



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	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیرالدین 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

## انجمن سازه‌های فولادی ایران

# 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 سیزدهم - شماره بیستم

پائیز و زمستان ۱۳۹۵

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>
۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>
۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

- ۲ .....انجمن سازه‌های فولادی ایران
- ۵ .....ارزیابی الزامات لرزه‌ای اتصال گیردار براکت پیش‌ساخته پیچ و مهره‌ای  
**Seismic Performance of Bolted Bracket Moment Resisting Connections**  
حامد نعمتی، محمد سهیل قبادی
- ۲۳ ..... بررسی آزمایشگاهی عملکرد میراگر جدید هیبرید اینرسی دورانی اصطکاکی و مقایسه با میراگر اینرسی دورانی ویسکوز  
**Experimental Studies of New Hybrid Inertia Rotational Friction Damper and the Compare of It's Performance with Inertia Rotational Viscous Damper**  
رضا عزتی، حبیب سعید منیر، غلامرضا قدرتی امیری
- ۳۱ ..... بررسی رفتار اتصالات BSB تحت اثر بارهای تناوبی  
**Study of BSB Connections Behavior under Cyclic Loads**  
مرتضی کاظمی تربقان، محمدرضا سهرابی، حسن حاجی کاظمی
- ۴۵ ..... بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع  
**Investigation about the Seismic Behavior of the Self-Centering Eccentrically Braced Frame with the Fuses Distributed in Height**  
اباذر اصغری، سیاوش قناعت‌پیشه
- ۵۹ ..... پیهنه بندی سطوح عملکرد ساختمان‌های میان‌مرتبه با در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های میدان نزدیک در گستره شهر تهران  
**Mapping the Seismic Performance of Mid-Rise Steel Frames under Near Field Earthquakes in Tehran Region**  
علیرضا کاظمی، سهیل مجید زمانی
- ۷۱ ..... مطالعه عددی پاسخ مخازن زمینی فولادی با حرکت گهواره‌ای آزاد تحت اثر تحریک افقی زلزله  
**Numerical Study on the Response of Steel Ground Tanks with Free Rocking Motion under Horizontal Earthquake Excitation**  
حسن عالم‌زاده، حمزه شکیب
- ۸۱ ..... معرفی یک میراگر ابتکاری غیرفعال انرژی با مکانیزم برشی  
**Introduce an Innovative Passive Energy Damper in Shear Mechanism**  
محمد قاسم وتر، علی قمری
- ۹۰ ..... شیوه نگارش
- ۹۱ ..... فرم عضویت

به نام خالق هستی

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

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر خدادهای 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 مهندسین و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# ارزیابی الزامات لرزه‌ای اتصال گیردار براکت پیش ساخته پیچ و مهره‌ای

حامد نعمتی<sup>۱</sup>، محمد سهیل قبادی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

\* قزوین، صندوق پستی ۱۶۸۱۸-۳۴۱۴۹، [msgghobadi@eng.ikiu.ac.ir](mailto:msgghobadi@eng.ikiu.ac.ir)

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۴/۲۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۹/۱۳)

## چکیده

در ایران استفاده از اتصالات جوشی بسیار متداول است. این اتصالات در صورت اجرای نامناسب دچار گسیختگی سریع تردشکن می‌گردند. در این تحقیق اتصال جدید پیچ و مهره‌ای ارزیابی شده است که بر مبنای اتصالات پیچ و مهره‌ای کایزر معرفی شده است. اتصال از پیش تأیید شده کایزر توسط مخترع آن ثبت اختراع شده است و کاربرد بدون اجازه آن می‌تواند ممنوع باشد. اتصال معرفی شده در این مقاله قابلیت ساخت به صورت ریخته‌گری دارد و می‌تواند پایانی برای مشکلات اجرایی ساخت اتصالات در کارگاه باشد. رفتار این اتصال از نظر نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها، ضخامت براکت مورداستفاده، تعداد پیچ‌ها و پهنای براکت به صورت عددی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در تحلیل اتصال برای دستیابی به دقت بالا سطوح مختلف ورق‌های اتصال و پیچ و مهره‌ها با سطوح تماس و ضریب اصطکاک مشخص مدل‌سازی شده‌اند. بارگذاری چرخه‌ای حوزه دور استاندارد مبنای بارگذاری نمونه‌ها بوده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که اتصال جدید ارائه‌شده می‌تواند الزامات لرزه‌ای شکل‌پذیر ویژه را از نظر مقاومت و شکل‌پذیری ارضاء نماید. نتایج بر اساس منحنی‌های هیستریزیس، منحنی‌های انرژی آزادشده تجمعی و شاخص‌های شکست ماده و لغزش پیچ‌ها بسط داده شده است.

## واژگان کلیدی

اتصال گیردار، مدل‌سازی اتصال اصطکاک‌ی، بارگذاری چرخه‌ای، براکت‌های پیش‌ساخته، نمودار هیستریزیس

## Seismic Performance of Bolted Bracket Moment Resisting Connections

H. Nemati, M.S. Ghobadi

### Abstract

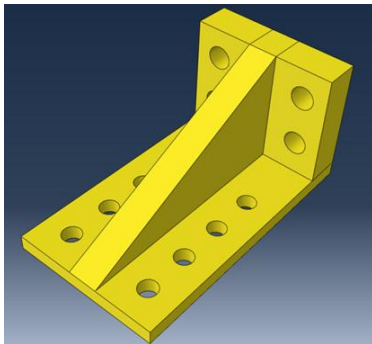
Construction of welded moment resisting connection is common. These connections have high potential for brittle failure of welds if quality of welding is not controlled. In this research new bolted bracket connection similar to Kaiser bolted bracket connection is introduced. Kaiser connection has invention patent so construction society can't utilize them without authority. Proposed connection of this paper can be manufactured by both casting and welding methods and can eliminate patent problems. In this evaluation connection performance, pretension force of bolts, height of bracket, number of bolts and length of bracket have been evaluated. In modeling of connection in order to accuracy of results between different connected area and bolts faces contact elements were created. The standard cyclic history was selected for loading of specimens. The results shows that proposed connection can be accepted by connection code for using in special moment resisting frames from both ductility and strength aspects. Findings are extended as hysteresis curves, released energy of connection, rupture index indicators and slip of bolts.

### Keywords

Moment resisting connection, Slip-critical bolt modeling, Cyclic loading, Pre-fabricated bracket, Hysteresis curves



لازم به ذکر است که در اکثر مطالعات پیشین، اتصال جوشی به نحوی در اتصالات به کار برده شده است. مسئله ترد شکنی بعد از وقوع زلزله نورث ریج در آمریکا و به دنبال آن در زلزله کوبه ژاپن به طور جدی مطرح گردید. تا قبل از وقوع زلزله نورث ریج، طراحان سازه های فولادی بر این باور بودند که قاب های خمشی فولادی در مقابل حرکت زلزله آسیب ناپذیر می باشد و چنانچه آسیبی بیند این آسیب محدود به تسلیم شکل پذیر در اعضای اتصال خواهد بود [۷ و ۸]. اما وقوع زلزله نورث ریج این باور را زیر سؤال برد. سازه های بسیاری در این زلزله در نواحی اتصال تیر و ستون دچار شکست ترد شدند. این شکست ها در بسیاری از موارد برای سطوح بسیار پایین تغییر شکل غیر ارتجاعی و حتی در برخی از موارد برای سطوح ارتجاعی گزارش شده بود. به همین علت هدف اصلی این مقاله مطالعه روی یک اتصال پیچ و مهره ای گیردار می باشد که از جوش کارگاهی بین تیر و ستون در ساخت آن استفاده نشده باشد و با تضمین کیفیت ساخته شده باشد. نمای قطعه اتصال گیردار بین تیر و ستون در شکل (۱) دیده می شود.



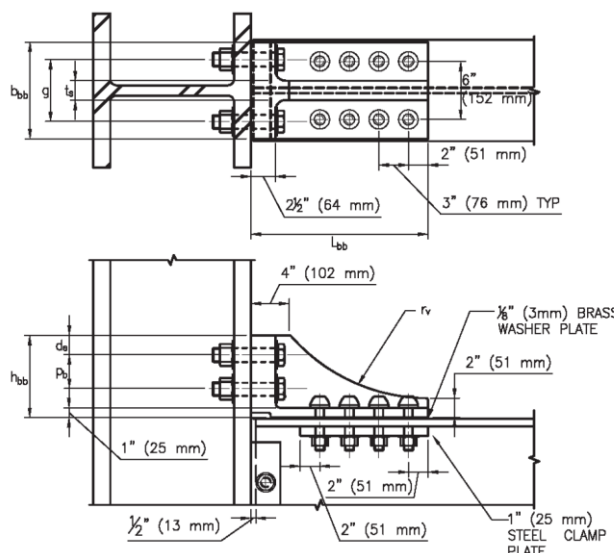
شکل ۱- قطعه اتصال گیردار پیش ساخته پیشنهاد شده در این مقاله

برای انجام این تحقیق از نتایج مدل آزمایشگاهی آزمایش وایلی به منظور اعتبارسنجی استفاده شده است [۶]. اعتبارسنجی توسط نرم افزار ABAQUS/CAE 6.13-1 [۱۲] انجام شده است. هرچقدر نتایج مدل نرم افزاری با مدل آزمایشگاهی تطابق بیشتری داشته باشد می توان به دقت روش المان محدود بیشتر اعتماد نمود [۹]. اختلاف اصلی اتصال پیشنهاد شده و اتصال کایزر در قوس ضلع افقی و عمودی برکت می باشد که آن ها را متمایز می نماید و می تواند به جای اتصال کایزر استفاده شود و مشکل ثبت اختراع آن را نداشته باشد. در واقع این تحقیق پاسخ می دهد آیا اتصال کایزر بدون داشتن قوس برکت آن می تواند عملکرد لرزه ای مطلوبی داشته باشد؟ مطالعات نشان داده است

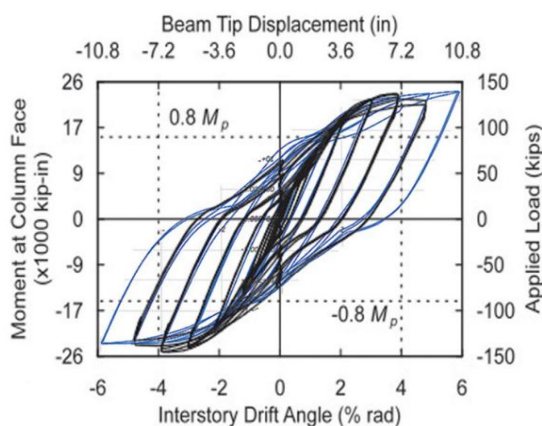
در طراحی ایده آل اتصالات گیردار قاب های خمشی فولادی، نقش تشکیل مفصل پلاستیک پایدار انکارناپذیر است. همواره تلاش بر این است که طراحی به گونه ای باشد که حین زلزله، مفصل پلاستیک در تیر به موقع تشکیل شود. برای پی بردن به وقوع مفصل پلاستیک و محل تشکیل آن دو روش وجود دارد. اولی استفاده از آزمایش های تمام مقیاس و دیگری استفاده از نرم افزار المان محدود می باشد. زمان و محل تشکیل مفصل پلاستیک به عوامل متعددی وابسته است [۱ و ۲].

Shi و همکارانش [۳] در آزمایش بر روی اتصال با ورق انتهایی تحت بارگذاری پوش آور دریافتند که سخت کننده ی ورق انتهایی و سخت کننده بال ستون نقش حیاتی در رفتار اتصال دارند، این سخت کننده های ورق انتهایی همراه با ورق پیوستگی جان ستون باعث تغییر مد شکست اتصال می شوند. همچنین دریافتند که استفاده از سخت کننده ادامه دار (Extended stiffeners) می تواند باعث افزایش ظرفیت اتلاف انرژی شود و این سخت کننده مانع از تشکیل پلاستیسیته در ناحیه ی انتهای تیر می شود. Seradj و همکارانش [۴] بر روی هشت نمونه اتصال تیر و ستون با ورق انتهایی تحت بارگذاری لرزه ای آزمایش هایی را انجام دادند. نتایج آزمایش ها آشکار ساخت که گیردار یا نیمه گیردار بودن اتصال به ضخامت ورق انتهایی و قطر پیچ ها وابسته است. همچنین اتصالات با ورق انتهایی کوچک تر و پیچ های پهن تر می تواند منجر به اتصال نیمه گیردار شود و تعبیه سخت کننده بیرونی باعث افزایش مقاومت خمشی اتصال و بالا رفتن ظرفیت اتلاف انرژی می شود. آزمایش هایی در دانشگاه لیث [۵] با هدف توسعه اتصال و کاهش هزینه ها با استفاده از اتصال پیچی صورت پذیرفت و هدف اصلی آن احیای اتصالات آسیب دیده زلزله نورث ریج و ایجاد شرایط گیرداری اولیه است. طرح بهسازی بر روی هشت آزمایش صورت پذیرفت. نتایج نشانگر آن بود که استفاده از سخت کننده های ویژه باعث افزایش چشمگیر شکل پذیری خواهد شد و همچنین برکت های پیچی توان بهسازی اتصالات آسیب دیده را دارند و عملکردی قابل قبول در برابر زلزله های آتی خواهند داشت. حضور واشر بین برکت و تیر در حصول نتایج با کیفیت، آن چنان ضروری نیست ولی حضور آن ها به خصوص واشرهای میانی جهت شکل پذیری بهتر و جلوگیری از شکست اتصال مهم است. این مطالعه یکی از پایه های ایده ساخت برکت کایزر می باشد [۶].





شکل ۳- پارامتر بندی ابعادی براکت [۶]



شکل ۴- منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی [۶] و نمونه نرم‌افزاری جهت اعتبار سنجی مطالعات عددی

مورد استفاده قرار گرفته است و هر دو براکت دارای ابعادی یکسان هستند.

بر طبق جدول (۳)، در شش PRCOL، ابعاد براکت مشابه مدل اصلی بوده و تنها اختلاف بر میزان نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها می‌باشد. در دو مدل BH1 و BH2 مقدار ارتفاع براکت ۳۰٪ اضافه و کم شده است. در دو مدل BL1 و BL2 نیز مقدار طول براکت ۳۰٪ اضافه و کاسته شده است؛ این تغییر طول مستقل از تعداد پیچ‌ها اعمال شده است تا رفتار براکت به طور مجزا مورد مطالعه قرار گیرد. در مدل BN6 از ۶ پیچ با قطر ۳۴ میلی‌متر و در مدل BN10 از ۱۰ پیچ با قطر ۲۴ میلی‌متر در اتصال براکت و بال تیر استفاده شده است. لازم به ذکر است که در تمام انواع براکت، قوس براکت به خط صاف تبدیل شده است.

### ۳- طراحی و معرفی نمونه‌های انتخاب‌شده

دوازده نمونه برای مطالعه انتخاب شده‌اند. جهت طراحی نمونه مورد مطالعه از ضوابط طراحی اتصال کایزر استفاده شده است. ضوابط طراحی مذکور در آیین‌نامه اتصالات از پیش تأیید شده آمریکا [۱۰ و ۱۱] وجود دارد. برای تحقیق بیشتر یکی از پارامترهای مهم طراحی در آن تغییر یافته تا رفتار اتصال در نمونه‌های بیشتری بررسی گردد. در این نمونه‌ها طول براکت، ارتفاع براکت، نیروی پیش‌تنیدگی پیچ تیر، نیروی پیش‌تنیدگی پیچ ستون، تعداد پیچ بال تیر مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در جدول (۳) ویژگی‌های ابعادی انواع مدل‌ها آورده شده است. مقادیر جدول (۳) جهت ساخت هر دو براکت فوقانی و تحتانی

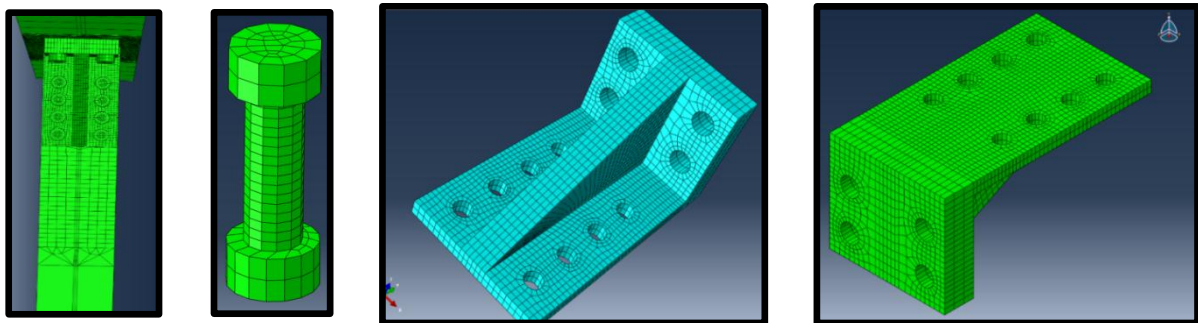
### ۳-۱- نحوه مش بندی

و محدوده‌ی اطراف براکت در تیر و همچنین اطراف سوراخ‌ها مش بندی ریزتری دارند. سایر نقاط که در تحلیل الاستیک می‌ماند مش بندی درشت انتخاب شده تا زمان محاسبات کاهش یابد [۹ و ۱۲].

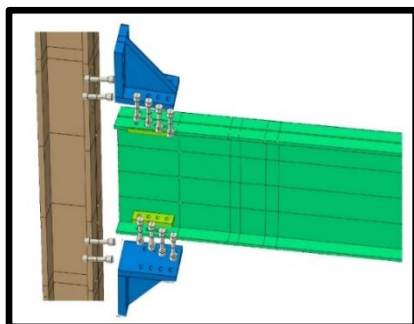
مطابق اشکال (۵)، (۶) و (۷)، المان بندی مدل سه بعدی از نوع ۸ وجهی C3D8R با انتگرال کاهش یافته می‌باشد. محدوده تشکیل مفصل پلاستیک، نزدیک به چشمه اتصال در ستون

جدول ۳- مشخصات مدل‌های نرم‌افزاری (ابعاد برحسب میلی‌متر و کیلو نیوتن می‌باشد).

