (mm) | $\mu$ | $R_S$ | $R_{\mu}$ | $R$ |
|----------|-----------------|-------|-------|-----------|-----|
| KBF      | 6.97            | 14.35 | 1.45  | 5.26      | 7.6 |
| KBFD-40  | 6.58            | 15.19 | 1.46  | 5.42      | 7.9 |
| KBFD-60  | 6.33            | 15.80 | 1.50  | 5.53      | 8.3 |
| KBFD-80  | 6.14            | 16.29 | 1.52  | 5.62      | 8.5 |
| KBFD-100 | 5.88            | 16.99 | 1.53  | 5.74      | 8.8 |
| KBFD-120 | 5.76            | 17.37 | 1.53  | 5.81      | 8.9 |
| KBFD-140 | 5.51            | 18.16 | 1.52  | 5.94      | 9.0 |

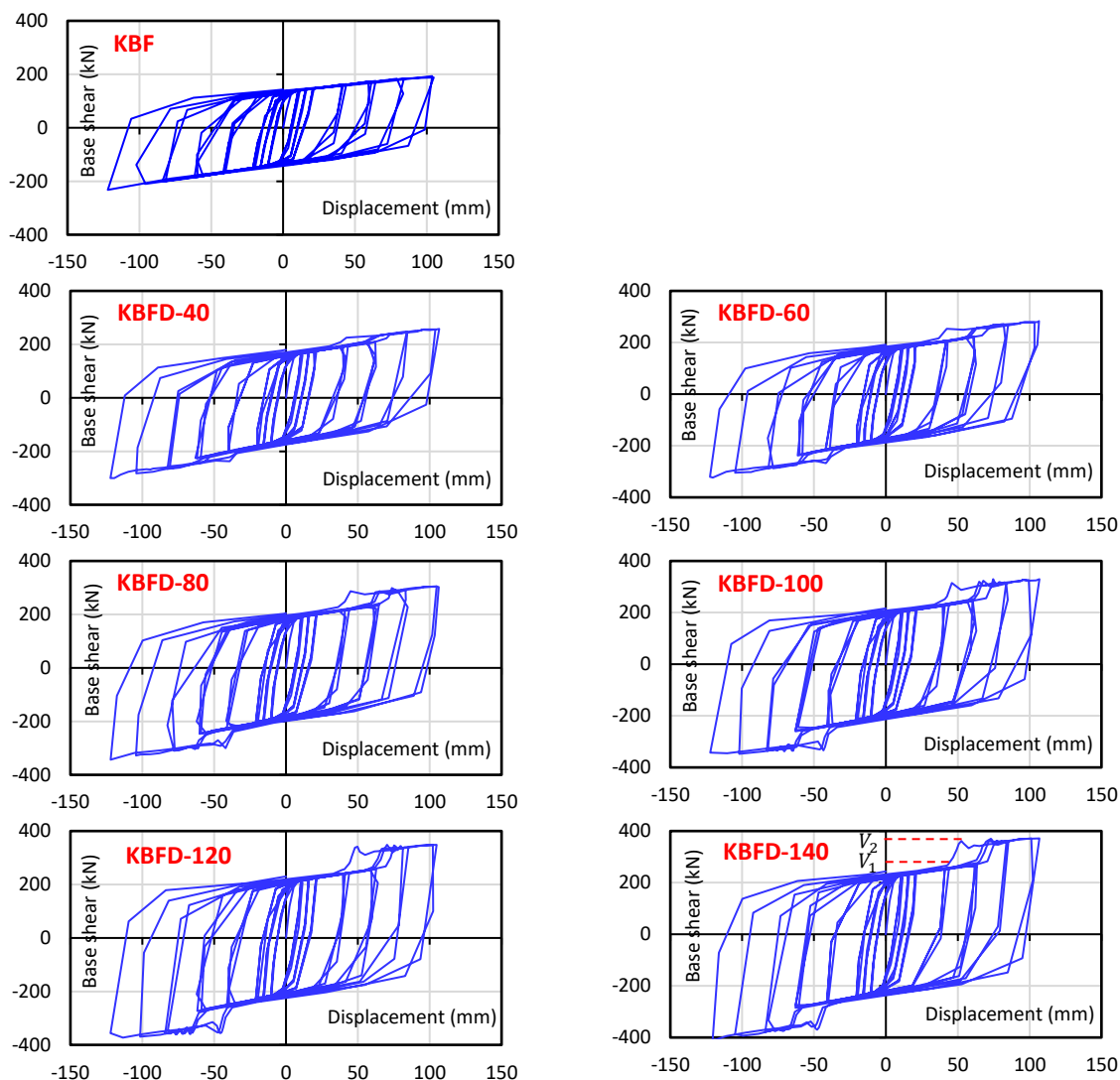
#### ۵-۲- بررسی رفتار هیستریزس قاب‌های KBF و KBFD

مطالعات پارامتریک قاب‌های مورد نظر تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی چرخه‌ای و از نوع کنترل‌شونده به وسیله تغییر مکان قرار گرفتند. بارگذاری به وسیله تغییر مکان در جهت افقی در تراز تیر بالایی به نمونه اعمال می‌شود؛ همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود میزان جابه‌جایی نهایی اعمال شده بر نمونه‌ها (با ارتفاع ۳ متر) تقریباً  $2/3$  برابر میزان نسبت دریافت نسبی مجاز  $2\%$  است.

برای مشخصات مصالح اعضای تسلیم‌شونده و اعضای قاب از فولاد ST37 با مدول الاستیسیته 210 Gpa، نسبت پواسون  $0/3$ ، تنش جاری شدن 240 Mpa و تنش نهایی 370 Mpa استفاده

جدول ۴- نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها

| Frame    | $F_{slip1}$ | $F_{slip2}$ | $V_1$  | $V_2$  | $K_{sec}$ | $K$    | $E_{FD}$ | $E_D$  |
|----------|-------------|-------------|--------|--------|-----------|--------|----------|--------|
|          | (kN)        | (kN)        | (kN)   | (kN)   | (kN/m)    | (kN/m) | (kN.m)   | (kN.m) |
| KBF      | -           | -           | 232.35 | 232.35 | 1876.3    | 26856  | -        | 404.22 |
| KBFD-40  | 32          | 64          | 179.23 | 300.2  | 2439.0    | 34944  | 116.77   | 500.60 |
| KBFD-60  | 48          | 96          | 191.12 | 323.4  | 2648.2    | 38276  | 173.17   | 538.47 |
| KBFD-80  | 64          | 128         | 204.18 | 343.4  | 2839.7    | 41610  | 228.81   | 584.22 |
| KBFD-100 | 80          | 160         | 216.11 | 347.3  | 2955.2    | 44943  | 283.43   | 619.09 |
| KBFD-120 | 96          | 192         | 228.11 | 372.70 | 3177.7    | 48271  | 336.44   | 657.09 |
| KBFD-140 | 112         | 224         | 239.79 | 411.98 | 3445.5    | 51585  | 388.34   | 701.69 |



شکل ۱۱- نمودار هیستریزیس قاب‌های KBF و KBFD

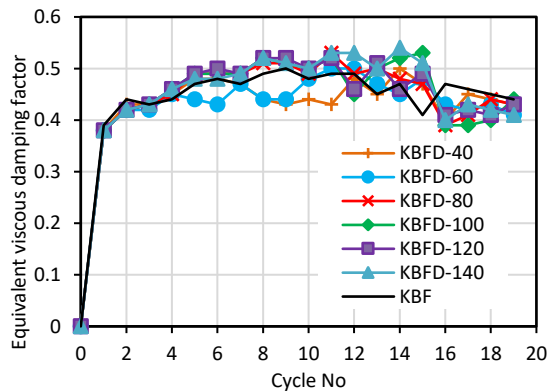
محصورشده می‌باشد و انرژی کرنشی الاستیک نیز با توجه به همین شکل به صورت معادله (۱۱) محاسبه می‌گردد:

$$E_{Si} = \frac{1}{8} (F_1 - F_2) \times (\Delta_1 - \Delta_2) \quad (11)$$

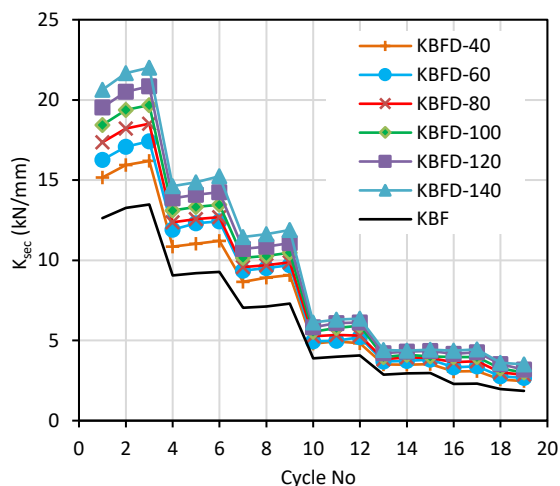
در ادامه ضریب میرایی ویسکوز معادل قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به شکل (۱۲) در حلقه هیستریزیس قاب در سیکل نام، انرژی مستهلک شده  $E_{Di}$  برابر با مساحت

همچنین در هر قاب انرژی مستهلک‌شده در طی بارگذاری چرخه‌ای به صورت مجموع مساحت‌های حلقه‌های منحنی‌های هیستریزس محاسبه شده است. در شکل (۱۵) مقایسه مقاومت نهایی، سختی الاستیک، سختی سکانتی و انرژی مستهلک‌شده قاب‌های مورد مطالعه ترسیم شده است. همان‌طور که از این شکل ملاحظه می‌گردد با افزایش (خطی) نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌های میراگر اصطکاکی، مقاومت نهایی، سختی الاستیک، سختی سکانتی و انرژی مستهلک‌شده در قاب‌ها به صورت خطی افزایش یافته است.