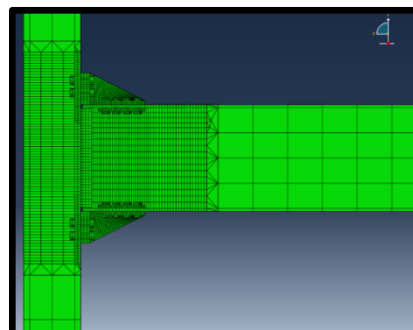
نام مدل	تعداد پیچ بال تیر	تعداد پیچ بال ستون	نیروی پیش‌تنیدگی پیچ تیر	نیروی پیش‌تنیدگی پیچ ستون	ارتفاع براکت	طول براکت	عرض براکت	قطر پیچ تیر	ضخامت سخت کننده‌ی براکت
PRCOL1	۸	۴	۱۵۰	۲۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
PRCOL2	۸	۴	۲۵۰	۲۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
PRCOL3	۸	۴	۲۵۰	۳۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
PRCOL4	۸	۴	۳۵۰	۳۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
PRCOL5	۸	۴	۳۵۰	۴۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
PRCOL6	۸	۴	۳۵۰	۵۵۰	۲۲۲	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
BH1	۸	۴	۳۵۰	۳۵۰	۲۸۵	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
BH2	۸	۴	۳۵۰	۳۵۰	۱۵۵	۴۵۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
BL1	۸	۴	۳۵۰	۵۵۰	۲۲۲	۵۷۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
BL2	۸	۴	۳۵۰	۵۵۰	۲۲۲	۳۳۷	۲۵۴	۲۹	۲۵
BN6	۶	۴	۴۵۰	۵۵۰	۲۲۲	۴۵۸	۲۵۴	۳۴	۲۵
BN10	۱۰	۴	۲۵۰	۵۵۰	۲۲۲	۴۵۸	۲۵۴	۲۴	۲۵



شکل ۵- نمایشی از مش بندی براکت و پیچ و مهره اتصال



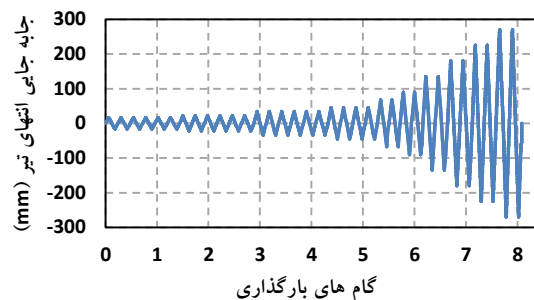
شکل ۷- نحوه مونتاژ مدل



شکل ۶- نمایشی از مش بندی کلی مدل

### ۲-۳- بارگذاری

در مدل نرم‌افزاری دو مرحله بارگذاری ایجاد شده است. اولی بارگذاری پیش‌تندگی ابتدایی پیچ‌ها و تعادل مدل می‌باشد. سپس در مرحله بعدی بارگذاری چرخه‌ای مطابق ضمیمه آیین‌نامه AISC [۱۰] اعمال شده است. در شکل (۸) تاریخچه بارگذاری نشان داده شده است.



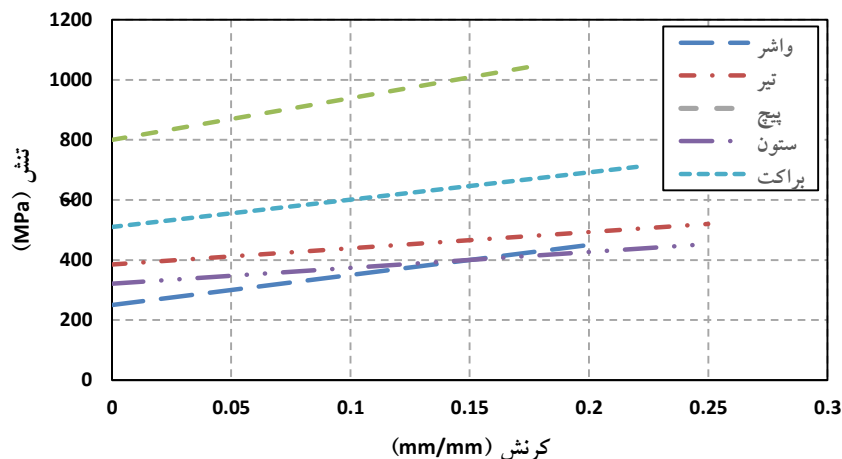
شکل ۸- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده

### ۳-۳- مشخصات مصالح و جزئیات مدل‌سازی نمونه‌ها

تمامی اجزای مدل نرم‌افزاری از نوع تغییر شکل‌پذیر و سه‌بعدی می‌باشد. نرم‌افزار چون واحد ندارد، تمامی ابعاد و نیروها بر اساس یکسری واحدهای مرجع بایستی وارد شوند و نتایج نیز پیرو واحدهای انتخابی می‌باشد. در قسمت ویژگی‌های

الاستیک نسبت پواسون  $0/3$  مدول یانگ  $210000$  نیوتون بر میلی‌متر مربع و نوع آن همسان (isotropic) انتخاب می‌شود. در قسمت پلاستیک نیز نحوه سخت‌شدگی از نوع همسان (isotropic) انتخاب شده است. در قسمت داده‌های پلاستیسیته از منحنی دوخطی تنش - کرنش در حوزه پلاستیک و الاستیک استفاده شده است. در این پروژه به دلیل عدم وابستگی نتایج به جرم، نیازی به واردکردن چگالی نیست ولیکن مقدار آن معرفی شده است.

Popov و همکارانش برای شبیه‌سازی تغییر شکل پلاستیک معیار سخت‌شدگی همسان چندخطی را تحت بارگذاری چرخه‌ای بسیار مناسب می‌دانند [۹]. همچنین Yang و همکارانش نیز همین معیار را جهت ارزیابی رفتار چرخه‌ای اتصال، با نبشی دویل در مدل المان محدود، استفاده نموده است [۱۳]. در شکل (۹) رفتار غیرخطی مصالح به‌کاررفته شده نشان داده شده است [۶]. در مشخصات مربوط به برکت و پیچ که از آلیاژ پر مقاومت استفاده شده است مقدار کشیدگی کمتر از سایر اجزا است و تردتر هستند که این مورد در مدل‌سازی آباکوس لحاظ شده است. با توجه به این‌که فولاد پیچ و برکت از نوع خشکه هستند، پس دارای کشیدگی‌های به مراتب کمتری از فولاد تیر و ستون می‌باشند که در آباکوس توجه شده است و در خروجی نرم‌افزار دقت شده است تنش آن از حد تنش نهایی فراتر نرود.



شکل ۹- مشخصات مصالح

### ۴-۳- چگونگی استفاده از المان‌های تماس

با توجه به شکل (۱۰) در قسمت درهم‌کنش نرم‌افزار بین سطوح ذیل تماس از نوع صفحه به صفحه برقرار شد:

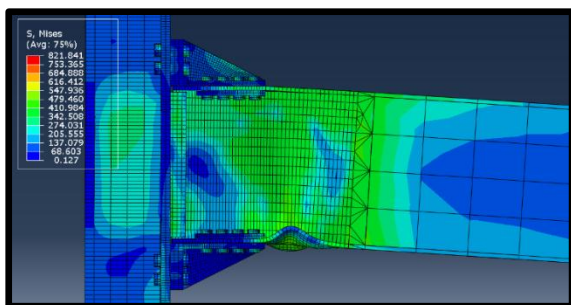
۱. بین قسمت زیرین پیچ‌های تیر و ستون و سطح رویی قطعه برکت
۲. بین قسمت زیرین پیچ‌های تیر و ورق کلمپ



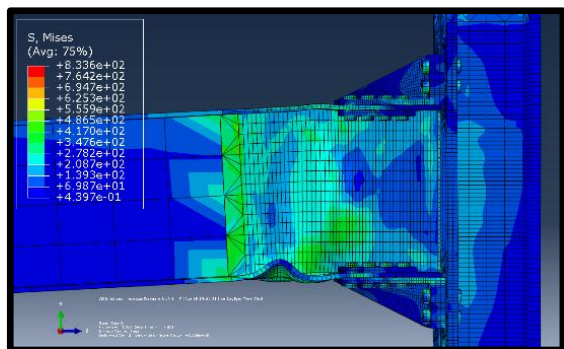
انتخاب شود. گزینه اجازه جدا شدن اتصال بعد از تماس نیز بایستی فعال شود. این مشخصه تماس بایستی برای تمامی سطوح تماسی انتخاب شود، به جز قسمت تماس بین جداره پیچ و جداره داخلی سوراخ، به این دلیل که این مشخصه بایستی در مواردی بکار گرفته شود که دو سطح تماس از ابتدا تحت فشار و نیروی پیش‌تیدگی قرار گرفته باشند. تنها تفاوت این قسمت از تماس، عدم انتخاب گزینه‌ی *behavior normal* است. زیرا اتصال به صورت *hard contact* اعمال نمی‌شود و بین جداره پیچ و سوراخ فاصله وجود دارد.

### ۳-۵- نتایج تحلیل‌های عددی

در شکل (۱۱) و (۱۲) نمای تغییرشکل یافته مدل PRCOL4 به عنوان نمونه آورده شده است. در این شکل کانتور تنش‌های فون میسز، کماتش‌های موضعی، مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک و وضعیت توزیع تنش براکت و پیچ‌ها ملاحظه می‌گردد. در شکل (۱۳) نحوه‌ی کماتش موضعی و جانبی پیچشی بال تیر از نمای فوقانی در دوران ۶٪ نشان داده شده است.

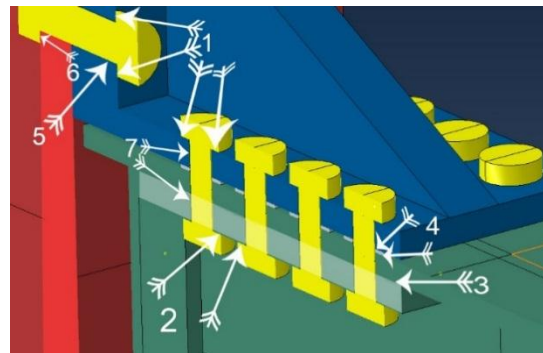


شکل ۱۱- توزیع تنش فون میسز نمونه PRCOL4 و نمای تغییرشکل یافته آن



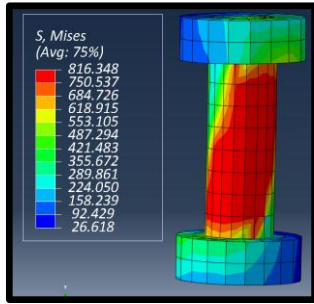
شکل ۱۲- نمای کماتش موضعی بال تیر و کماتش جانبی پیچشی تیر در دوران بیشینه ۶٪ و توزیع تنش‌های فون میسز متناظر

۳. بین ورق کلمپ<sup>۱</sup> و بال داخلی تیر
۴. بین دو سطح فوقانی و تحتانی و اشرف با سطح فوقانی بال تیر و سطح تحتانی براکت
۵. بین پیچ ستون و سطح کناری براکت
۶. بین سطح داخلی بال ستون و پیچ ستون
۷. این سطح بیرونی بال ستون و قسمت بیرونی کناری براکت
۸. بین قسمت تحتانی براکت و قسمت فوقانی بال تیر
۹. بین سطح بیرونی بدنه پیچ‌ها و سطح داخلی سوراخ‌ها

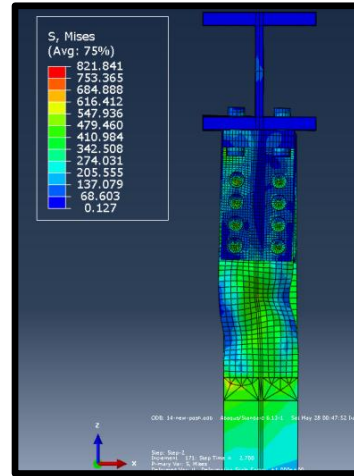


شکل ۱۰- سطوح تماس‌های در نظر گرفته‌شده در نرم‌افزار

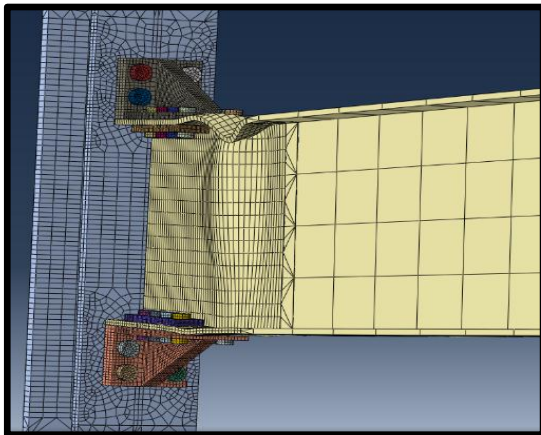
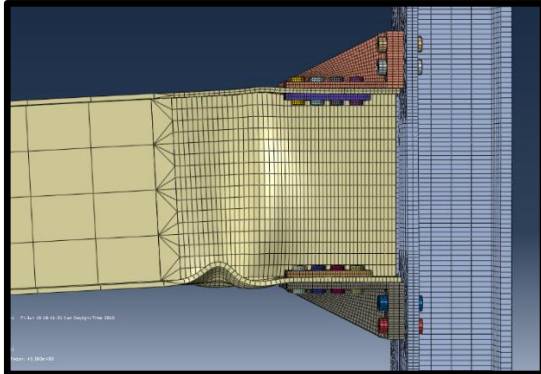
این تماس‌ها جهت حصول نتایج دقیق از نوع صفحه به صفحه انتخاب شده است و همین امر باعث بالا رفتن زمان محاسبات گردید. شرایط اتصال تماس اجازه‌ی نفوذ بین سطوح *master* و *slave* را نمی‌دهد ولیکن بین این سطوح لغزش وجود دارد. ضریب اصطکاکی ۰/۳ بین تمامی سطوح مفروض است [۹]. برای اعمال تماس بایستی از منوی *Interaction* گزینه *Create Interaction* و سپس *Surface-to-surface* انتخاب شود. ابتدا سطح *master* و سپس سطح *slave* انتخاب می‌شود. معمولاً قسمت سخت‌تر به عنوان سطح *master* انتخاب می‌شود. به عنوان مثال در تماس بین پیچ و بال، سطح پیچ قسمت *master* و سطح بال به عنوان سطح *slave* انتخاب می‌شود. در قسمت *Edit* بایستی نوع لغزش *Finite* انتخاب شود زیرا مقدار لغزش بین سطوح کم است. در قسمت *Contact interaction property* بایستی ویژگی تماس که در ادامه توضیح داده خواهد شد انتخاب شود. در قسمت *create interaction property* زیرشاخه *contact* می‌توان ویژگی‌های تماس را معرفی کرد. در این تحقیق به دلیل تماس تحت فشار بالا بایستی ابتدا *contact tangential behavior* گزینه *friction* و سپس ضریب اصطکاک ۰/۳ تعیین شود. سپس از قسمت *Mechanical* گزینه *Normal Behavior* انتخاب شود، سپس قسمت *Pressure over closure* بایستی *hard contact*



شکل ۱۵- تنش فون میسز در پیچ



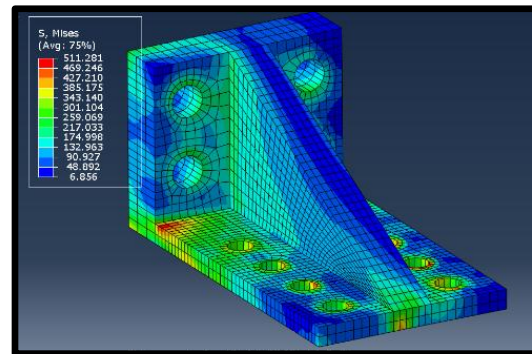
شکل ۱۳- نمای فوقانی کمانش موضعی و پیش‌جسی جانبی تیر



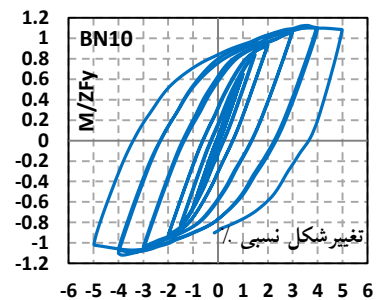
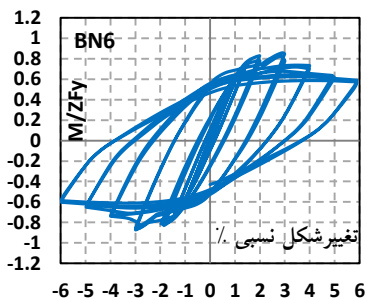
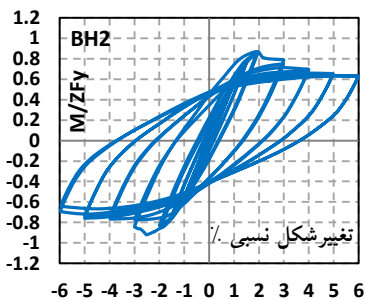
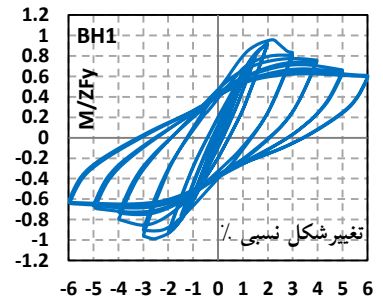
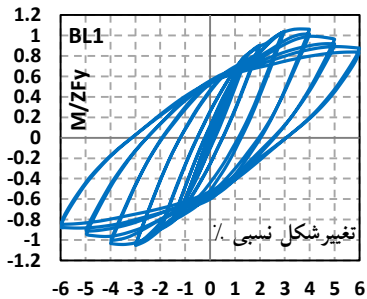
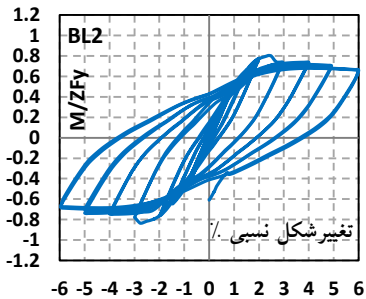
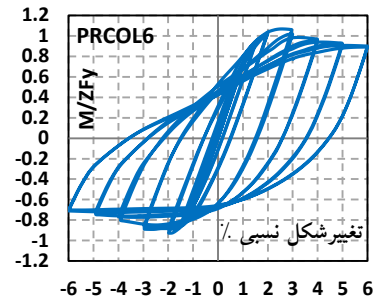
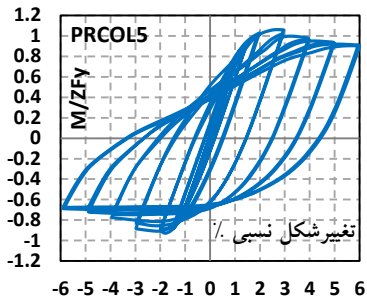
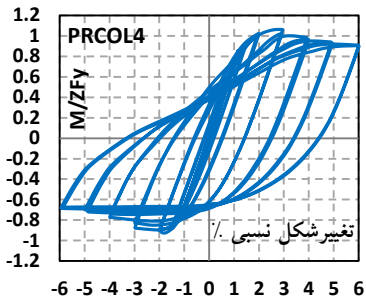
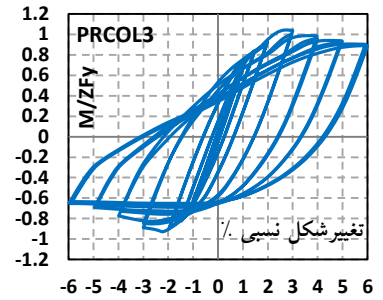
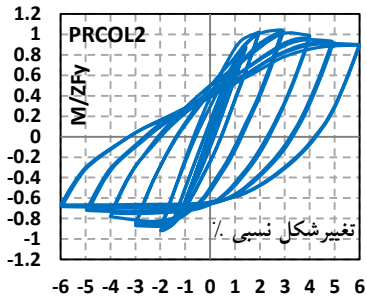
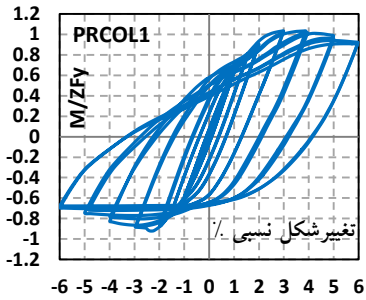
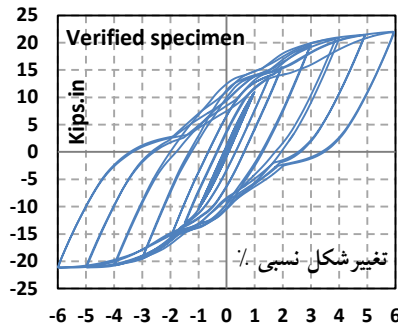
شکل ۱۶- شکل‌گیری مفصل پلاستیک در دوران ۶٪

رفتار هیستریزیس نمونه‌ها در شکل (۱۷) ملاحظه می‌گردد. لنگر نمونه اعتبارسنج بر اساس kips.in بیان شده است، زیرا نتایج نمونه آزمایشگاهی مرجع با واحد انگلیسی بیان شده است، محور عمود سایر نمونه‌ها بی بعد می‌باشد و بر اساس تقسیم مقدار لنگر مقطع بر لنگر پلاستیک آن محاسبه شده است.