با توجه به شکل (۱۵) و جدول (۴) حداکثر مقاومت نهایی KBFD-140 در مقایسه با KBF حدود ۷۷٪ افزایش یافته است. استفاده از میراگر اصطکاکی در قاب KBF باعث افزایش سختی سکانتی، سختی اولیه، مقاومت نهایی و اتلاف انرژی قاب می‌شود.



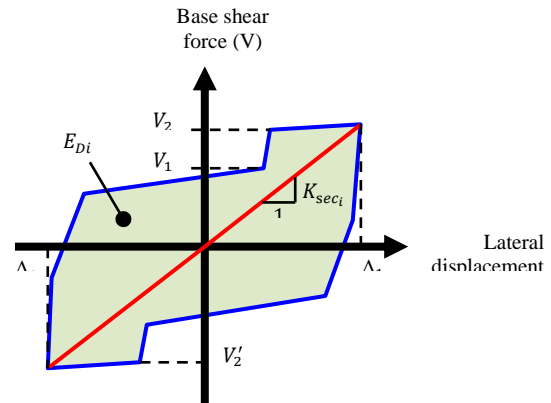
شکل ۱۳- ضریب میرایی ویسکوز معادل قاب‌ها



شکل ۱۴- سختی سکانتی قاب‌ها در هر سیکل از بارگذاری

در این صورت ضریب میرایی ویسکوز معادل قاب در این حلقه از نمودار هیستریزس با استفاده از معادله (۱۲) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\xi_i = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{E_{Di}}{E_{Si}} \right) \quad (12)$$



شکل ۱۲- یک حلقه از منحنی هیستریزس سیستم [۴]

برای تمامی قاب‌ها و هر سیکل از بارگذاری ضریب میرایی ویسکوز معادل قاب‌ها محاسبه گردیده که در شکل (۱۳) گزارش شده است. همان‌طور که از این شکل ملاحظه می‌شود به صورت تقریبی در همه قاب‌ها از سیکل پنجم به بعد میرایی معادل ویسکوز قاب‌ها می‌تواند برابر ۰/۵ در نظر گرفته شود. از مقایسه نتایج مقادیر میزان میرایی معادل که در مطالعات گذشته به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت، سیستم پیشنهادی در این پژوهش قابلیت مناسبی در میزان جذب انرژی دارد.

علاوه بر ضریب میرایی ویسکوز معادل، سختی سکانتی قاب‌ها در هر سیکل از بارگذاری محاسبه شده است. سختی سکانتی قاب در سیکل نام با توجه به شکل (۱۲) به صورت معادله (۱۳) محاسبه می‌گردد:

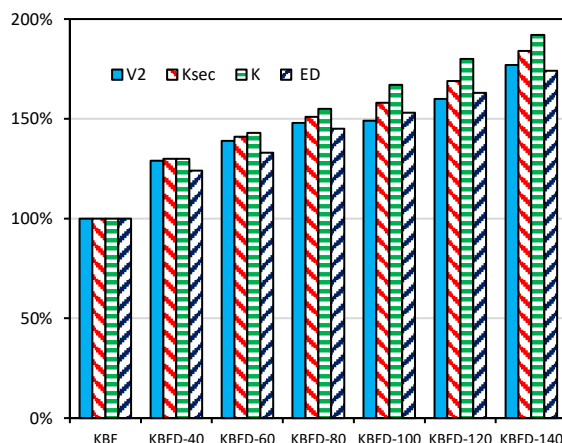
$$K_{sec_i} = \frac{\Delta V}{\Delta L} = \frac{V_2 - V_2'}{\Delta_1 - \Delta_2} \quad (13)$$

در شکل (۱۴) سختی سکانتی قاب در هر سیکل گزارش شده است. همان‌طور که از این شکل ملاحظه می‌شود، با در نظر گرفتن یک نوع قاب با نسبت ثابت  $\frac{b}{B} = \frac{h}{H}$  با قوی‌تر شدن میراگر، سختی سکانتی قاب‌ها نیز افزایش یافته است. از این رو قاب KBFD-140 چه در سیکل‌های پایین بارگذاری و چه سیکل‌های بالای بارگذاری نسبت به بقیه قاب‌ها بیش‌ترین میزان سختی مماسی را دارد.

زانویی، تسلیم شده‌اند. بنابراین در مدل KBFD تنش و تغییرشکل در جان<sup>۳</sup> و بال‌های<sup>۴</sup> المان زانویی کاهش یافته و تنش به‌طور یکنواخت در لینک زانویی توزیع شده است.