در شکل (۱۴) به صورت مجزا تغییرات تنش فون میسز در قطعه براکت آورده شده است، نقاط داخل سوراخ‌های براکت بدلیل لغزش براکت و تماس بین جداره سوراخ و سطح پیچ دارای تنش‌های بیشتری هستند. در شکل (۱۵) تغییرات تنش فون میسز بر جداره بیرونی پیچ ستون نشان داده شده است؛ مقدار حداکثر تنش ایجاد شده از مقدار حداکثر تنش پلاستیک پیچ کمتر است. مقدار تنش حد نهایی آلیاژ پیچ در حدود ۱۰۴۰ مگاپاسکال مفروض است. در اشکال (۱۶) نحوه‌ی کمانش جان تیر در دوران پیشینه نمایش داده شده است. محل تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه‌ها قابل قبول و مناسب است؛ چرا که تطابق مناسبی با فرضیه‌ی نظریه کایزر دارد که بایستی مفصل پلاستیک بعد از براکت (نه در فاصله دور) تشکیل شود.



شکل ۱۴- تنش فون میسز در قطعه براکت



شکل ۱۷- نمودار هیستریزس نمونه‌ها



جهت به دست آوردن شاخص شکست بایستی مقدار  $PEEQ$  بر کرنش تسلیم تقسیم شود و داریم [۱۴]:

$$PRI = \frac{\frac{PEEQ}{\varepsilon_y}}{\exp(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}})} \quad (1)$$

طبق رابطه (۲) و شکل (۲۱) هرچه میزان  $RI$  بیشتر باشد پتانسیل شکست ترد آن نقطه بیشتر خواهد شد. در این رابطه  $\varepsilon_y$ ،  $\sigma_m$  و  $\sigma_{eff}$  کرنش تسلیم، تنش هیدرواستاتیکی و تنش فون میسر می‌باشد.

در رابطه‌ی  $RI$  بحرانی‌ترین نقطه در تمام ۱۲ آزمایش صورت گرفته در محل  $PEEQ$  حداکثر رخ می‌دهد. در شکل (۲۲) مشاهده می‌شود که نقطه بیشینه با رنگ قرمز متمایز شده است. پتانسیل شکست ترد برای تمامی آزمایشات در نزدیکی نقطه نشان داده شده در شکل (۲۲) رخ می‌دهد.

در جدول (۴) مقدار انرژی مستهلک‌شده در هر نمونه و مقدار درصد سهم تیر از کل انرژی آزادشده و همچنین مقدار درصد ستون از کل انرژی آزادشده آورده شده است. واحد انرژی آزاد شده برحسب ژول می‌باشد.

در شکل (۱۸) تغییرات نیروی پیش‌تنیده پیچ شماره ۱ (شکل (۱۹)) ستون در طول آزمایش نشان داده شده است.

در شکل‌های (۲۰) منحنی پوش نمودارهای هیستریزس برحسب لنگر نرمال شده براساس لنگر پلاستیک  $ZF_y$  نشان داده شده است. برای پذیرش اتصال طبق آیین نامه های اتصالات نسبت نرمال شده مقاومت پس‌ماند اتصال در چرخش نسبی طبقه‌ای ۰.۴٪ باید ۰.۸٪ باشد.

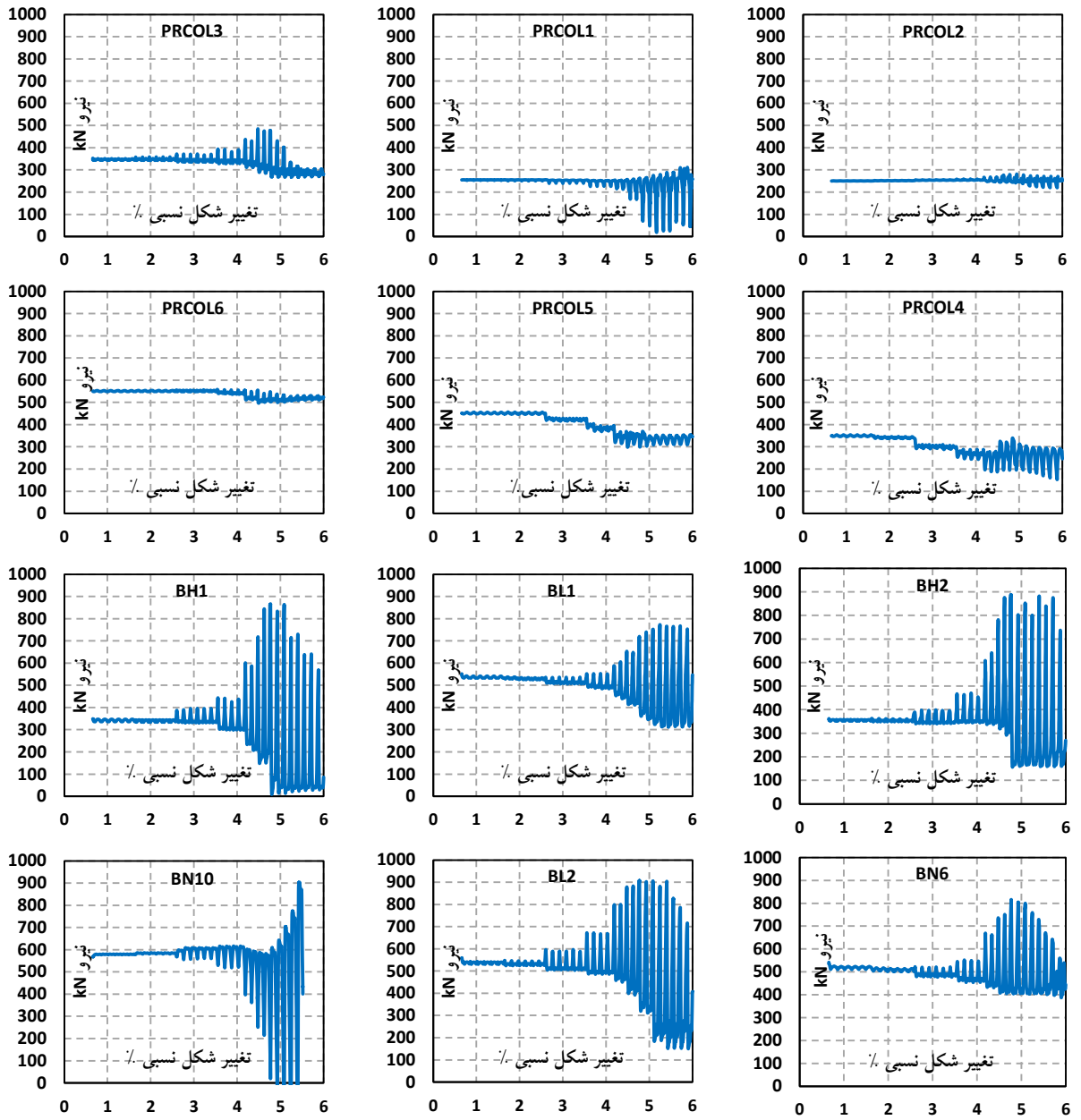
در نرم‌افزار آباکوس [۱۲] خروجی  $PEEQ$  برابر است با:

$$PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p} \quad (1)$$

جدول ۴- مقدار عددی انرژی مستهلک‌شده بر حسب ژول

مدل	انرژی کل مستهلک‌شده	درصد سهم تیر	درصد سهم ستون	درصد سهم اجزای اتصال
PRCOL1	۲۱۷۰۰۰	۹۷	≈۱	۲
PRCOL2	۲۳۳۰۰۰	۹۷	≈۱	۲
PRCOL3	۲۴۷۰۰۰	۹۶	≈۱	۳
PRCOL4	۲۴۹۰۰۰	۹۵	≈۱	۴
PRCOL5	۲۵۰۰۰۰	۹۳	≈۱	۶
PRCOL6	۲۵۷۰۰۰	۸۲	۹	۹
BH1	۲۶۷۰۰۰	۸۶	۴	۱۰
BH2	۲۳۳۰۰۰	۸۹	۳	۸
BL1	۱۶۰۰۰۰	۹۲	≈۲	۶
BL2	۱۵۲۰۰۰	۹۱	≈۱	۸
BN6	۲۱۰۰۰۰	۸۱	۵	۱۴
BN10	۹۶۰۰۰۰	۱۹	≈۱	۸۰

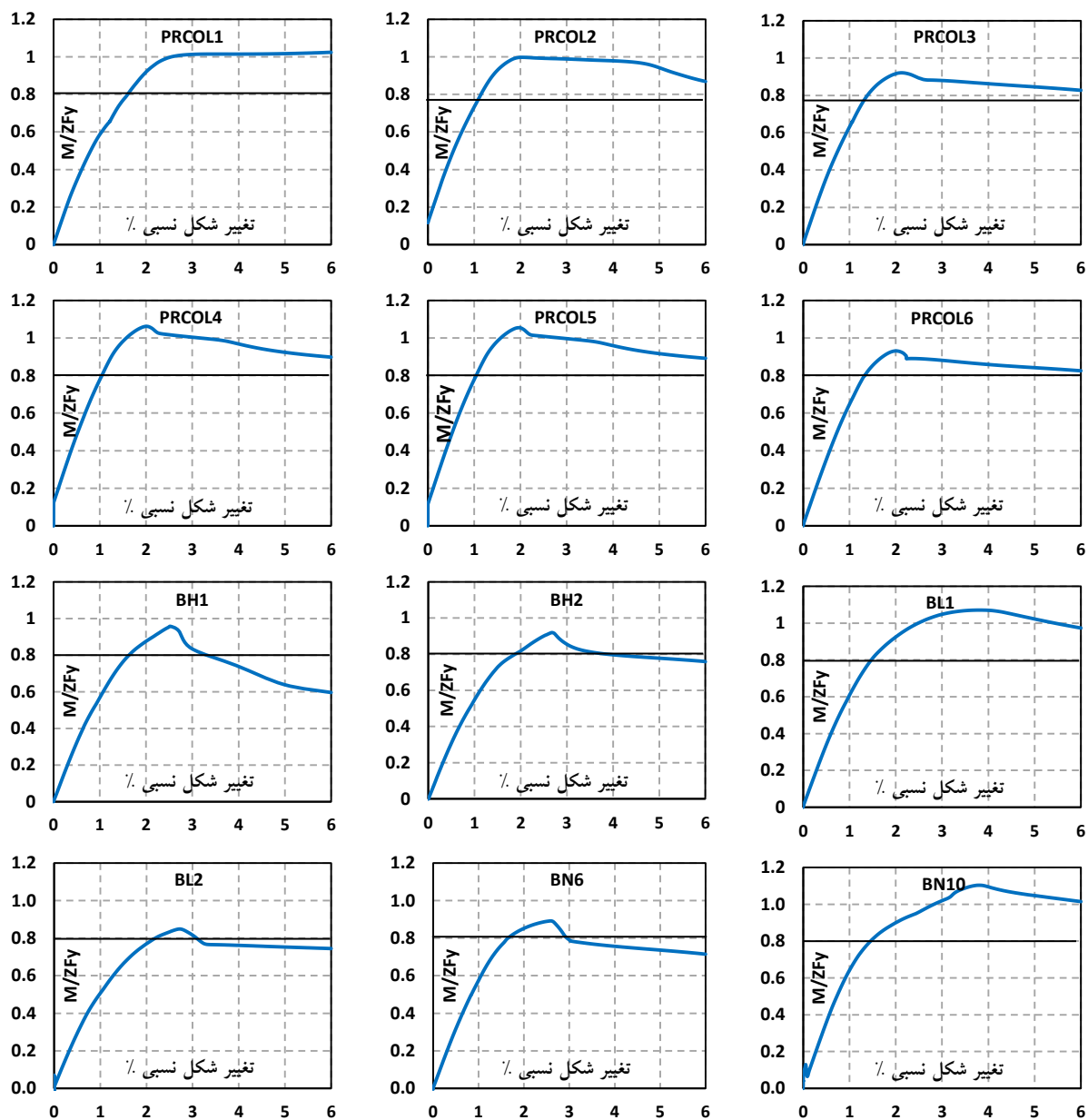




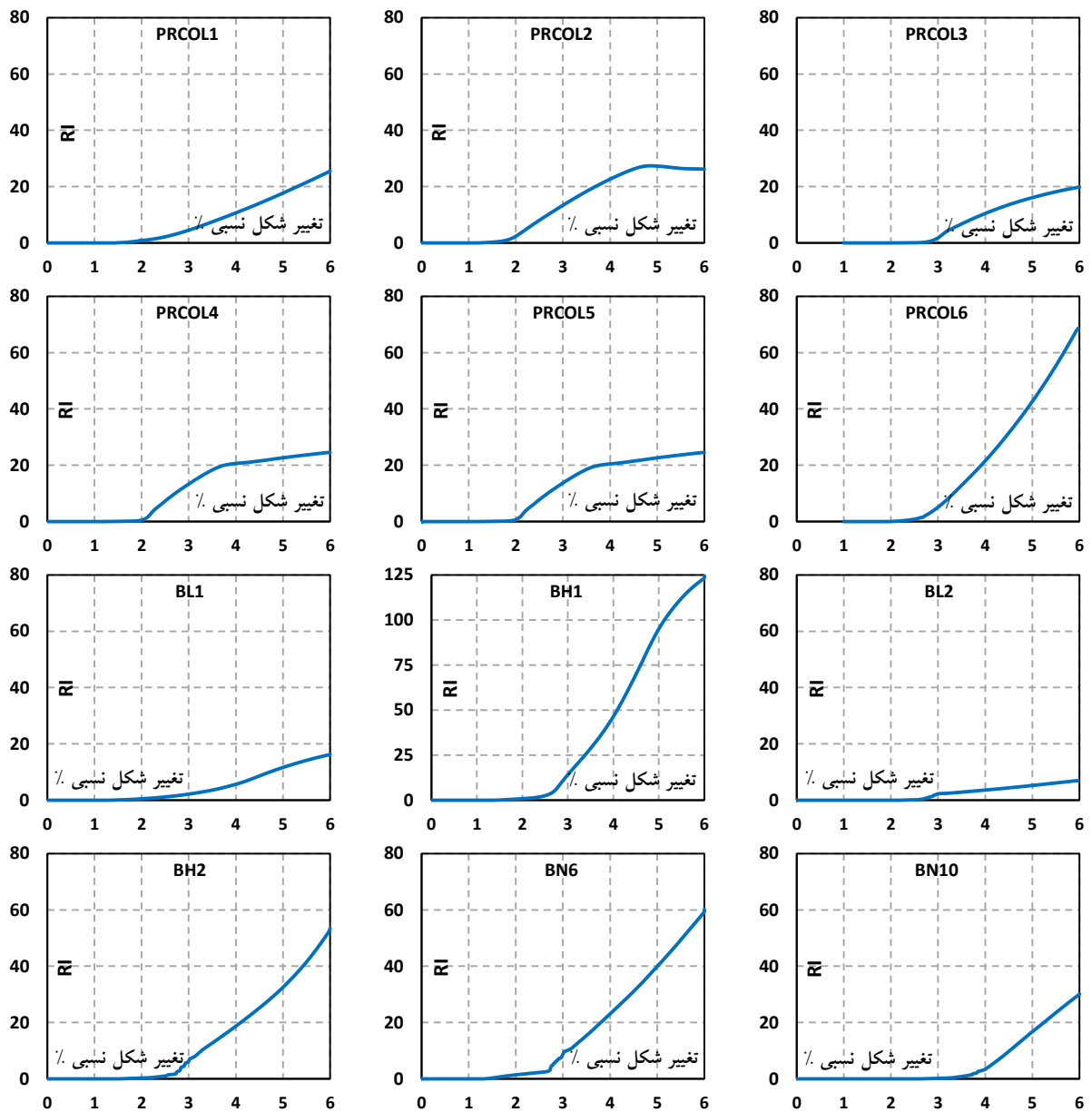
شکل ۱۸- تغییر نیروی محوری در پیچ مشخص شده در شکل (۱۵) در نمونه‌ها



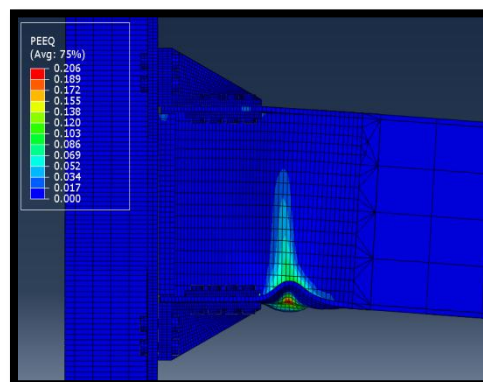
شکل ۱۹- پیچ مورد مطالعه



شکل ۲۰- نمودارهای پوش هیستریزیس برحسب لنگر پلاستیک تیر



شکل ۲۱- شاخص شکست RI نقاط بحرانی در نمونه‌ها



شکل ۲۲- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و میدان کششی قطری در یک پانل برشی با ستون‌های غیر یکسان

۴-۱- اثر نیروهای پیش‌تندگی پیچ‌های تیر و ستون

میزان نیروی پیش‌تندگی طبق آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی  $F_u \times A \times 0/55$  است، که در آن  $A$  سطح مقطع پیچ می‌باشد. مقدار نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های ستون در حدود  $600 \text{ kN}$  و مقدار نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های تیر در حدود  $350 \text{ kN}$  در نمونه مرجع طراحی می‌باشد. پیچ‌های ستون تحت کشش هستند و بنابراین پیش‌تندگی تأثیری در مقاومت طراحی آنها ندارد، ولی پیچ‌های تیر تحت برش هستند و عملکرد اصطکاکی آنها جلوی لغزش را می‌گیرد و رفتار اتصال را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در نمونه‌ها مقدار  $250-550 \text{ kN}$  برای پیش‌تندگی پیچ‌های ستون و مقدار  $150-350 \text{ kN}$  برای پیچ‌های تیر در نظر گرفته شد. با توجه به نمودارهای هیستریزس در شش نمونه PRCOL1 الی PRCOL6 تغییر نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های ستون تأثیر کمی بر رفتار هیستریزس و تغییر نیروی پیش‌تندگی تیر تأثیر بسزایی بر رفتار هیستریزس و شکل‌گیری به موقع مفصل پلاستیک دارد. دلیل تأثیر پیش‌تندگی پیچ‌های تیر، افزایش گیرداری اتصال و پیرو آن، تشکیل سریع‌تر مفصل پلاستیک است. در اینصورت کمناش‌های موضعی در تیر، کاهش مقاومت در سه دوران انتهایی بارگذاری در مقایسه با نمونه مرجع بیشتر احساس می‌گردد. از طرفی، با افزایش مقدار نیروهای پیش‌تندگی پیچ‌های ستون، از نوسانات نیروهای محوری آنها، به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای در حدود  $66\%$  کاسته می‌شود؛ بنابراین این پدیده مقداری در گیرداری اتصال مشارکت می‌کند و سبب افزایش کوچک استهلاک انرژی اتصال می‌گردد. در مدل PRCOL2 نسبت به مدل PRCOL1 میزان انرژی مستهلاک شده  $7\%$  بیشتر شده است. همچنین در مدل PRCOL5 نسبت به مدل PRCOL2،  $7\%$  و در مدل PRCOL6 نسبت به مدل PRCOL5 تنها  $3\%$  انرژی مستهلاک‌شده بیشتر می‌شود. با توجه به نمودارهای هیستریزس و جدول (۴) می‌توان به این نکته پی برد که افزایش نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های بال تیر سبب افزایش چشمگیر استهلاک انرژی در تیر و عملکرد بهتر اتصال می‌گردد. همچنین افزایش پیش‌تندگی پیچ‌های ستون سبب افزایش انرژی مستهلاک‌شده در تیر در نمونه PRCOL4-5 می‌گردد ولی در نمونه PRCOL6 استهلاک انرژی در برکت را به همراه دارد. بدین معنا که پیچها و برکت نیز تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی را تجربه خواهند کرد ولی این مقادیر کوچک

می‌باشد. البته هر شش نمونه شرایط آیین‌نامه‌ای را جهت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه، عبور از دوران  $4\%$  و همچنین مقاومت حداقل  $80$  درصد لنگر پلاستیک مقطع را در  $4\%$  چرخش دارا می‌باشند. با توجه به تمام جهات نمونه PRCOL5 که نزدیکترین شرایط را به نمونه طراحی شده مرجع دارد، بهترین عملکرد را داشته است.

۴-۲- اثر ارتفاع برکت

در زمان تغییر ارتفاع برکت نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها برای شرایط اصطکاکی (با پیش‌تندگی کامل) ثابت در نظر گرفته شد و سعی گردید اثر تغییر ارتفاع برکت نسبت به عدد طراحی مطالعه گردد. افزایش  $30\%$  ارتفاع برکت در BH1 سبب افزایش لغزش بین برکت و تیر شده و سبب جمع‌شدگی نمودار هیستریزس و افزایش استهلاک انرژی در برکت به جای تیر شده است. اگرچه در این نمونه کل انرژی مستهلاک شده تجمعی عدد بالایی است ولی  $10\%$  آن در برکت رخ داده و از درصد مشارکت تیر کاسته شده است. در این نمونه نوسانات نیروهای محوری در پیچ‌های ستون در حدود  $2/5$  برابر مقدار نوسانات نمونه PRCOL1 و در حدود  $16$  برابر تغییرات نیروی پیش‌تندگی نمونه PRCOL6 است. بررسی نمودارهای پوش‌گویای آن است که میزان گیرداری اتصال تا حد قابل‌توجهی کم شده به‌طوری‌که در دوران  $4\%$  نسبت لنگر به ظرفیت لنگر پلاستیک تیر کمتر از  $80\%$  شده که از مقدار تعیین‌شده آیین‌نامه کمتر است، لذا این اتصال مردود است. از طرفی، طبق نمودار ۸، شاخص شکست نقطه بحرانی در حال افزایش است که در نتیجه‌ی آن پتانسیل شکست ترد اتصال نیز افزایش می‌یابد. مقایسه BH1 و PRCOL4 ضعف اتصال BH1 را به خوبی نشان می‌دهد.

با کاهش ارتفاع برکت در BH2 عملاً اتصال از نظر مقاومت و سختی و استهلاک انرژی افت می‌کند. در این نمونه نیز استهلاک انرژی، در مقدار کل و در تیر کاهش پیدا کرده و مقدار مشارکت برکت بالا رفته است، که نشان‌دهنده عملکرد نامناسب اتصال خواهد بود. افت استهلاک انرژی با مقایسه نمونه BH2 و PRCOL6 مشخص می‌گردد. میزان کاهش مقاومت در حدی است که در تغییر مکان متناظر با دوران  $4$  درصد، مقدار آن به  $80\%$  لنگر تیر می‌رسد که رفتار بحرانی را بیان می‌کند. درنهایت، کاهش ارتفاع برکت نشان‌دهنده عملکرد لرزه‌ای نامناسب و مردود شدن نمونه BH2 می‌باشد.



#### ۴-۳- اثر طول براکت

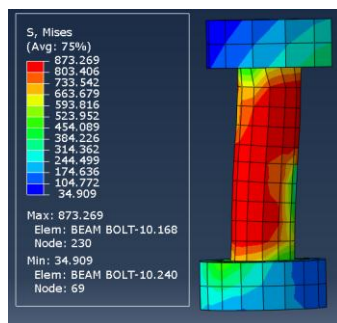
در این قسمت از پژوهش با ثابت نگاه داشتن شرایط پیش‌تیدگی پیچ‌ها در حالت اصطکاکی، طول براکت را نسبت به نمونه طراحی مرجع کم و زیاد میکنیم تا تاثیر آن مشاهده شود. با افزایش طول براکت در نمونه BL1 کاهش مقاومت در چرخه‌های پایانی بارگذاری قابل مشاهده است. به دلیل افزایش طول براکت لنگر پلاستیک در فاصله‌ای دورتر از بر ستون تشکیل می‌شود زیرا محل در نظر گرفته شده برای تشکیل مفصل پلاستیک بلافاصله بعد از براکت لزوماً دارای لنگر موردنیاز جهت تشکیل مفصل پلاستیک نیست. بنابراین، در این مدل میزان انرژی مستهلک شده نسبت به مدل‌های پیشین کمتر است، میزان کاهش مقاومت در دوران ۴٪ کمتر از ۲۰٪ و مورد تأیید آیین‌نامه می‌باشد، و از طرفی میزان کم  $RI$  در این مدل در نقطه‌ی حساس شکل (۱۵)، حاکی از آن است که این نمونه گسیختگی دیرنگامی دارد. ولی استهلاک انرژی این نمونه سبب مردود شدن آن می‌گردد و در مقایسه با نمونه‌های PRCOL5 و PRCOL6 ضعف عملکرد آن مشخص می‌گردد.

در مقابل، با کاهش طول براکت در نمونه BL2 از چرخه‌های ابتدایی بارگذاری، اتصال با کاهش مقاومت شدیدی همراه است و با ایجاد منحنی هیستریزس لاغرتر میزان استهلاک انرژی آن نیز کمتر از BL1 شده است. به علاوه، میزان مقاومت اتصال در دوران ۴٪ کمتر از ۸۰٪ لنگر پلاستیک مقطع تیر است که نشان‌دهنده عملکرد لرزه‌ای نامناسب در آن می‌باشد. بنابراین BL2 اتصال مردودی است.

#### ۴-۴- اثر تعداد پیچ بال تیر

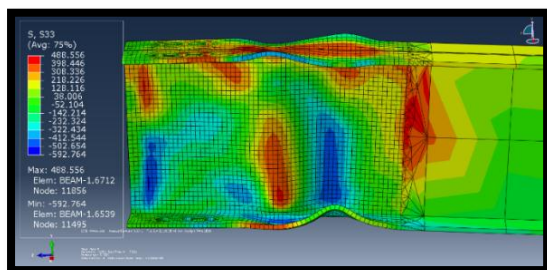
از آنجا که پیچ‌های بال تیر نقش اساسی در رفتار این اتصال بازی می‌کنند، اثر افزایش و کاهش آنها در این بخش از مطالعه بررسی می‌گردد. کاهش تعداد پیچ‌های بال تیر در نمونه BN6، با بالا رفتن قطر آن و بالا رفتن نیروی پیش‌تیدگی آن همراه است؛ و در مقابل، افزایش تعداد پیچ‌ها در بال تیر نمونه BN10، با کاهش قطر پیچ‌ها و کاهش نیروی پیش‌تیدگی آن همراه است. مقدار نیروی پیش‌تیدگی پیچ‌های بال بر اساس ضابطه آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی محاسبه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که کاهش تعداد پیچ‌ها در BN6 سبب کاهش لغزش بین براکت و بال تیر شده و استهلاک انرژی بیشتر در مفصل پلاستیک تیر رخ می‌دهد. ولیکن افزایش تعداد پیچ‌ها در BN10 با افزایش لغزش بین براکت و بال تیر همراه است. این لغزش سبب تغییر شکل‌های گسترده در پیچ‌های بال تیر شده و استهلاک انرژی

شدید در پیچ‌ها به وجود می‌آورد که غیر منطقی و نامطلوب است زیرا منشاء استهلاک انرژی باید مفصل پلاستیک در تیر باشد. شکل (۲۳) تنش موجود بر روی بدنه پیچ را نشان می‌دهد. همچنین تقاضای نیرو در پیچ‌های ستون افزایش می‌یابد و کشش در پیچ‌های ستون نیز به مرحله پلاستیک می‌رسد. تغییرات نیروی محوری در پیچ مورد مطالعه قرارگرفته با توجه به شکل (۱۹) در نمونه BN10 بسیار زیاد است و به گونه‌ای است که پیچ را به گسیختگی می‌رساند و نیروی پیش‌تیدگی آن را به صفر می‌رساند. در واقع عملکرد نامطلوب اتصال سبب افزایش تقاضای نیرو در پیچ‌های ستون و انتقال مفصل به ستون می‌گردد.



شکل ۲۳- توزیع تنش فون میسس در پیچ تیر مدل BN6 و تغییر شکل آن در دوران ۶٪

در دوران ۴٪ نسبت لنگر اتصال به لنگر پلاستیک مقطع در نمونه BN6، ۰/۷۵ و در نمونه BN10، ۱/۸ می‌باشد که نشان‌دهنده مردود شدن نمونه BN6 می‌باشد. نتایج شاخص شکست نشانگر آن است که نمونه BN6 دارای بیشترین پتانسیل شکست می‌باشد، شکل (۲۴)؛ بنابراین استفاده از تعداد پیچ‌های اولیه‌ی ۸ عدد در روش طراحی کایزر مناسب‌ترین طرح است.



شکل ۲۴- توزیع تنش فون میسس و تشکیل مفصل پلاستیک مدل BN6 در دوران ۶٪

با توجه به نتایج نمودارهای انرژی مستهلک شده، نمودار تغییرات نیروی محوری پیچ‌ها، نمودارهای هیستریزس و

شاخص شکست، می‌توان نمونه‌های PRCOL5 و PRCOL6 را به‌عنوان نقطه بهینه برگزید. هدف کلی گزینش نمونه‌ای است که بیشترین انرژی آزاد شده، کمترین شاخص شکست را دارا باشد همچنین به حد پلاستیسیته رسیده باشد و دچار افت محسوس مقاومت نشود و نوسان نیروی محوری پیچ‌ها در آن پایین باشد. اتصال‌های PRCOL5 و PRCOL6 دارای شاخص شکست نسبتاً پایین می‌باشند، همچنین ضوابط آیین‌نامه‌ای پذیرش اتصالات را ارضا می‌کنند.

### ۵- نتیجه گیری

از آنجایی که اتصالات پیش پذیرفته شده کایزر دارای ثبت اختراع بین‌المللی و منع استفاده عمومی است، در این تحقیق، اتصال جدید ارائه‌شده‌ی مشابه با اتصال کایزر تحت بارگذاری چرخه‌ای غیر خطی مطالعه شده است. الزامات لرزه‌ای آیین‌نامه اتصالات، مکانیزم گسیختگی، میزان استهلاک انرژی، پتانسیل شکست در نمونه‌ها، رفتار هیستریزس، و نوسان نیروی محوری پیچ‌ها مواردی است که در طراحی این اتصالات مورد مطالعه قرار گرفته است. در این بررسی اثر تغییر تعداد پیچ‌های اتصال، تغییر طول براکت و تغییر ارتفاع براکت بررسی دقیق شد و در مطالعه اثر لغزش و اصطکاک نیز در پیچ‌های پیش‌تینده مطالعه گردید. نتایج موردی زیر در تحقیق بدست آمد:

۱- در حالت کلی با افزایش مقدار نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های تیر، میزان پینچینگ نمودار افزایش می‌یابد ولیکن بر مقدار انرژی تجمعی آزاد شده افزوده می‌گردد. بیش از ۹۰ درصد انرژی از طریق تیر آزاد خواهد شد و در این نمونه‌ها مقاومت باقی‌مانده پس از چرخش طبقه ۴٪ از ۸۰٪ لنگر پلاستیک مقطع بیشتر است و از این جهت الزامات لرزه‌ای آیین‌نامه را برآورده می‌سازد. در واقع توصیه می‌شود علاوه بر اصطکاک شدن پیچ‌های تیر، پیچ‌های ستون نیز اصطکاک شود تا بهترین عملکرد اتصال معرفی شده رخ دهد.

۲- افزایش ارتفاع براکت بر مقدار انرژی آزاد شده اثر دارد ولیکن باعث بالا رفتن احتمال شکست در نقاط حساس نمونه می‌شود. با کاهش ارتفاع براکت علاوه بر افت مقاومت و کاهش سختی، میزان انرژی مستهلک شده نیز کاهش می‌یابد. از طرفی، مقادیر شاخص شکست در نقطه بحرانی افزایش می‌یابد. بنابراین ارتفاع ارائه شده در ضوابط طراحی اتصال کایزر برای اتصال معرفی شده مناسب‌تر است.

۳- افزایش و کاهش طول براکت مقدار انرژی آزاد شده را کاهش می‌دهد و در زمان شکل‌گیری مفصل پلاستیک تأثیر می‌گذارد. در مدل BL1 مقاومت باقی‌مانده در چرخش طبقه ۴٪ بیش از ۸۰٪ ظرفیت لنگر پلاستیک مقطع بوده ولی این میزان مقاومت برای مدل BL2 بسیار پایین‌تر بوده و از ۸۰٪ کمتر است. بنابراین طول ارائه شده در ضوابط طراحی اتصال کایزر برای این اتصال معرفی شده مناسب‌تر است.

۴- افزایش دو پیچ در اتصال تیر و براکت همراه با کاهش ۵ میلی‌متری قطر آن، سبب افزایش مقدار انرژی آزاد شده در حدود ۴ برابر نسبت به PRCOL1 می‌شود. طبق جدول (۴)، درصد سهم اجزای اتصال (به جز تیر و ستون) در حدود ۸۰٪ کل می‌باشد که علتش کوچکتر بودن قطر سوراخ پیچ بوده و در اثر لغزش، بیشترین انرژی در اثر لهیدگی بین جداره داخلی سوراخ و پیچ‌ها می‌شود، که سبب تغییر فرم پیچ‌ها شده و نامطلوب است. کاهش پیچ‌های تیر سبب تشکیل مفصل پلاستیک با ناحیه‌ی بزرگ در تیر شده و همچنین کماتش جان تیر نیز افزایش خواهد یافت ولیکن با افزایش شاخص شکست احتمال گسیختگی بیشتر می‌شود. مقاومت اتصال در دوران ۴٪ کمتر از ۸۰٪ ظرفیت مفصل پلاستیک خواهد بود. بنابراین تعداد پیچ‌های طراحی نیز براساس ضوابط طراحی اتصال کایزر مناسب‌ترین شرایط را پیش می‌آورد.

۵- نمونه‌های PRCOL5 و PRCOL6 بهترین رفتار را ارائه نمودند و الزامات آیین‌نامه ای را دارا بودند. این نمونه‌ها بر اساس ضوابط کایزر طرح شده بودند و نشان دهنده بهترین عملکرد براساس آیین‌نامه بودند.

در مجموع دو اتصال پیشنهادی PRCOL5 و PRCOL6 ارائه شده می‌توانند با ضوابط اتصال کایزر طرح گردند و عملکرد لرزه ای قابل قبولی در مناطق لرزه خیز داشته باشند. در این تحقیق چندین اتصال براکت پیچی از جنبه‌های مختلف لرزه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت و دو مورد پذیرفته شد.

### ۶- مراجع

- [1] Adey, B.T., Grondin, G.Y. and Cheng, J.J. (2000), "Cyclic Loading of End Plate Moment Connections", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, No. 4, pp. 683-701.
- [2] Gerami, M., Saberi, H., Saberi, V. and Daryan, A.S. (2011), "Cyclic Behavior of Bolted Connections with Different Arrangement of Bolts", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 4, pp. 690-697.
- [3] Shi, G., Shi, Y., Wang, Y. and Bradford, M.A. (2008), "Numerical Simulation of Steel Pretensioned Bolted End-



- [9] Popov, E.P. and Takhirov, S.M. (2002), "Bolted Large Seismic Steel Beam-to-Column Connections Part 1: Experimental Study", Engineering Structures, Vol. 24, No. 12, pp. 1523-1534.
- [10] ANSI/AISC 358s2-14 (2014), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC.
- [11] ANSI/AISC 341-10 (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC.
- [12] Abaqus, Version, A. 6.13. (2013), Documentation, Abaqus User's Guide.
- [13] Yang, J.G., Murray, T.M. and Plaut, R.H. (2000), "Three-dimensional Finite Element Analysis of Double Angle Connections under Tension and Shear", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 54, No. 2, pp. 227-244.
- [14] Ghobadi, M.S., Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Abolmaali, A. (2009), "Seismic Performance of Ductile Welded Connections Using T-stiffener", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 4, pp. 766-775.
- plate Connections of Different Types and Details", Engineering Structures, Vol. 30, No. 10, pp. 2677-2686.
- [4] Seradj, H. (1997), "Ductile End-plate Connections Utilizing Plate Yielding", MSc Thesis, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma.
- [5] Gross, J.L., Engelhardt, M.D., Uang, C.M., Kasai, K. and Iwankiw, N.R. (1999), "Steel Design Guide 12: Modification of Existing welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance", AISC.
- [6] Adan, S.M. and Gibb, W. (2009), "Experimental Evaluation of Kaiser Bolted Bracket Steel Moment-Resisting Connections", Engineering Journal, Vol. 46, No. 3, pp. 181-196.
- [7] Miller, D.K. (1998), "Lessons Learned from the Northridge Earthquake", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4, pp. 249-260.
- [8] Tremblay, R., Filiatrault, A., Timler, P. and Bruneau, M. (1995), "Performance of Steel Structures during the 1994 Northridge Earthquake", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 22, No. 2, pp. 338-360.

### پی نوشت

<sup>۱</sup> ورق کلمپ، دارای مشخصات الاستیک و پلاستیک مشابه تیر است و مانع از تماس مستقیم بین پیچ و بال تیر شده و دارای سوراخ های استاندارد است، فاصله ابتدا و انتهای ورق کلمپ از محور پیچ اول و آخر برکت ۵۱ میلی متر از هر دو سمت است.