در شکل (۱۷) توزیع تنش‌های فون‌میسز در همه مدل‌ها در انتهای تحلیل آورده شده است. از آنجا که تحلیل‌های چرخه‌ای تغییرمکان کنترل بودند لذا در یک تغییرمکان یکسان توزیع تنش‌ها در عضو زانویی نمونه‌های KBF و KBFD تقریباً یکسان بوده است؛ پس می‌توان نتیجه گرفت که میراگر اصطکاکی عملکردی موازی با عضو زانویی دارد؛ و عملکرد اصطکاکی در تغییر مکان‌های کوچک نیز فعال می‌گردد.

میراگر اصطکاکی می‌تواند در زلزله‌های متوسط و همچنین در زلزله‌های قوی بدون خراب‌شدگی در استهلاک انرژی لرزه‌ای نقش داشته باشد؛ برخلاف عضو زانویی که در زلزله‌های قوی با مکانیزم تسلیم عمل می‌کند.



شکل ۱۵- نسبت افزایش مقاومت نهایی، سختی الاستیک، سختی اسکاتی و اتلاف انرژی مدل‌های KBFD نسبت به KBF

در شکل (۱۶)، توزیع میدان‌های تنش فون‌میسز<sup>۱</sup> و نیز کرنش‌های پلاستیک معادل<sup>۲</sup> (PEEQ) برای سطح نیروی یکسان و معادل با مقاومت سیستم KBF، برابر با  $186.0 \text{ kN}$  گزارش شده است. با توجه به این شکل مشاهده می‌گردد که در سیستم KBF، توزیع پلاستیسیته عمدتاً در جان قسمت بالایی عضو زانویی اتفاق افتاده است که نشان‌دهنده ایجاد مفصل پلاستیک از نوع برشی می‌باشد. ولی در مدل‌های KBFD به‌صورت چشم‌گیری این توزیع تنش پلاستیک در عضو زانویی کاهش یافته است. به‌گونه‌ای که در مدل KBFD-40 و KBFD-60 می‌توان قدری آثار پلاستیک را در عضو زانویی مشاهده نمود؛ درحالی‌که با افزایش نیروی پیش‌تیدگی پیچ‌ها در میراگر این آثار ملاحظه نمی‌گردد.

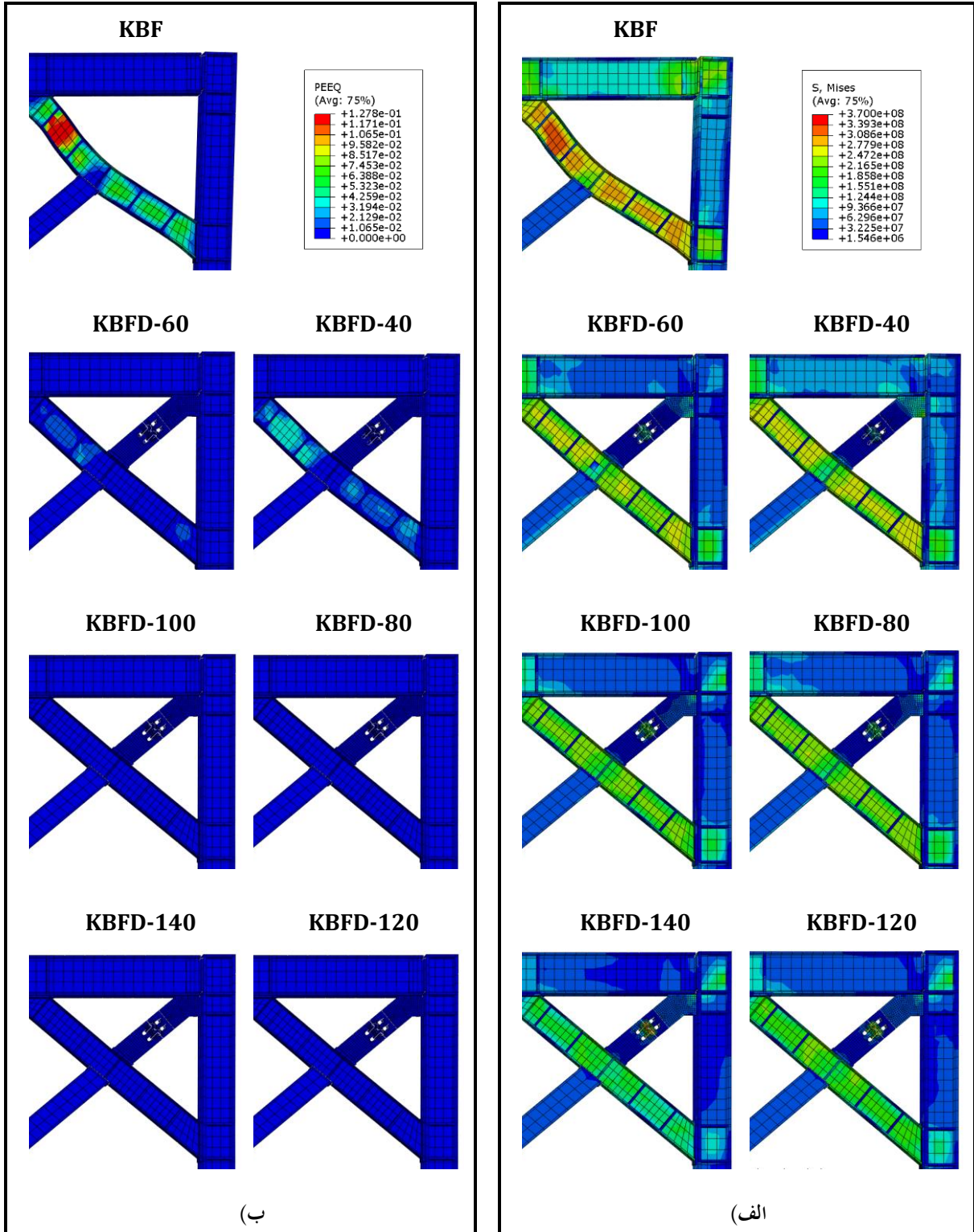
در شکل (۱۷) همچنین نمودار توزیع تنش‌های پلاستیک در انتهای بارگذاری تغییرمکان اعمالی در تحلیل چرخه‌ای آورده شده است. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌گردد، هیچ‌گونه کمانش محلی و تسلیم‌شدگی در اعضای تیر و ستون رخ نداده است. درحالی‌که عضو زانویی همه مدل‌ها وارد منطقه پلاستیک شده است، و بیش‌تر ناحیه جان در KBF تسلیم شدند ولی هیچ تسلیم‌شدگی در بال‌ها صورت نگرفته است. همچنین در مدل‌های KBFD، بخش عمده‌ای از جان و همچنین بال‌های در طول لینک