# بررسی آزمایشگاهی عملکرد میراگر جدید هیبرید اینرسی دورانی اصطکاکی و مقایسه با میراگر اینرسی دورانی ویسکوز

رضا عزتی<sup>۱\*</sup>، حبیب سعید منیر<sup>۲</sup>، غلامرضا قدرتی امیری<sup>۳</sup>

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه

۳- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران

\* ارومیه، صندوق پستی ۵۷۵۷۱۵۱۸۱۸، reza\_ezzati2016@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶)

## چکیده

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به منظور استهلاک انرژی اعمالی به سازه هنگام وقوع زلزله راهکارهای مختلفی ارائه شده است که میراگرها نیز در این دسته‌بندی قرار می‌گیرند. میراگرها به سبب طراحی نسبتاً ساده و نیز اقتصادی‌تر بودن نسبت به سایر روش‌های استهلاک انرژی، بیشتر مورد توجه محققان قرار گرفته‌اند. در این تحقیق، به منظور بهبود کارایی میراگر اینرسی دورانی، مکانیزم‌های اصطکاکی و ویسکوز به این نوع میراگر افزوده می‌شود. نمونه آزمایشگاهی میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی در آزمایشگاه زلزله دانشگاه ارومیه ساخته شده و در یک قاب ساده مورد مطالعه قرار گرفته است، سپس سازه ۸ طبقه‌ای تحت زلزله‌های کوبه و طیس به منظور بررسی اثرات میراگر ترکیبی ساخته شده در مقایسه با میراگر اینرسی دورانی ویسکوز، مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. میراگرهای مورد نظر را می‌توان همراه انواع مختلفی از بادبندها از جمله چورن و قطری در سازه تعبیه نمود. در مدل مورد مطالعه، ابتدا سازه ۸ طبقه متقارن را در نرم‌افزار SAP 2000 مدل شده، سپس مقاطع حاصله به منظور بررسی اثرات میراگرهای مختلف در نرم افزار ABAQUS 2016 مدل می‌گردد. نتایج بررسی آزمایشگاهی، نشان از بهبود رفتار میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی نسبت به سایر میراگرهای اصطکاکی و از بین رفتن ترمزهای ناگهانی آن‌ها دارد. همچنین پاسخ‌های دینامیکی سازه، کاهش جابه‌جایی حداکثر نظیر طبقه بام و نیز برش پایه سازه را نشان می‌دهد. نتایج تحلیلی نشانگر آن است که میراگرهای اینرسی دورانی ویسکوز نسبت به میراگرهای اینرسی دورانی اصطکاکی سریع‌تر عمل کرده و اقدام به استهلاک انرژی وارده به سازه می‌نماید. اما در نهایت میراگرهای دورانی اینرسی اصطکاکی بهتر از نمونه مشابه ویسکوز عمل خواهد کرد.

## واژگان کلیدی

طراحی لرزه‌ای، میراگر هیبرید اینرسی-دورانی، میرایی اصطکاکی، میرایی ویسکوز

## Experimental Studies of New Hybrid Inertia Rotational Friction Damper and the Compare of It's Performance with Inertia Rotational Viscous Damper

R. Ezzati, H.S. Monir, Gh.R. Amiri

### Abstract

In the Seismic design of Structures, in order to energy damping applied to Structure, when an earthquake occurs, various solutions have been proposed that dampers are also in this category. Due to the relatively simple design and also more economical than other methods of energy dissipations, dampers have been more attention of researchers. In this study, in order to performance improvement of rotational inertia damper, friction and viscous mechanisms added to this type of damper. The experimental sample of rotational friction damper was made in the Urmia university earthquake laboratory and studied in a simple frame. The 8-story structure under Kobe and Tabas will be analyzed to study the effects of made hybrid damper compared with the rotational inertia damper. These intended dampers can be used with different type of braces that embedded in the structure such as Chevron and diameter. At the first in the model studied the 8-story symmetrical structure are modeled in Sap2000. Subsequently the resulting section is modeled in Abaqus2016 to study the effects of different dampers. Experimental laboratory result, is significantly improved Rotational inertia friction damper compared to other friction damper and the loss of their sudden brakes. Also the dynamic responses of structure indicate the reduction of maximum roof displacement and also the base shear of structure. Analytical results indicate that Rotational inertia viscous damper act quickly compared with Rotational inertia friction damper and dissipate the energy applied to structure. But finally Rotational inertia friction damper will behavior better than similar viscous damper.

### Keywords

Seismic design, Inertia-Rotational Damper, Friction damping, Viscous damping

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۳۳



جابه‌جایی، مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند که نتیجه آن بهبود عملکرد میراگر هیبرید، نسبت به میراگرهای ویسکوز و اصطکاکی و همچنین اینرسی دورانی به صورت مجزا بوده است. همچنین بیان داشتند که میراگر هیبرید به خوبی در حرکات لرزه‌ای در پربودهای طولانی و کوتاه عمل خواهد کرد.

Dragush و Soong [۴] به منظور ساخت ساختمان‌های مقاوم در برابر نیروهای زلزله، یکی از روش‌های اقتصادی، استفاده از میراگر یا وسایل اتلاف انرژی است. در این میان میراگرهای اصطکاکی یکی از انواع وسایل اتلاف انرژی است که عملکرد خوبی در کاهش نیروهای دینامیکی وارده به سازه داشته همچنین می‌توان بیان کرد که از جمله اقتصادی‌ترین آنها نیز به شمار می‌آیند.

با بکارگیری از لنت ترمز به عنوان یک عنصر مقاوم در برابر رفتار سایشی در میراگر جدید اصطکاکی به همراه لنت ترمز (FBP) و بررسی نمونه‌های آزمایشگاهی می‌توان دریافت که افزودن خاصیت اصطکاکی، موجب پایداری سازه در مقابل تغییر شکل‌ها می‌گردد. از دیگر ویژگی‌های میراگر مذکور می‌توان به پایداری در سیکل‌های زیاد، وابستگی خطی انرژی اتلافی با تغییر مکان، ایجاد محدوده وسیعی از بار لغزش در میراگر و تعدادی مورد دیگر بیان نمود. با توجه به موارد ذکر شده برای میراگر فوق، می‌توان دریافت که میراگر FBP جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌ها در برابر نیروهای دینامیکی، بسیار مفید و مؤثر است [۵].

## ۲- میراگرهای ترکیبی

همان‌طور که پیش از این بیان گردید به منظور بهبود رفتار سازه‌ها در مقابل انرژی وارده می‌توان از انواع میراگرها استفاده نمود. اما خود این میراگرها گاه‌ها به دلیل عملکرد تک کاره، دارای معایبی هستند. استفاده از سیستم ترکیبی استهلاکی انواع میراگرها با یکدیگر، می‌تواند معایبی که ناشی از تک کاره بودن مستهلک‌کننده‌هاست را بر طرف نماید.

### ۲-۱- میراگر اینرسی دورانی

در میراگر اینرسی دورانی دریافت داخل طبقه‌ای توسط یک پیچ ساچمه‌ای<sup>۱</sup> -وسیله‌ای مکانیکی است برای تبدیل حرکت چرخشی به حرکت خطی و برعکس با کمترین اصطکاک ممکن- به حرکات دورانی در میراگر تبدیل می‌شود و با این چرخش جسم دوار، انرژی جنبشی تولید می‌گردد. این انرژی ورودی می‌تواند از طریق سیال ویسکوز داخل دمپر، که می‌تواند

تحت تحریک زلزله، سازه‌ها متحمل خرابی‌های زیادی می‌گردند و حتی ممکن است تا مرز فروریزش پیش بروند. به منظور تأمین پاسخ لرزه‌ای مناسب سازه، سه روش شناخته شده و مؤثر وجود دارد که عبارتند از: جداسازی لرزه‌ای، اتلاف انرژی در مفاصل پلاستیک و استفاده از وسایل کنترلی در سازه.

در میان این روش‌ها، روش جداسازی لرزه‌ای یک روش مناسب اما پرهزینه و پیچیده می‌باشد اساس کار این روش تغییر دادن پریود طبیعی سازه می‌باشد که باعث جداسازی سازه از تحریک زمین گردیده و در نتیجه منجر به کاهش نیروی جانبی که سازه باید تحمل کند می‌شود. در سازه‌های معمولی که تحت بارهای تصادفی و غیرقابل پیش‌بینی نظیر زلزله قرار می‌گیرند مفاصل پلاستیک وظیفه جذب انرژی ورودی را بر عهده دارند. این مفاصل در نزدیکی اتصال تیر به ستون تعبیه شده و متحمل تغییر شکل‌های غیر الاستیک زیادی شده و از این طریق انرژی زلزله را جذب می‌نمایند.

اما در سال‌های اخیر ایده استفاده از وسایل جاذب انرژی مکانیکی در سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است. این وسایل جاذب انرژی، انرژی زلزله را جذب نموده و باعث کاهش اثرات منفی آن روی اعضاء بحرانی سازه که نیازمند عملکرد آنها پس از زلزله هستیم می‌گردد. مزیت این دسته از مستهلک‌کننده‌ها در این است که، بعد از وقوع زلزله می‌توان تنها این وسایل کنترلی را که در باربری ثقیلی سازه مؤثر نیستند را به راحتی و بدون ایجاد خلل در باربری سازه تعمیر و یا تعویض نمود [۱].

مستهلک‌کننده‌های انرژی را می‌توان به سه دسته فعال، نیمه فعال و غیر فعال تقسیم‌بندی کرد. سیستم‌های غیر فعال نیز خود عموماً به دو دسته تقسیم بندی می‌شوند:

۱- مستهلک‌کننده‌های وابسته به سرعت حرکت همانند میراگرهای ویسکوز

۲- مستهلک‌کننده‌های وابسته به تغییر مکان مانند میراگرهای اصطکاکی و فلزی (FEMA 273, 1997) [۲].

میراگر مورد بحث در این مقاله از نوع غیر فعال بوده و در حالت ترکیبی با خاصیت ویسکوز از نوع وابسته به سرعت و در حالت اصطکاکی از نوع میراگرهای وابسته به تغییر مکان خواهد بود.

در سال ۲۰۱۴ Enomoto و همکارانش [۳] در بررسی‌های خود میراگر هیبرید اینرسی دورانی ویسکوز و اصطکاکی را با استفاده از الگوریتم ژنتیک و با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی



روغن سیلیکونی<sup>۲</sup> باشد که در دمپرها و ویسکوز اینرسی - دورانی<sup>۳</sup> تعبیه شده است و یا از طریق اصطکاک بین جسم در حال چرخش و لوله های خارجی در میراگر اینرسی اصطکاکی دورانی<sup>۴</sup> اتلاف گردد.

در سال ۲۰۱۶ Makris و همکارانش در تحقیقاتی بر روی اثرات میرایی اینرسی دورانی بر مستهلک نمودن انرژی وارده بر سازه ها دریافتند که این دسته از سیستم های میرایی دارای مزیت های منحصر به فردی به خصوص در میرایی جابه جایی طیفی سازه های با پرورد طولانی هستند. بکارگیری این نوع میراگر می تواند در سازهایی همچون پل ها که دارای پروردهای طولانی می باشند بسیار مؤثر باشد [۶].

### ۲-۲- میراگر دورانی اینرسی - ویسکوز

در معادلات حرکتی یک سیستم، یک درجه آزادی دارای میراگر RIVD فرض شده است که نیروی میرایی، متناسب با سرعت جرم در حال چرخش می باشد. با توجه به فرض فوق الذکر انرژی جنبشی ( $T$ )، انرژی پتانسیل ( $V$ ) و انرژی اتلاف شده توسط میراگر به ترتیب در روابط (۱) تا (۳) آورده شده است.

$$T = \frac{1}{2} M \dot{x}^2 + \frac{1}{2} I \omega^2 \quad (1)$$

$$V = \frac{1}{2} K x^2 \quad (2)$$

$$\delta W = -F_d \delta \omega = -D \dot{\omega} \delta \omega \quad (3)$$

در روابط بالا مقادیر  $x$  و  $\omega$  به شرح زیر مرتبند:

$$\omega = \frac{2\pi}{\rho} x \quad (4)$$

در این رابطه،  $\rho$  گام پیچ ساچمه ای،  $M$  و  $K$  به ترتیب جرم و ماتریس سختی سیستم یک درجه آزادی،  $x$  جابه جایی سیستم،  $I$  و  $\omega$  به ترتیب ممان دورانی و ممان اینرسی جرم داخل دمپر هستند و  $\delta$  نشان دهنده تغییرات است.  $D$  ضریب میرایی است که به عوامل مختلفی همچون گام های پیچ ساچمه ای، اندازه جرم چرخشی، ویسکوزیته سیال ویسکوز، فاصله بین جسم در حال چرخش و دیواره خارجی وابسته است.

### ۲-۳- میراگر دورانی اینرسی اصطکاکی

معادله حرکت سیستم یک درجه آزادی همراه با میراگر RIVD با استفاده از روش لاگرانژ مطابق رابطه (۵) محاسبه خواهد شد.

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = -I \frac{4\pi^2}{\rho^2} \dot{x} - D \frac{4\pi^2}{\rho^2} + F(t) \quad (5)$$

که  $C$  ضریب میرایی اصلی و  $F(t)$  بار خارجی می باشد. با حل معادله سمت راست رابطه (۴)، نیروی کنترلی میراگر اینرسی دورانی به صورت رابطه (۶) محاسبه خواهد شد [۷].

$$U_d = -I \frac{4\pi^2}{\rho^2} \dot{x} - D \frac{4\pi^2}{\rho^2} \quad (6)$$

با بازنویسی معادله (۵) به صورت زیر می توان اقدام به حل معادله نمود:

$$(M + \frac{4\pi^2}{\rho^2}) \ddot{x} + (C + D \frac{4\pi^2}{\rho^2}) \dot{x} + Kx = F(t) \quad (7)$$

حال با تقسیم طرفین معادله فوق بر جرم سازه  $M$  معادله زیر را خواهیم داشت:

$$(1 + \frac{I}{M} \frac{4\pi^2}{\rho^2}) \ddot{x} + (2\xi_0 \omega_0 + \frac{D}{M} \frac{4\pi^2}{\rho^2}) \dot{x} + \omega_0^2 x = \bar{f}(t) \quad (8)$$

که در این رابطه  $\bar{f}(t) = F(t)/M$  برابر شتاب ثقلی زمین حین رخداد زلزله می باشد. در رابطه ۸،  $X$  جابه جایی نسبی سازه می باشد. در نهایت به منظور محاسبه  $\mu$  و  $\xi_d$  می توان معادله (۸) را به صورت نهایی ذیل ساده سازی نمود:

$$(1 + \mu) \ddot{x} + 2(\xi_0 + \xi_d) \omega_0 \dot{x} + \omega_0^2 x = \bar{f}(t) \quad (9)$$

که نسبت جرم معادل  $\mu$  و میرایی معادل  $\xi_d$  به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\mu = \frac{I}{M} \frac{4\pi^2}{\rho^2} ; \quad (10)$$

$$\xi_d = \frac{D}{M} \frac{2\pi^2}{\rho^2} \frac{1}{\omega_0}$$

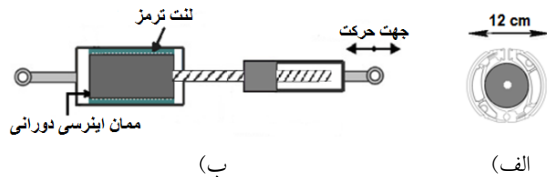
### ۳- مطالعات آزمایشگاهی میراگر اینرسی دورانی

#### اصطکاکی

در مدل سازی میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی، از مخزنی شبیه مخزن استوانه ای میراگرهای ویسکوز استفاده شده با این تفاوت که به جای ماده ویسکوز از لنت ترمز استفاده شده است. در نمونه آزمایشگاهی، میراگر هیبرید در یک قاب IPE12 به ابعاد ۱۱۸ سانتی متری قرار داده شده است شکل (۱). در طراحی داخلی میراگر از لنت های منحنی شکل، پارس لنت با سختی بسیار بالا و ضریب اصطکاک ۰/۳ استفاده گردیده و هدف از ساخت چنین میراگری بهبود رفتار میراگرهای اصطکاکی با استفاده از خاصیت اینرسی افزوده شده به آن می باشد. افزوده شدن اینرسی به خاصیت اصطکاکی باعث از بین رفتن ترمزهای ناگهانی و قفل شدگی ها، در منحنی هیستریزس میراگرهای اصطکاکی می شود و رفتار میراگر اصطکاکی نرم تر و جذب انرژی آن نیز به واسطه وجود اینرسی بهتر خواهد شد.



فولاد و به طول ۲۵ سانتی متر استفاده گردیده است. با استفاده از جک هیدرولیکی، جابه‌جایی با دامنه ۳ سانتی متر و فرکانس ۰/۵ HZ به قاب مجهز به میراگر اعمال می‌شود. نتایج تحلیل به صورت منحنی هیستریزیس می‌باشد. منحنی هیستریزیس میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی در شکل (۳) در مقایسه با منحنی هیستریزیس میراگر اصطکاکی معادل آن که در نرم افزار آباکوس مدل‌سازی شده است آورده شده و مقایسه آن‌ها نشان از بهبود رفتار میراگر اصطکاکی با افزودن خاصیت اینرسی می‌باشد.



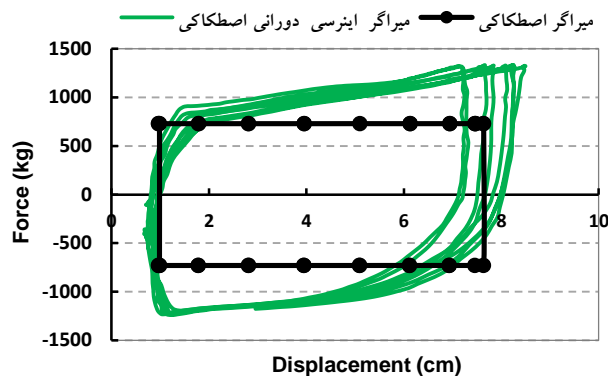
شکل ۲- الف) سطح مقطع میراگر و ب) تصویر شماتیک میراگر

در شکل (۲) شکل شماتیک میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی و برش مقطع آن آورده شده است.



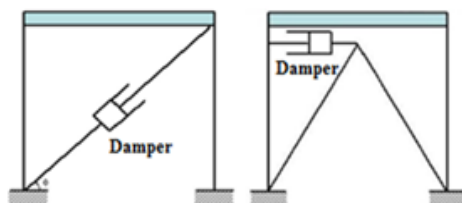
شکل ۱- میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی ساخته شده در آزمایشگاه زلزله دانشگاه ارومیه

در ساخت میراگر از استوانه‌ای به قطر ۱۲ سانتی متر و وزنه تو خالی با قطر داخلی ۲ و قطر خارجی ۹ سانتی متری از جنس



شکل ۳- منحنی هیستریزیس میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی و میراگر با خاصیت اصطکاکی تنها

ابتدا سازه‌های ۴ و ۸ طبقه بدون مهاربند تحت بارگذاری‌های متعارف آیین نامه‌ای در نرم‌افزار SAP 2000 طراحی شده سپس مقاطع بهینه آنها مطابق جدول (۱) به نرم‌افزار ABAQUS 2016 منتقل شده و بارهای وارده بر سازه را به عنوان بار لرزه‌ای به گره‌های سازه جدید اعمال می‌نماییم.



شکل ۴- تصویر شماتیک میراگر اینرسی دورانی در قاب دو بعدی با بادبند چورون و قطری

#### ۴- مدل‌سازی عددی سازه مورد مطالعه

در این بخش ابتدا با استفاده از نرم افزارهای ABAQUS و SAP2000 به مدل‌سازی میراگرهای اینرسی دورانی ویسکوز و اصطکاکی که توسط Hwang و همکارانش (۲۰۰۷) معرفی گردید در سازه ۸ طبقه فولادی می‌پردازیم. سپس نتایج بدست آمده را با آزمایشگاهی مقایسه گردیده تا صحت مدل‌سازی مورد تأیید قرار گیرد.

به منظور مدل‌سازی میراگر در آباکوس از خاصیت Wire مدل Interaction استفاده، همچنین نوع تحلیل در نرم افزار اجزاء محدود آباکوس Dynamic Explicit انتخاب شده است. در شکل (۴) تصویر شماتیک مدل‌سازی میراگر در بادبند چورون و قطری آورده شده است.

جدول ۱- مقاطع بدست آمده از آنالیز سازه در SAP2000

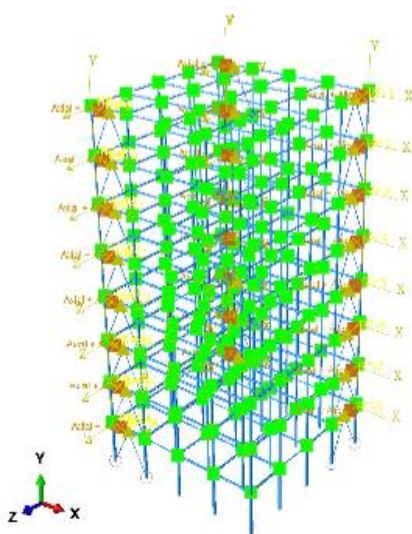
تعداد طبقات	شماره طبقه	مقاطع تیر	مقاطع ستون
۸	۱-۴	IPE450	IPB340
	۵-۶	IPE360	IPB320
	۷-۸	IPE 330	IPE300

کاهش پاسخ دینامیکی ساختمان ۸ طبقه گردیده است. در شکل (۶) و (۷) به ترتیب نمودارهای جابه‌جایی مربوط به زلزله کوبه و طبس نشان داده شده و برش پایه حداکثر سازه ۸ طبقه نیز برای دو زلزله کوبه و طبس در شکل (۸) و (۹) آورده شده است. همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود رفتار میراگرهای ترکیبی منجر به کاهش پاسخ‌های دینامیکی شده است. با این تفاوت که در ابتدا وقوع زلزله میراگر ویسکوز سریع‌تر وارد فرایند استهلاک انرژی شده، اما بعد از گذشت چند ثانیه از رخداد زلزله میراگر اصطکاکی بهتر عملکرد کرده و بیشتر بهتر از میراگر دورانی ویسکوز اقدام به مستهلک نمودن نیروی وارده به سازه کرده است. که این به دلیل نیاز میراگرهای اصطکاکی به یک سطح انرژی فعال سازی خاص و شروع به فعالیت بعد از اعمال جابه‌جایی اولیه به سازه است. به منظور بررسی کمی بهبود عملکرد میراگرهای استفاده شده در سازه، از داده‌های خروجی نرم‌افزار در جدول (۲) و (۳) استفاده شده است. جدول (۲) مربوط به بهبود پاسخ‌های دینامیکی جابه‌جایی سازه ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت زلزله‌های کوبه و طبس و جدول (۳) نیز مربوط به کاهش برش پایه حداکثری سازه مورد مطالعه تحت همان شتاب‌نگاشت‌های کوبه و طبس می‌باشد.

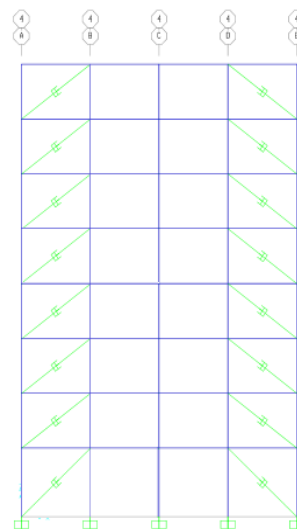
در شکل (۵) تصویر مدل‌سازی سازه ۸ طبقه در محیط SAP2000 و ABAQUS نشان داده شده است. در این مدل‌سازی، برای مدل کردن میراگر اینرسی دورانی اصطکاکی از مدل بادبند قطری و برای مدل کردن میراگر اینرسی دورانی ویسکوز از بادبند چورون استفاده شده است. در این تحقیق بیشتر تأثیرات میراگرهای دورانی در زلزله‌های حوزه نزدیک اما با قدرت‌های متفاوت مورد بررسی قرار گرفته‌اند. بدین منظور از شتاب‌نگاشت زلزله‌های کوبه و طبس استفاده شده و در این تحقیق نیز مقایسه‌ای بین عملکرد این دو نوع میراگر صورت گرفته است.

#### ۵- نتایج عملکرد میراگرها در سازه

در آنالیزهای انجام گرفته، برای سازه هیچ‌گونه میرایی ذاتی در نظر گرفته نشده است و صرفاً اثرات میراگرها در سازه، منجر به

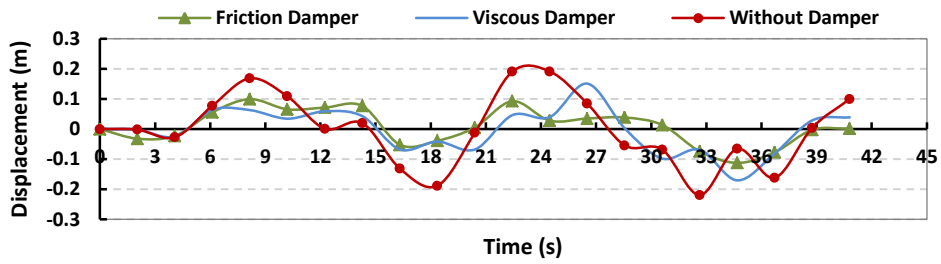


ب) میراگر دورانی

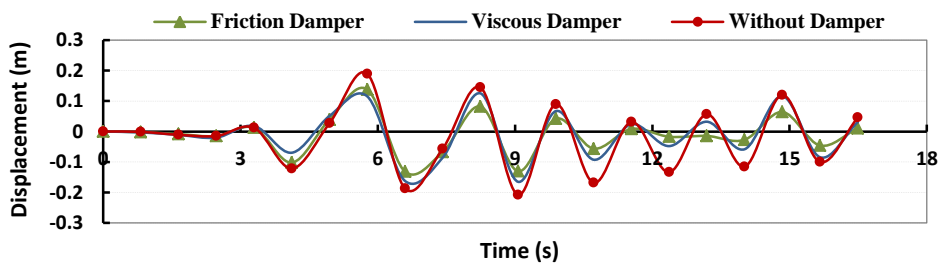


الف) میراگر دورانی اصطکاکی

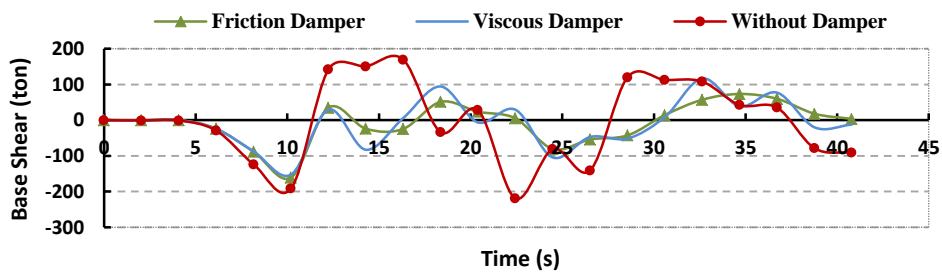
شکل ۵- مدل‌سازی ساختمان ۸ طبقه در نرم افزار



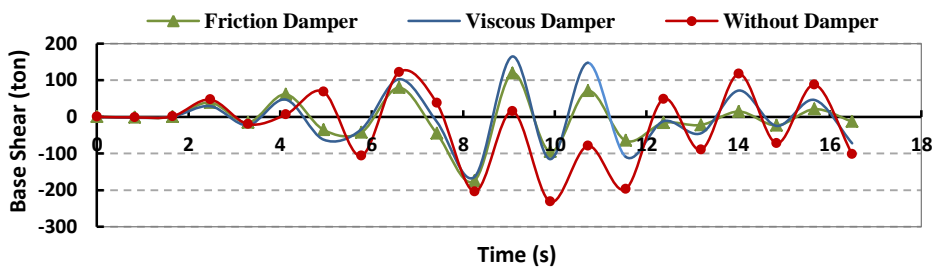
شکل ۶- منحنی جابه‌جایی-زمان سازه ۸ طبقه تحت زلزله کوبه



شکل ۷- منحنی جابه‌جایی-زمان سازه ۸ طبقه تحت زلزله طبس



شکل ۸- منحنی برش پایه-زمان سازه ۸ طبقه تحت زلزله کوبه



شکل ۹- منحنی برش پایه-زمان سازه ۸ طبقه تحت زلزله طبس

جدول ۲- حداکثر جابه‌جایی بام (cm) و درصد کاهش حداکثری جابه‌جایی

زلزله	بدون میراگر	میراگر هیبرید دورانی اینرسی اصطکاکی	درصد بهبود رفتار دینامیکی	میراگر هیبرید دورانی اینرسی ویسکوز	درصد بهبود رفتار دینامیکی	درصد کاهش حداکثر
کوبه	۲۱/۹۱	۱۱/۲۳	%۴۸/۷۷	۱۷/۰۴	%۲۲/۲۴	%۴۴/۷۷
طیس	۲۰/۸۲	۱۳/۷۹	%۳۳/۷۷	۱۶/۵۱	%۲۰/۷۱	%۳۳/۷۷

جدول ۳- حداکثر برش پایه (ton) و درصد کاهش حداکثری برش پایه

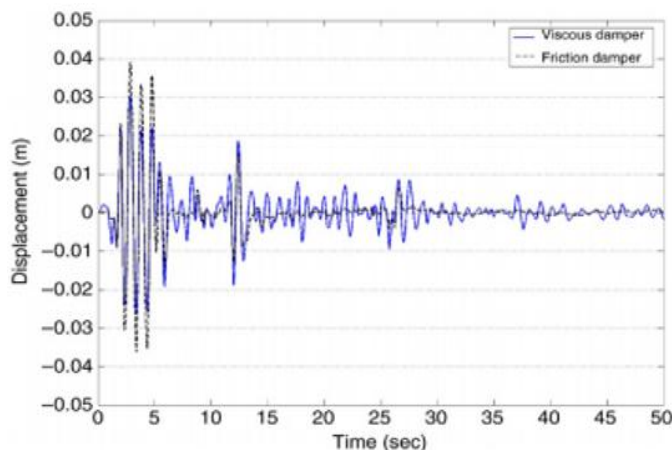
زلزله	بدون میراگر	میراگر هیبرید دورانی اینرسی اصطکاکی	درصد بهبود رفتار دینامیکی	میراگر هیبرید دورانی اینرسی ویسکوز	درصد بهبود رفتار دینامیکی	درصد کاهش حداکثر
کوبه	۲۱۹/۲۳	۱۶۰/۷۴	%۲۶/۶۸	۱۵۲/۵۵	%۳۰/۴۱	%۳۰/۴۱
طیس	۲۳۱/۵۴	۱۷۳/۹۸	%۲۴/۸۴	۱۶۴/۷۶	%۲۸/۸۴	%۲۸/۸۴

## ۶- بحث و نتیجه‌گیری

افزودن خاصیت اینرسی به میراگر اصطکاکی منجر به بهبود رفتار هیستریزس میراگرهای اصطکاکی می‌شود؛ که می‌توان نمود آن را در تغییر، زاویه‌های ۹۰ در منحنی‌های اصطکاکی به منحنی‌های نرم‌تر در منحنی هیستریزس میراگرهای اینرسی دورانی اصطکاکی مشاهده نمود شکل (۳). همچنین به واسطه وجود خاصیت اینرسی، ترمزهای ناگهانی و دفرمیدگی در میراگرهای اصطکاکی از بین خواهد رفت.

همان‌طور که پیشتر بیان گردید Enomoto و همکارانش (۲۰۱۴) در مقاله خود به بررسی عملکرد میراگرهای هیبرید اینرسی دورانی ترکیب شده با خاصیت‌های ویسکوز و

اصطکاکی با استفاده از الگوریتم ژنتیک و تحلیل تاریخیچه زمانی جابه‌جایی حداکثر سازه پرداختند که نتیجه آن بهبود رفتار سازه مقاوم سازی شده با میراگرهای جدید هیبریدی بوده است، با این تفاوت که میراگرهای اینرسی دورانی ویسکوز سریع‌تر از میراگرهای اینرسی دورانی اصطکاکی اقدام به استهلاک انرژی می‌نمودند. نتایج مربوط به بررسی اثرات میراگر بر جابه‌جایی سازه مورد مطالعه در مقاله Enomoto و همکارانش در ۲۰۱۴ در شکل (۱۰) آورده شده است که می‌توان نتایج آنها را با نتایج این مقاله که در اشکال (۶) تا (۹) همچنین جداول (۲) و (۳) آورده شده مقایسه گردد.



شکل ۱۰- نمودار مقایسه‌ای جابه‌جایی-زمان میراگرهای هیبرید دورانی ویسکوز و اصطکاکی [۳]

دورانی اصطکاکی نسبت به میراگر هیبرید اینرسی دورانی ویسکوز در کاهش جابه‌جایی حداکثر بام خیلی بهتر عمل کرده و بازدهی میراگر اصطکاکی تقریباً ۲ برابر میراگر ویسکوز در کاهش برش پایه بوده است.

تحلیل سازه ۸ طبقه تحت زلزله‌های طیس و کوبه نشان از عملکرد مناسب میراگرهای هیبرید اینرسی دورانی اصطکاکی و ویسکوز در زلزله‌های حوزه نزدیک دارد. با این وجود با توجه به نتایج بدست آمده می‌توان بیان کرد میراگر هیبرید اینرسی

- [2] EMA 273, NEHRP., (1997), Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by the Building Seismic Safety Council for Federal Emergency Management Agency, Washington DC, US.
- [3] Enomoto, Y., Fujita, S. and Minagawa K. (2014), "Study on Viscous-Friction Hybrid Damper Installed in Industrial Plants", Proceedings of the ASME 2014 Pressure Vessels & Piping Conference , PVP2014-28380.
- [4] Soong, T.T and Dragush, G.F. (1997), "Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering", John Wiley and Sons.
- [5] خالقیان، ف. و تهرانی زاده، م. (۱۳۸۷)، "طراحی یک نوع میراگر اصطکاکی جدید همراه با لنت ترمز"، مجله علمی پژوهشی زلزله شناسی و مهندسی زلزله (JSEE)، شماره ۴، ص. ۱۷۱-۱۸۲.
- [6] Makris, N. and Kampas, G. (2016), "Seismic Protection of Structures with Supplemental Rotational Inertia", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 142, No. 11, pp. 04016089.
- [7] Hwang, J.S., Kim, J. and Kim Y. M. (2007), "Rotational Inertia Dampers with Toggle Bracing for Vibration Control of a Building Structure", Engineering Structures, Vol. 29, No. 6, pp. 1201-1208.

میراگر هیبرید اینرسی دورانی ویسکوز، نسبتاً رفتار بهتری در کاهش برش پایه سازه ۸ طبقه نسبت به نوع اصطکاکی داشته است. اما این اختلاف خیلی چشمگیر نبوده است و رفتار هر دو میراگر در مجموع برای کاهش برش پایه تقریباً مشابه بوده است. همانند نتیجه مقاله مرجع این تحقیق، میراگر ویسکوز سریع‌تر از میراگرهای اصطکاکی اقدام به کنترل و کاهش پاسخ‌های دینامیکی داشته است که این می‌تواند به دلیل نیاز به سطح انرژی خاص در فعال سازی میراگرهای اصطکاکی باشد. این نقیصه در میراگر هیبرید اینرسی دورانی اصطکاکی نیز دیده می‌شود.

## ۷- مراجع

[۱] زهرائی، س، م. و تخم پاش، ع. (۱۳۸۸)، "بررسی عملکرد سیستم ترکیبی میراگرهای ویسکو الاستیک و اصطکاکی در برابر زلزله های حوزه نزدیک"، هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، شیراز، دانشگاه شیراز.

## پی نوشت

- <sup>1</sup> Ball screw
- <sup>2</sup> Silicon oil
- <sup>3</sup> Rotational inertia-viscous dampers
- <sup>4</sup> Rotational inertia-friction damper





## بررسی رفتار اتصالات BSB تحت اثر بارهای تناوبی

مرتضی کاظمی تربقان<sup>۱</sup>، محمدرضا سهرابی<sup>۲\*</sup>، حسن حاجی کاظمی<sup>۳</sup>

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

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

۳- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

\* زاهدان، صندوق پستی ۹۸۱۵۵-۹۸۷، sohrabi@hamoon.usb.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۱/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۷/۱۴)

### چکیده

روش‌های نوین اجرای ساختمان‌ها جهت بهبود کیفیت ساخت، کاهش در زمان و هزینه و افزایش بهره‌وری آن‌ها همواره مورد نظر محققین بوده است که یکی از این روش‌ها، استفاده از فرم‌های سازه‌ای پیش ساخته مدولار می باشد. فرم سازه‌ای BSB (Broad Sustainable Building) یک فرم فولادی پیش ساخته مدولار جدید با اتصالاتی ویژه می باشد. در این پژوهش اثر ضخامت ورق‌های اتصال، استفاده از سخت کننده با ابعاد مختلف و استفاده از زائده هرمی شکل بر منحنی بار-تغییر مکان تحت بارگذاری تناوبی اتصال این فرم سازه‌ای مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. جهت مدل‌سازی اتصالات این فرم سازه‌ای از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS استفاده شده که ابتدا با نتایج یک مدل آزمایشگاهی صحت سنجی شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش ۵۰ درصدی ضخامت ورق‌های اتصال، به ترتیب باعث افزایش حدود ۵۶/۷، ۵۱/۱ و ۱۹ درصدی نیروی جاری شدن، تغییر مکان لحظه شروع جاری شدن و نیروی ماکزیمم قابل تحمل اتصال می‌شود. هم‌چنین نتایج نشان دهنده آن است که، اتصال دارای شکل پذیری بسیار مناسبی می‌باشد به طوری که بیشتر نمونه‌ها دورانی برابر با ۰/۰۷ رادیان را بدون کاهش در نیروی قابل تحمل و گسیختگی در اتصال را تحمل می‌نمایند.

### واژگان کلیدی

اتصال ویژه، منحنی نیرو-تغییر مکان، بارهای تناوبی

## Study of BSB Connections Behavior under Cyclic Loads

M. Kazemi Torbaghan, M. Sohrabi, H. Haji Kazemi

### Abstract

Researchers have been long investigating modern constructional approaches to improve the efficiency and reliability of the constructs and decrease time, costs, and effort. One such modern constructional approach is the use of prefabricated modular construction forms. Broad sustainable building (BSB) is a modern prefabricate modular steel form with special connections. In this paper, we investigate the effects of the thickness of the connection plates, the use of stiffener with different dimensions, and the use of a pyramid-shaped section on the load-displacement curve under cyclic loading. We use the finite-element software "ABAQUS" to model the connections. For verification of the obtained results from the software has been checked by comparing them with experimental models. The obtained results indicate that 50% increment in the thickness of the connection plates causes an increment of approximately 7.56%, 1.51% and 19% in yielding force, the displacement at the beginning of the yielding, and maximum bearable force by the connection respectively. The obtained results also demonstrate that the connection has a good ductility such that most of the samples can bear a rotation of 0.70 radian without a decrease in the bearable load or a failure in the connection.

### Keywords

Special connection, Force-displacement curve, Cyclic load



اجزا اتصال در جدول (۱) نشان داده شده است.