<sup>3</sup> Web

<sup>4</sup> Flange

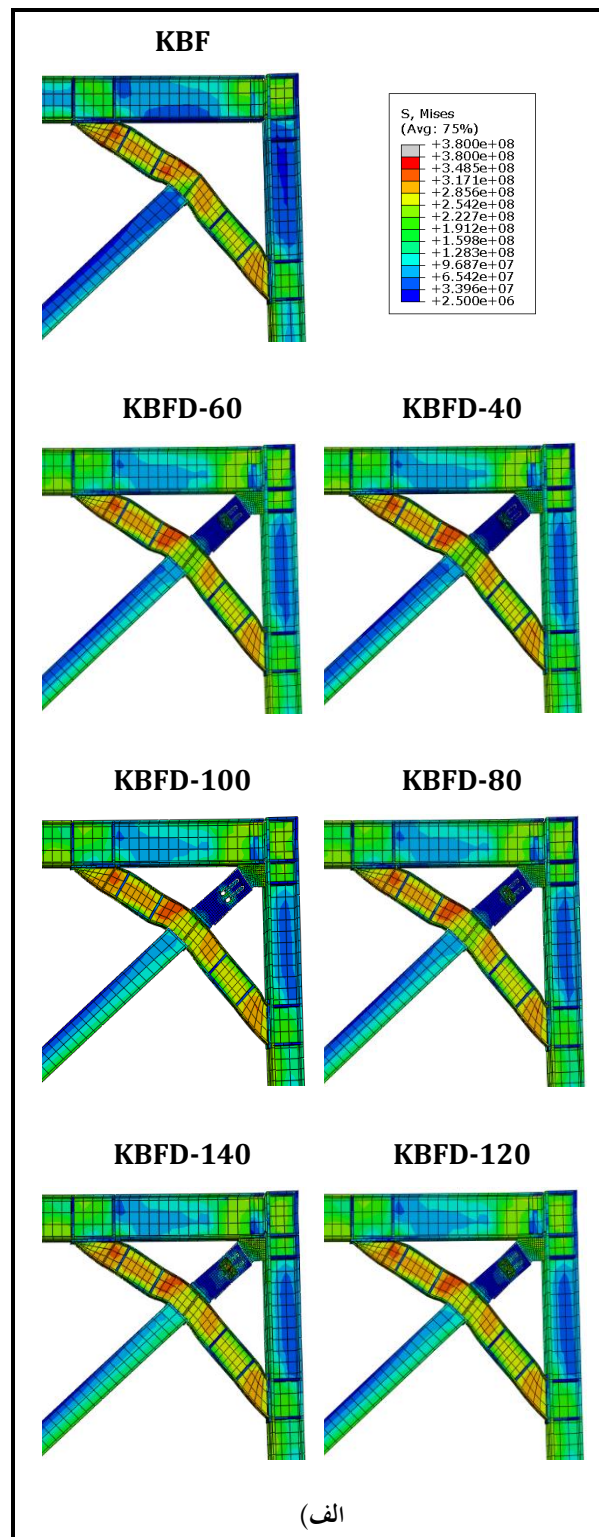
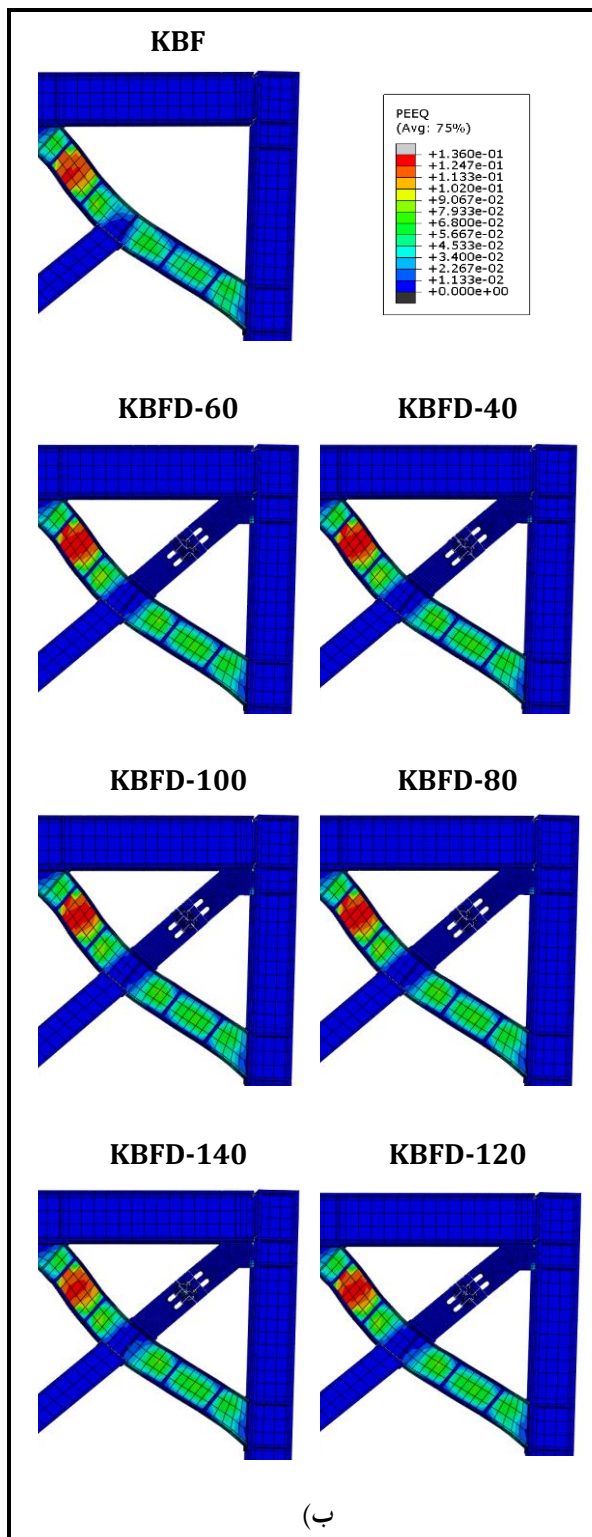
<sup>1</sup> Von Mises

<sup>2</sup> Equivalent Plastic Strain



شکل ۱۶- توزیع میدان‌ها در سطح معادل با مقاومت سیستم KBF: (الف) توزیع تنش‌های فون میسز، (ب) توزیع کرنش‌های پلاستیک معادل (PEEQ)





شکل ۱۷- توزیع میدان‌ها در انتهای بارگذاری تغییرمکانی: (الف) توزیع تنش‌های فون‌میسز، (ب) توزیع کرنش‌های پلاستیک معادل (PEEQ)

## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله، عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی زانویی مجهز به میراگر اصطکاکی خطی با سوراخ لوبیایی (KBFD) با مهاربند زانویی (KBF) مقایسه شده است. میراگر اصطکاکی یک دستگاه مستهلک‌کننده انرژی لرزه‌ای است که با ایجاد اصطکاک بین سطوح عمل می‌کند و بدون ایجاد خرابی در سازه، انرژی لرزه‌ای را جذب و مستهلک می‌نماید. میراگر اصطکاکی به دلیل عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص، هزینه ساخت نسبتاً پایین و رفتار هیستریزس مناسب، به عنوان یکی از بهترین راهکارها برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها شناخته می‌شود. به کارگیری این نوع میراگر، یکی از مؤثرترین روش‌های استهلاک انرژی لرزه‌ای وارد بر سازه‌ها است. این میراگر بر اساس اصول میراگر کولمب یا ترمز اصطکاکی طراحی شده است و انرژی جنبشی را از طریق اصطکاک به حرارت تبدیل می‌کند، بدین ترتیب عملکرد لرزه‌ای سازه را بهبود می‌بخشد.

برای صحت‌سنجی مدل المان محدود، نتایج المان محدود با نتایج آزمایشگاهی یک قاب KBF و نیز نتایج آزمایشگاهی مربوط به دو میراگر اصطکاکی مقایسه و صحت نتایج مدل المان محدود تأیید گردیده است.

برای ارزیابی و مقایسه با استفاده از نرم‌افزار المان محدود تعداد شش قاب KBFD به همراه یک قاب KBF درای مقاطع مشابه در نظر گرفته شده‌اند. میزان نیروی پیش‌تندگی میراگر اصطکاکی به عنوان یک پارامتر متغیر، در قاب‌های KBFD مورد بررسی قرار گرفته است. بر روی این مدل‌ها دو نوع تحلیل انجام گرفته است: تحلیل استاتیکی یکنوا (پوش‌آور) و تحلیل چرخه‌ای. با استفاده از تحلیل یکنوا پارامترهای لرزه‌ای سازه همچون سختی اولیه، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه محاسبه شده است. نتایج حاصله نشان داد که استفاده از میراگر اصطکاکی باعث افزایش پارامترهای لرزه‌ای همچون شکل‌پذیری و ضریب رفتار KBFD نسبت به KBF می‌شود به طوری که این افزایش در KBFD متناسب با نیروی پیش‌تندگی در میراگر اصطکاکی است. لذا بر اساس نتایج به دست آمده ضریب رفتار KBFD مابین ۷/۹ تا ۹ پیشنهاد می‌گردد. همچنین برای بررسی بیش‌تر عملکرد لرزه‌ای و بررسی رفتار هیستریزس مدل‌ها، تحلیل‌های چرخه‌ای بر روی مدل‌ها انجام پذیرفته است. با انجام این تحلیل‌های چرخه‌ای ملاحظه شد با افزایش طول لینک زانویی مقدار انرژی مستهلک‌شده، سختی الاستیک، سختی سکانتی و نیز مقاومت در قاب‌ها کاهش یافته است ولی با انتخاب میراگر قوی‌تر و ثابت نگه داشتن طول لینک

زانویی، این پارامترها روند افزایشی داشته‌اند. علاوه بر این میرایی ویسکوز معادل و نیز سختی مماسی قاب‌ها در هر سیکل برای پیکربندی قاب‌های پیشنهادی استخراج و گزارش شده‌اند؛ همچنین برای مدل عددی پیکربندی پیشنهادی ضریب میرایی ویسکوز در حدود ۵۰٪ می‌باشد.

با توجه به نتایج به دست آمده، ترکیب KBF به همراه میراگر اصطکاکی در پیکربندی پیشنهادی تأثیر معناداری در عملکرد قاب دارد. سختی الاستیک (اولیه)، سختی سکانتی، جذب انرژی، مقاومت نهایی در پیکربندی پیشنهادی با افزایش نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها افزایش یافته به نحوی که مقاومت نهایی، جذب انرژی، سختی الاستیک و سختی سکانتی KBFD-140 در مقایسه با KBF به ترتیب حدود ۷۷٪، ۷۴٪، ۹۲٪ و ۸۴٪ افزایش یافته است.