از مزایای این فرم می‌توان به موارد زیر اشاره نمود [۲]:

۱- کاهش در مصرف میزان فولاد مصرفی نسبت به ساختمان‌های مشابه

۲- سرعت اجرای زیاد

۳- استفاده از اتصالات فولادی مدولار

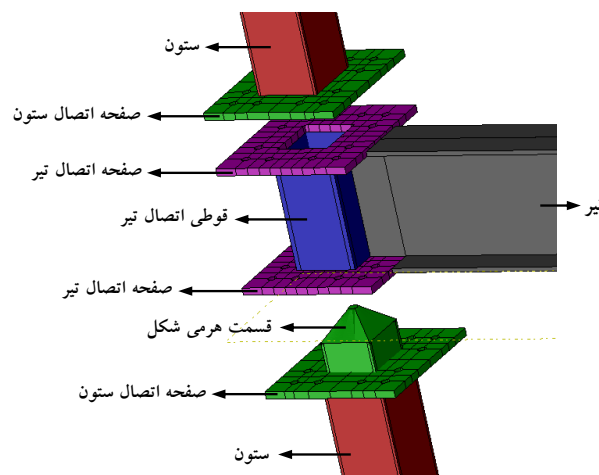
۴- سهولت و کاهش میزان حمل مصالح نسبت به سازه‌های معمولی بطوری‌که تمامی لوازم هر طبقه از قبیل ستون‌ها، بادبندهای قطری، دیوارها، درها و پنجره‌ها بر روی صفحه سقف طبقه زیرین قرار گرفته و به محل حمل می‌گردد.

منحنی تغییر مکان - نیرو را می‌توان به روش‌های نظری یا تجربی تعیین نمود. از آنجا که بررسی رفتار اتصال با استفاده از تحلیل‌های کلاسیک سازه‌ای به دلیل معین نبودن تغییر شکل‌های اجزای اتصال و رفتار غیر خطی هندسی مصالح بسیار سخت و دشوار است و همچنین بررسی آزمایشگاهی دارای هزینه بالا بوده و برای نمونه‌های مختلف غیر عملی می‌باشد، لذا در این پژوهش از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS جهت مدل‌سازی استفاده شده است. صحت سنجی نتایج عددی توسط یک مدل که نتایج آزمایشگاهی آن موجود است صورت گرفته، و سپس اثر پارامترهای موثر اتصال بر منحنی تغییر مکان - نیرو مورد مطالعه قرار گرفته است.

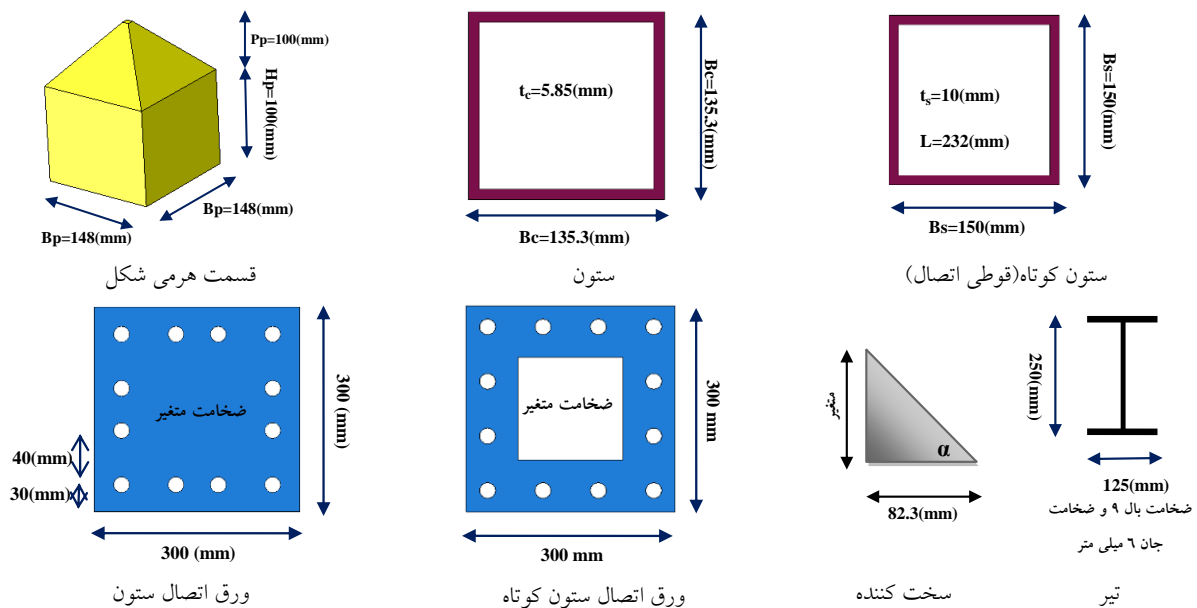
نتایج نشان می‌دهد که اتصالات مورد مطالعه دارای ظرفیت بسیار بالایی بوده و در برابر بارهای تناوبی عملکرد بسیار مناسبی دارد. در ادامه برخی از تحقیقات انجام شده در این زمینه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

فرم‌های سازه‌ای متفاوتی جهت طراحی سازه‌ها موجود می‌باشد که از مهم‌ترین عوامل در انتخاب آن‌ها جهت طراحی یک سازه می‌توان به پلان داخلی، روش اجرا، نوع مواد، معماری و شکل خارجی ساختمان، نوع و مقدار بارهای خارجی و ارتفاع ساختمان اشاره نمود [۱]. فرم سازه‌ای BSB جزو فرم‌های فولادی مدولار است که تماماً به صورت پیش ساخته در کارخانه ساخته شده و به محل حمل و اجرا می‌گردد. این فرم به گونه‌ای طراحی شده است که تمام عملیات ساخت و تولید مربوط به تیرها، ستون‌ها، بادبندها، سقف‌ها، درها و پنجره‌ها در کارخانه صورت گرفته و سپس به محل حمل شده و توسط پیچ به یکدیگر متصل و اجرا می‌گردد. در این پژوهش به بررسی اثر پارامترهای موثر این اتصال بر منحنی نیرو-تغییر مکان تحت بارگذاری تناوبی پرداخته می‌شود.

اجزا این فرم سازه‌ای شامل ستون‌هایی با مقطع قوطی شکل می‌باشند که، در ابتدا و انتها به ورق‌های اتصال افقی ختم می‌گردند. برای تیرهای این فرم سازه‌ای می‌توان از مقاطع نبشی به صورت دابل در بالا و پایین و یا از مقاطع I شکل استفاده نمود. در بین ستون‌های طبقات یک ستون کوتاه با مقطع قوطی قرار گرفته است که در ابتدا و انتهای آن ورق‌های اتصال نیز موجود می‌باشد. بر روی صفحات اتصال ستون‌های طبقات و ستون‌های کوتاه سوراخ‌هایی تعبیه شده است که با استفاده از پیچ این مقاطع به یکدیگر متصل می‌شوند. اتصال تیر به ورق‌های اتصال ستون کوتاه به وسیله جوش مستقیم و یا به وسیله ورق‌های اتصال تیر و با استفاده از پیچ صورت می‌گیرد. اجزای اتصال و نحوه اتصال آن‌ها در شکل (۱) و ابعاد و اندازه



شکل ۱- نمایش اجزای اتصال



شکل ۲- نمایش ابعاد و اندازه اجزا اتصال

بتن پرداختند. آن‌ها دو اتصال در مقیاس کامل را تحت بارگذاری تناوبی شبه استاتیکی قرار دادند و مقاومت، سختی، شکل پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و توزیع کرنش را در بارهای تناوبی مختلف ارزیابی نمودند. نتایج نشان می‌دهد که شکل اتصال، رفتار هیستریزس پایدار با سطح مناسبی از مقاومت و سختی را فراهم می‌آورد.

Ghassemieh و همکارانش [۷] با استفاده از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS به بررسی عددی اتصالات با ورق‌های انتهایی تحت بارهای سیکلی پرداختند. آن‌ها در ابتدا جهت صحت سنجی نتایج را با یک مدل آزمایشگاهی مقایسه نموده و سپس به مدل‌سازی با نرم افزار پرداختند. آن‌ها بیان نموده‌اند که تغییر ابعاد اعضای اتصال بر روی پاسخ لرزه‌ای اتصال تاثیر می‌گذارد به طوری که افزایش عمق ستون و سختی اتصال سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌شود. هم‌چنین ضخامت ورق‌های انتهایی باید طوری انتخاب گردد که، ظرفیت آن‌ها از لنگر پلاستیک تیر بزرگ‌تر باشد.

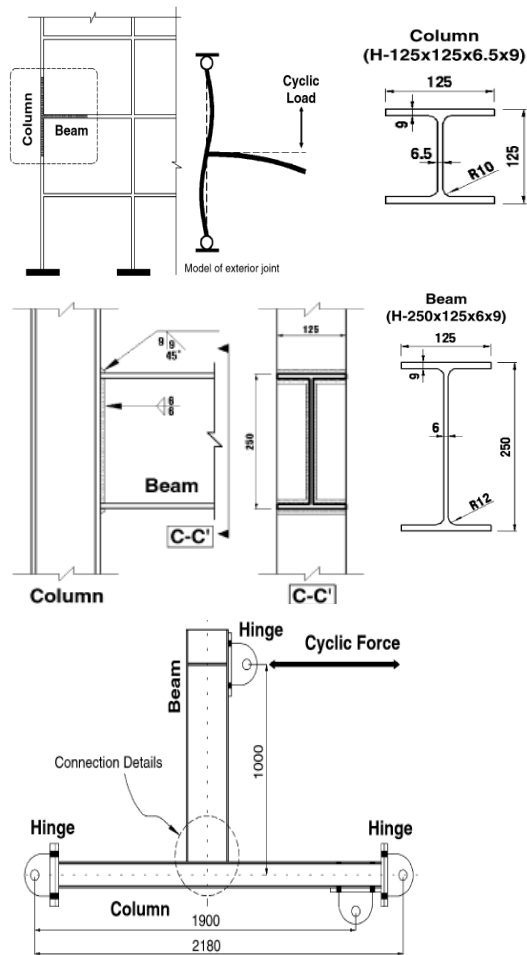
Kulkarni و Gaurang [۸] به بررسی دو نوع اتصال شامل اتصال تیر به ستون با مقطع بال کاهش یافته و بدون مقطع بال کاهش یافته تحت بارگذاری سیکلی پرداختند. آزمایش بر روی اتصال با مقطع کاهش یافته در ایالات متحده، ژاپن و اروپا صورت گرفته بود اما این نوع اتصال برای مقاطع تولیدی در هندوستان صورت نگرفته بود. پژوهشگران برای صحت سنجی نتایج یک مدل اجزا محدود را با نمونه آزمایشگاهی

Gerami و همکارانش [۳] به بررسی اثر آرایش پیچ‌ها در اتصالات فولادی با ورق‌های انتهایی و T-Stud تحت اثر بارهای تناوبی پرداختند. آن‌ها ۴ نمونه از اتصالات ذکر شده را با تغییر در ترتیب قرارگیری پیچ‌ها در جهت افقی و قائم را به روش اجزا محدود مورد بررسی قرار دادند، نتایج بیان‌گر آن است که، ظرفیت لنگر و سختی دورانی اتصال T-Stud بیشتر از اتصال با ورق‌های انتهایی می‌باشد.

AlHendi و Celikag [۴] تلاش نموده‌اند تا بتوانند با استفاده از تغییر در شکل هندسی اتصال ناودانی معکوس (RCC) منحنی لنگر- دوران اتصال آن را بهبود ببخشند. آن‌ها از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS برای مدل‌سازی استفاده نمودند. تاکید اصلی آن‌ها بر روی سختی، مقاومت، عوامل شکل پذیری، ظرفیت دوران و مکانیک شکست اتصال بود. نتایج نشان می‌دهد که، تمامی تست‌ها دارای حداقل ظرفیت دوران ۰/۰۳ رادیان، و در بیشتر موارد ۰/۰۶ رادیان و در یک مورد ۱/۶ رادیان می‌باشد.

Kishi و Chen [۵] با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی به توسعه یک بانک اطلاعاتی مربوط به اتصالات نیمه صلب پرداختند. آن‌ها در این بانک اطلاعاتی نمودارها و جداولی ارائه نموده‌اند که مشخصات و پارامترهای مربوط به منحنی‌های لنگر-دوران برای هر نوع اتصال در آن‌ها بیان شده است.

Qin و همکارانش [۶] به بررسی برآورد رفتار تناوبی اتصالات دیافراگم‌های داخلی جدید با ستون‌های پر شده از



شکل ۳- ابعاد، هندسه مدل و نحوه اعمال بار تناوبی [۱۱]

البته نمونه آزمایشگاهی و نمونه صحت سنجی شده فاقد پیچ می باشد. مدول الاستیسیته برای تمامی مقاطع برابر با ۲۰۰ GPa و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ است.

جدول ۱- مشخصات مصالح استفاده شده در نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی [۳ و ۱۱]

مصلح	مقاطع	کرنش	تنش (مگاپاسکال)
SS400	تیر، ستون، ورق‌های	۰/۰۰۱۷۸	۳۳۲
	اتصال، سخت کننده،	۰/۰۱۹۶	۳۳۲
	قسمت هرمی	۰/۲۱۳۴	۴۵۰
A490	پیچ	۰/۰۰۳۸۶	۷۹۴
		۰/۰۱۳۵	۱۰۳۵
		۰/۰۳۰۹	۱۰۳۵
		۰/۲	۱۰۴۸

مقایسه نمودند و سپس به مدل‌سازی پرداختند. نتایج نشان می‌دهد که اتصال بدون مقطع بال کاهش یافته دارای عملکردی ضعیف می‌باشد بطوری‌که ترک‌ها از قسمت جوش پایین اتصال آغاز می‌شود اما اتصال با مقطع بال کاهش یافته قابلیت تحمل ۰/۰۲ رادیان انحنا را بدون آن‌که در جوش، خرابی ایجاد گردد را دارد.

Mofid و Mohamadi-Shoore [۹] یک مدل تشریحی برای نشان دادن منحنی لنگر-دوران برای اتصالات با ورق‌های انتهایی پیچی ارائه نموده‌اند. مدل پیشنهادی یک روش برای پیش بینی نمودار لنگر-دوران، مودهای شکست احتمالی و پارامترهای موثر بر تغییر شکل اتصال را بیان می‌نماید. نتایج بدست آمده از مدل پیشنهادی برای نمودارهای لنگر-دوران با تحقیقات 3D FEM مقایسه شده است که نشان می‌دهد مدل با رفتار واقعی اتصال منطبق می‌باشد. هم‌چنین مقایسه‌ای بین نتایج مدل و سایر معادلات موجود برای نمودار لنگر-دوران صورت پذیرفت که بیانگر آن می‌باشد که مدل ارائه شده دارای دقت مناسبی است.

$F_u$  و همکارانش [۱۰] یک نوع اتصال مرکب شامل دال‌هایی با هسته مجوف پیش ساخته معرفی نمودند. آن‌ها در تحقیقات خود به بررسی پارامترهای موثر اتصال از جمله نمودار لنگر-دوران آن پرداختند. این پژوهشگران از روش اجزا محدود استفاده نموده و هم‌چنین مدل آزمایشگاهی اتصال را در مقیاس واقعی ساختند. نتایج حاصل نشان می‌دهد که تطابق خوبی بین مدل آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود می‌باشد.

## ۲- مدل‌سازی

به منظور بررسی صحت مدل‌سازی و نرم افزار مورد استفاده، ابتدا یک اتصال که نتایج آزمایشگاهی آن موجود بود [۱۱] توسط نرم‌افزار مدل و تحت بارگذاری تناوبی قرار گردید سپس نتایج بدست آمده با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه شد که در ادامه نتایج حاصل نشان داده می‌شود. شکل (۳) نمونه قاب مقاوم خمشی انتخاب شده، ابعاد و مقطع تیر و ستون و نحوه مدل‌سازی اتصال را نشان می‌دهد.

## ۳- مشخصات مصالح مصرفی

تمامی مقاطع استفاده شده در این تحقیق شامل ستون‌ها، تیرها، ورق‌های انتهایی، مقطع قوطی و قسمت هرمی شکل از فولاد SS400 و تمامی پیچ‌های استفاده شده از نوع پرمقاومت A490 است که مشخصات آن‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

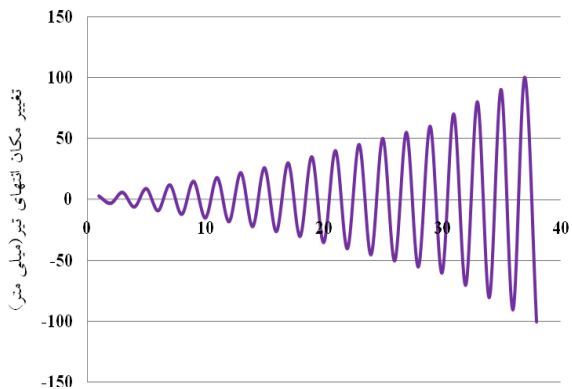
بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان در انتهای تیر مطابق بارگذاری آزمایشگاهی مقاله مرجع و با توجه به ضوابط آیین نامه بارگذاری ATC-24 انجام گرفته است که مقادیر آن در جدول (۲) و شکل (۴) قابل مشاهده می باشد [۱۲].

منحنی نیرو-تغییر مکان حاصل از نمونه آزمایشگاهی و نمونه عددی در شکل (۵) ارائه شده است. نتایج حاصل نشان دهنده تطابق خوب بین نتایج عددی و آزمایشگاهی می باشد.

جدول ۲- مراحل بارگذاری در انتهای تیر

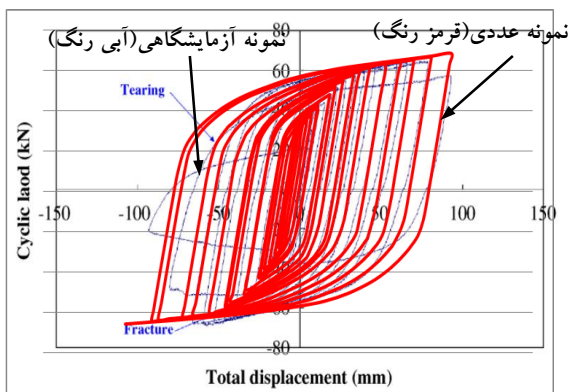
شماره مرحله	۱	۲	۳	...	۶	...	۹	۱۰	...	۱۳	۱۴	...	۱۸
تغییر مکان (میلی متر)	±۳	±۶	±۹	...	±۱۸	...	±۳۰	±۳۵	...	±۵۰	±۶۰	...	±۱۰۰

ابعاد آن طوری انتخاب شده است که دارای مساحت و ممان اینرسی برابر با مقطع ستون نمونه آزمایشگاهی باشد. با توجه به این که در تمامی قطعات ضخامت نسبت به سایر ابعاد کوچک می باشد، در نتیجه برای مدل سازی قطعات از المان SHELL و مدل سازی پیچ ها از المان SOLID استفاده شده است. همچنین برای آن که مدل سازی پیچیده نشود و بتوان از نوع مش بندی STRUCTURAL که نسبت به سایر انواع مش بندی دارای دقت بالاتری می باشد استفاده نمود، قطعات به صورت جداگانه ترسیم و سپس با استفاده از تماس نوع Tie به یکدیگر متصل شده اند. تماس بین پیچ ها و جدااره صفحات به صورت General contact و از نوع Penalty با ضریب اصکاک ۰/۵ در نظر گرفته شده است [۱۳].