- [14] Mualla, I.H., and Belev, B. (2002), "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *Engineering Structures*, 24(3), pp. 365-371.
- [15] Hemati, S., Tehranizadeh, M., and Khaleghian, F. (2011), "Performance Assessment of a New Friction Damper for Seismic Protection of Steel Moment-Resisting Frames", 8th International Conference of Structures Dynamic, EUROLYN.
- [16] Abolmaali, A., Kukreti, A., Motahari, A., and Ghassemieh, M. (2009), "Energy dissipation characteristics of semi-rigid connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5), pp. 1187-1197.
- [17] Mirtaheri, M., Zandi, A.P., Samadi, S.S., and Samani, H.R. (2011), "Numerical and experimental study of hysteretic behavior of cylindrical friction dampers", *Engineering Structures*, 33(12), pp. 3647-3656.
- [18] Kim, J., Choi, H., and Min, K.W. (2011), "Use of rotational friction dampers to enhance seismic and progressive collapse resisting capacity of structures", *The structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(4), pp. 515-537.
- [19] Monir, H.S., and Zeinali, K. (2013), "A modified friction damper for diagonal bracing of structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 87, pp. 17-30.
- [20] Gholizad, A., and Kamrani Moghaddam, P. (2014), "Friction damper dynamic performance in seismically excited knee braced steel frames", *International Journal of Civil Engineering*, 12(1), pp. 32-40.
- [21] Nikoukalam, M.T., Mirghaderi, S.R., and Dolatshahi, K.M. (2017), "Shear slotted bolted connection. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 26(3), p.e 1313.
- [22] Taiyari, F., Mazzolani, F.M., and Bagheri, S. (2019), "Damage-based optimal design of friction dampers in multistory chevron braced steel frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, pp. 11-20.
- [23] Hashemi, B.H., and Alirezaei, M. (2018), "On the Evaluation of the use of EKBS to improve seismic performance of steel frames", *International Journal of Steel Structures*, 18(1), pp. 25-37.
- [۲۴] صادقی، ع.، سهرابی، م.ر.، و کاظمی، م. (۱۴۰۳) "توسعه روش مبتنی بر مؤلفه برای اتصالات صفحه انتهایی اصطکاکی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۱۸، شماره ۴۳، ص ۳۴-۴۵.
- [25] Bhaskararao, A.V., and Jangid, R.S. (2006), "Harmonic response of adjacent structures connected with a friction damper", *Journal of Sound and Vibration*, 292(3-5), pp. 710-725.
- [۲۶] عسگری، ه.، زهرائی، م.، وجدیان، م.، و میرحسینی، م. (۱۴۰۲). "بررسی عددی میراگر دوسطحی با ورق روسری در اتصال خمشی تیر به ستون"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۱۷، شماره ۴۱، ص ۵-۲۶.
- [1] Mahmoudi, M., Montazeri, S., and Abad, M.J.S. (2018), "Seismic performance of steel X-knee-braced frames equipped with shape memory alloy bars", *Journal of Constructional Steel Research*, 147, pp. 171-186.
- [۲] خانی، ا.م.، و زهرائی، م. (۱۴۰۳) "افزودن بهینه المان اینترتر به میراگرهای جرمی تنظیم‌شده به منظور کنترل لرزه‌ای سازه‌های فولادی به وسیله الگوریتم ازدحام ذرات"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۱۸، شماره ۴۳، ص ۱۷-۳۳.
- [3] Soong, T.T., and Dargush, G.F. (1997), "Passive energy dissipation systems in structural engineering", (*No Title*).
- [4] Ghafouri-Nejad, A., Alirezaei, M., Mirhosseini, S.M. and Zeighami, E. (2021), "Parametric study on seismic response of the knee braced frame with friction damper", In *Structures*, Vol. 32, pp. 2073-2087, Elsevier.
- [5] Hosseini Hashemi, B., and Alirezaei, M. (2016), "Eccentrically knee bracing: Improvement in seismic design and behavior of steel frames", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 18(3), pp. 149-156.
- [۶] خانی، ا.م.، طاهری، م.، و ایپکیچی، س. (۱۴۰۳)، "بررسی امکان‌سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۱۸، شماره ۴۳، ص ۵۸-۷۵.
- [7] Cheraghi, A., and Zahrai, S.M., (2016), "Innovative multi-level control with concentric pipes along brace to reduce seismic response of steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 127, pp. 120-135.
- [8] Prepared by the Building Seismic Safty Council For Federal Emergency Management Agency, FEMA 273-Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, US, 1997.
- [9] Bayat, M., and Zahrai, S. (2016), "Impact of friction dampers on improving seismic performance of rigid and semi-rigid steel frames", *Structeres Steel*, vol. 12, no. 19 pp. 67-74.
- [10] Tyler, R.G. (1977), "Damping in building structures by means of PTFE sliding joints", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 10(3), pp. 139-142.
- [11] Pall, A.S., Marsh, C., and Fazio, P. (1980), "Friction joints for seismic control of large panel structures", *Journal of Prestressed Concrete Institute*, 25(6), pp. 38-61.
- [12] Fitzgerald, T.F., Anagnos, T., Goodson, M., and Zsutty, T. (1989), "Slotted bolted connections in aseismic design for concentrically braced connections", *Earthquake Spectra*, 5(2), pp. 383-391.
- [13] Cherry, S., and Filiatrault, A. (1993), "Seismic response control of buildings using friction dampers", *Earthquake Spectra*, 9(3), pp. 447-466.



[۲۷] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.

[28] Rojahn, C., Whittaker, A.S., Hart, G.C., and Bertero, V.V. (1995), "Structural response modification factors", Vol. 19. The Council.

[29] Whittaker, A.S., Uang, C.M., and Bertero, V.V. (1987), "Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

[30] Code, U.B., (1997), "Earthquake regulations for seismic isolated structures", In International Conference of Building Officials, Whitter (CA, USA).

[31] Balendra, T., Lim, E.L., and Lee, S.L. (1994), "Ductile knee braced frames with shear yielding knee for seismic resistant structures", Engineering Structures, 16(4), pp. 263-269.

[32] Huang, Z., Qing-song, L., and Long-zhu, C. (2005), "Elastoplastic analysis of knee bracing frame", Journal of Zhejiang University-SCIENCE A, 6, pp. 784-789.

## 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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

| عنوان | موضوع | محل انتشارات | تاریخ |
|-------|-------|--------------|-------|
| ۱     |       |              |       |
| ۲     |       |              |       |
| ۳     |       |              |       |
| ۴     |       |              |       |
| ۵     |       |              |       |

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

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

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

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

حق عضویت :

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

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

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

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

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

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

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