شکل ۴- بارگذاری اعمال شده بر انتهای تیر

سوراخ ها از نوع استاندارد می باشد. بارگذاری در دو مرحله صورت گرفته است، در مرحله اول با توجه به نوع و سایز پیچ ها نیروی پیش تنیدگی ۱۰۷ کیلونیوتن به پیچ ها اعمال می شود [۱۳] و در مرحله دوم تغییر مکان ها طبق جدول (۲) به انتهای تیر وارد می گردد. مراحل مدل سازی پیچ ها در پیوست ارائه شده است و مراحل اعمال نیروی پیش تنیدگی بر پیچ ها در نرم افزار ABAQUS به صورت زیر می باشد:



شکل ۵- منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و عددی

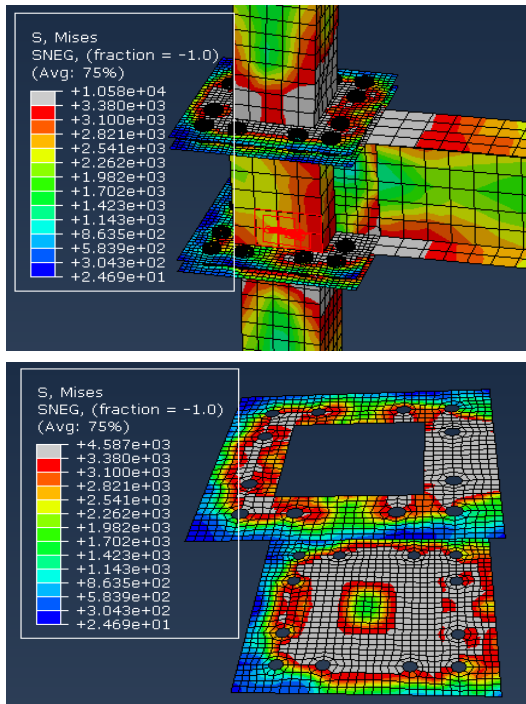
- از منوی Tools گزینه Datum و سپس از قسمت Create datum گزینه Plan انتخاب می شود.
- روی گزینه Offset from plane کلیک نموده و OK می کنیم سپس یک مقدار وارد می گردد.
- از منوی Tools گزینه Partition و سپس از قسمت Cell گزینه Use datum plane برای ایجاد یک سطح استفاده می شود.
- با استفاده از منوی Tools گزینه Datum و Principal axis جهت محور Z برای پیچ ها تعریف می گردد.

#### ۴- بررسی اتصال نمونه

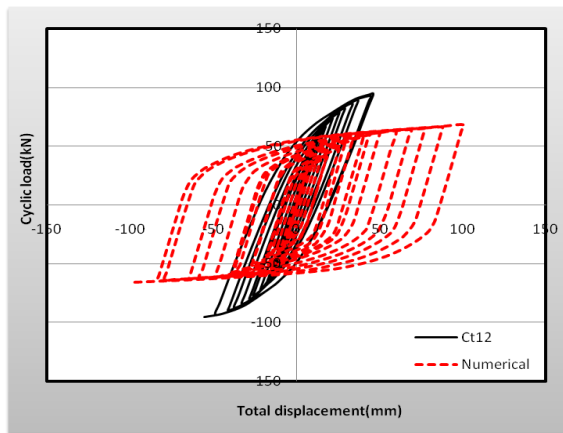
در این قسمت اتصال ارائه شده مورد بررسی قرار گرفته و مشخصات مدل سازی شده آن در ادامه ارائه می شود. تمامی شرایط اتصال از جمله نوع فولاد مصرفی، مقطع تیر، طول تیر و ستون، شکل بارگذاری و شرایط تکیه گاهی مشابه با نمونه آزمایشگاهی می باشد. فقط با توجه به آن که شکل ستون های فرم سازه ای BSB به شکل قوطی می باشد، در تمامی مدل ها به جز یک مدل، ستون ها به شکل قوطی مدل شده و



منحنی نیرو-تغییر مکان انتهای تیر نمونه Ct12 و نمونه عددی را نشان می‌دهد.



شکل ۶- کانتور تنش فون میسیز در اتصال Ct12



شکل ۷- منحنی بار-تغییر مکان در اتصال Ct12 و نمونه عددی

در نمونه Ct15 هنگامی که نیروی وارده به ۷۱/۶۲ کیلونیوتن می‌رسد، اولین مقطعی که تنش آن در برخی نواحی به تنش تسلیم می‌رسد ورق‌های انتهایی ستون می‌باشد. با افزایش نیرو ناحیه تسلیم شده بیشتر می‌شود و سایر مقاطع نیز در برخی نواحی دچار تسلیم می‌شوند. هنگامی که نیروی وارده به حداکثر مقدار خود یعنی ۱۱۴/۲۵ کیلونیوتن می‌رسد بخش زیادی از ورق انتهایی ستون، قسمتی از ورق‌های انتهایی قوطی و بخشی

از منوی Load گزینه Create load و انتخاب نوع بار Bolt load بار مورد نظر به پیچ اعمال می‌شود. مشخصات و نام‌گذاری نمونه‌های مدل‌سازی شده در جدول (۳) قابل مشاهده می‌باشد.

جدول ۳- نام‌گذاری اتصالات مدل شده

Ct12	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۲ میلی‌متر
Ct15	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر
Ct18	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۸ میلی‌متر
Ct15H	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + قسمت هرمی شکل
Ct15I	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر & ستون با مقطع I شکل
Ct15S15	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S25	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S35	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S45	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S55	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S65	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S75	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده
Ct15S90	ضخامت ورق‌های اتصال ۱۵ میلی‌متر + سخت کننده

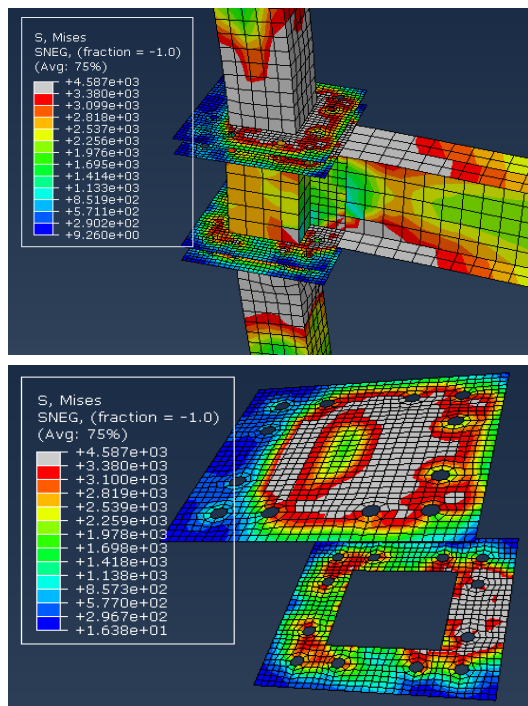
در این جدول عدد بعد از  $t$  ضخامت ورق‌های اتصال به میلی‌متر را نشان می‌دهد. نمونه‌هایی که دارای حرف S می‌باشد دارای سخت کننده می‌باشند و عدد بعد از S زاویه سخت کننده را نشان می‌دهد.

در نمونه Ct12 هنگامی که نیروی وارده به ۵۵/۰۳ کیلونیوتن می‌رسد، اولین مقطعی که تنش آن در برخی نواحی به تنش تسلیم می‌رسد ورق‌های انتهایی ستون می‌باشد. با افزایش نیرو ناحیه تسلیم شده بیشتر می‌شود و سایر مقاطع نیز در برخی نواحی دچار تسلیم می‌شوند. هنگامی که مقدار نیرو به ۹۵/۴۵ کیلونیوتن می‌رسد تنش در ورق‌های انتهایی ستون و قوطی، به تنش گسیختگی رسیده و مقطع دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتر نمی‌باشد.

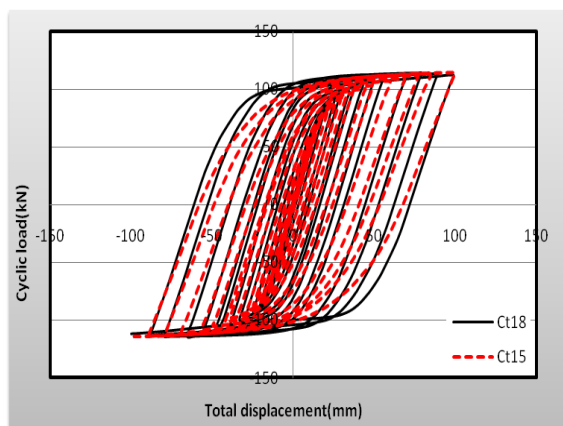
در نتیجه در این حالت ضخامت ورق‌های انتهایی ستون و قوطی مناسب نبوده و سبب گسیختگی اتصال می‌شوند. شکل (۶) نحوه توزیع تنش فون میسیز در اتصال هنگامی که مقدار نیروی وارده برابر با ۹۵/۴۵ کیلونیوتن است و شکل (۷)



ناحیه تسلیم بیشتر شده و سایر مقاطع نیز در برخی نواحی دچار تسلیم می‌شوند. وقتی نیروی وارده به حداکثر مقدار خود یعنی ۱۱۱/۶۴ کیلونیوتن می‌رسد، تنش در بخش‌هایی از ورق‌های انتهایی ستون، قوطی، بال‌ها و قسمتی از جان تیر به تنش تسلیم رسیده و در قسمت‌هایی از ستون مفصل پلاستیک تشکیل می‌گردد، اما در هیچکدام از مقاطع گسیختگی صورت نمی‌پذیرد. شکل (۱۰) تنش فون میسیز را در مقاطع مختلف اتصال در حالت حداکثر نیروی وارده و شکل (۱۱) منحنی نیرو-تغییر مکان انتهایی تیر را برای نمونه های CBT18 و CBT15 نشان می‌دهد.

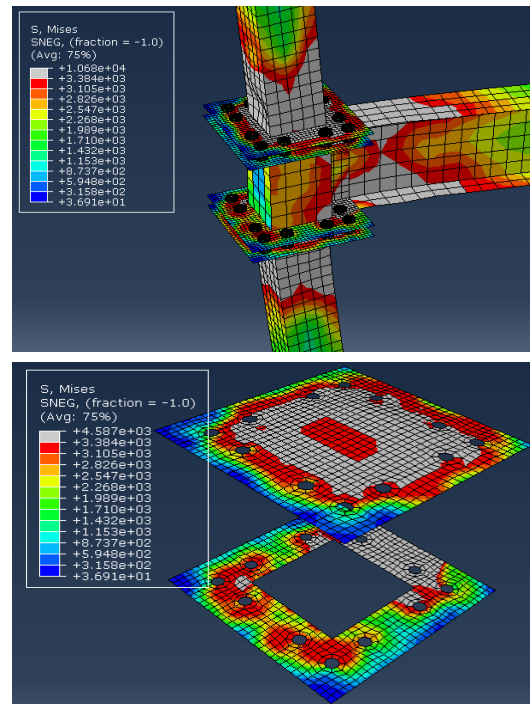


شکل ۱۰- کانتور تنش فون میسیز در اتصال CBT18

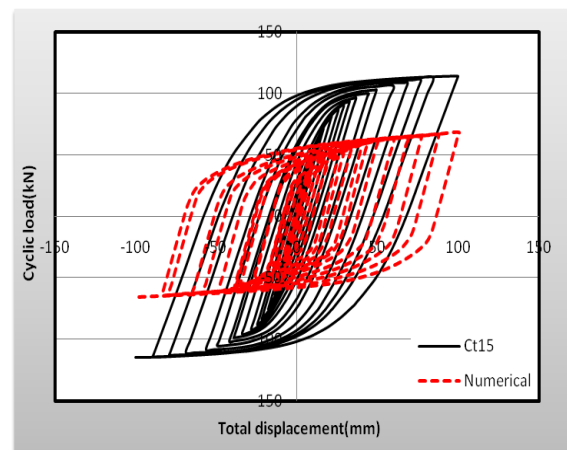


شکل ۱۱- منحنی بار-تغییر مکان در اتصال CBT18 و CBT15

از تیر و ستون دچار تسلیم شده اما هیچکدام از مقاطع دچار گسیختگی نمی‌شوند. یکی از معایب این حالت این است که مفصل پلاستیک در ستون ایجاد می‌گردد. شکل (۸) تنش فون میسیز را در مقاطع مختلف اتصال در حالت حداکثر نیروی وارده و شکل (۹) منحنی نیرو-تغییر مکان انتهایی تیر را نشان می‌دهد.

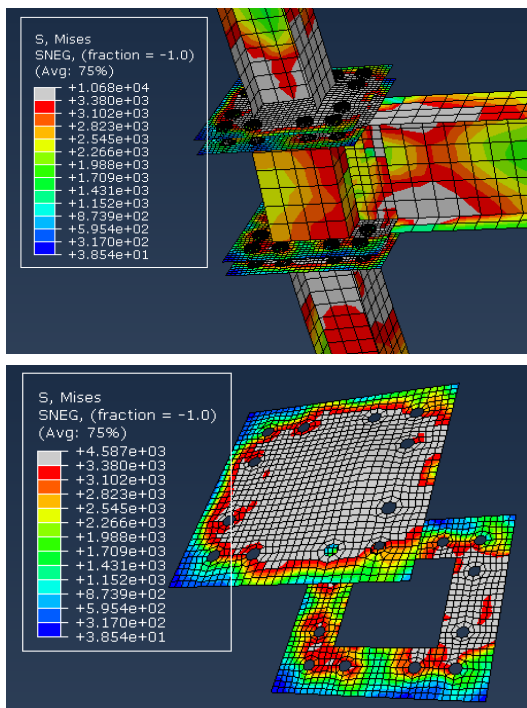


شکل ۸- کانتور تنش فون میسیز در اتصال CBT15



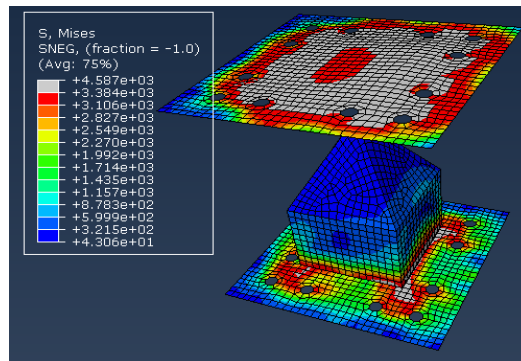
شکل ۹- منحنی بار-تغییر مکان در اتصال CBT15 و نمونه عددی

در نمونه CBT18 هنگامی که نیروی وارده به ۸۶/۲۴ کیلونیوتن می‌رسد، اولین مقطعی که تنش آن در برخی نواحی به تنش تسلیم می‌رسد ورق‌های انتهایی ستون می‌باشد. با افزایش نیرو

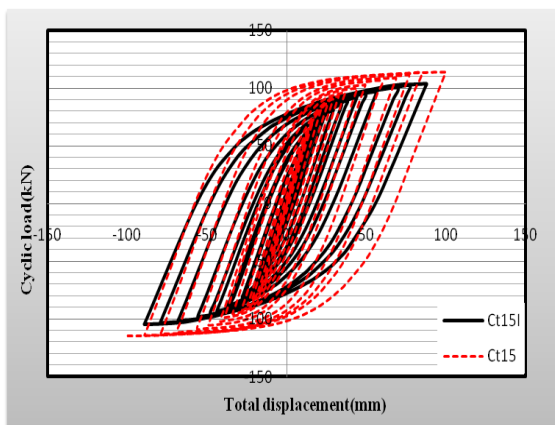


شکل ۱۴- کانتور تنش فون میسیز در اتصال Ct15I

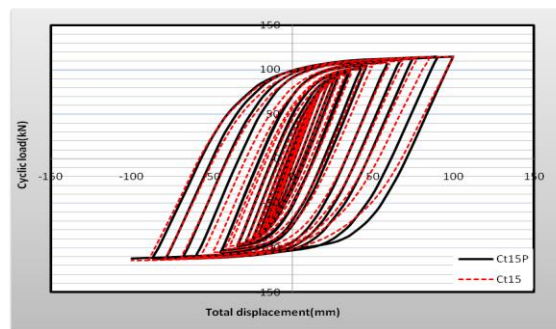
در نمونه Ct15H تقریباً تمامی وارد مشابه نمونه Ct15 بوده و تنها تفاوت مربوط به کاهش مقدار تنش ورق انتهایی ستون است که قسمت هرمی بر روی آن قرار گرفته شده و کاهش مقدار نیروی نهایی به ۱۱۱/۹ کیلونیوتن می‌باشد. کانتور تنش و منحنی بار- تغییر مکان در این حالت در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۱۲- کانتور تنش فون میسیز در ورق‌های اتصال Ct15H



شکل ۱۵- منحنی بار-تغییر مکان در اتصال Ct15I و Ct15

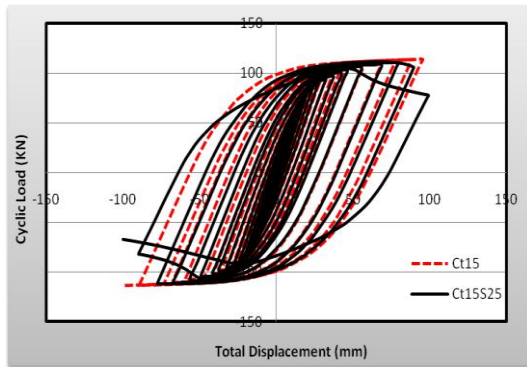


شکل ۱۳- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15H و Ct15

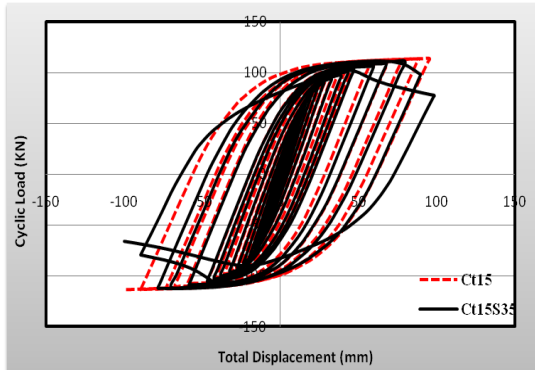
در نمونه Ct15S45 هنگامی که نیروی وارده به ۷۱/۳۹ کیلونیوتن می‌رسد تنش در ورق انتهایی ستون به تنش تسلیم می‌رسد. اما با افزایش نیرو و رسیدن آن به مقدار حداکثر ۱۱۳/۴ کیلونیوتن و تغییر مکان ۷۵/۸۲ میلی متر تنش در بخش‌هایی از ستون، تیر و ورق‌های اتصال به تنش تسلیم رسیده و پس از آن مقدار نیرو کاهش پیدا می‌نماید به طوری که نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر در انتهای تیر می‌گردد برابر با ۹۹/۷ کیلونیوتن می‌باشد. در این حالت مفصل پلاستیک به درون تیر منتقل شده و میزان نواحی که در ستون‌ها و ورق‌های اتصال دارای تنش تسلیم می‌باشند، کاهش پیدا می‌نماید. شکل (۱۶)

در نمونه Ct15I هنگامی که نیروی وارده به ۵۷/۸۶ کیلونیوتن می‌رسد، اولین مقطعی که تنش آن در برخی نواحی به تنش تسلیم می‌رسد، ورق‌های انتهایی ستون می‌باشد. با افزایش نیرو ناحیه تسلیم شده بیشتر شده و سایر مقاطع نیز در برخی نواحی دچار تسلیم می‌شوند. هنگامی که مقدار نیرو به ۱۰۴/۶۹ (تغییر مکان انتهای تیر برابر با ۹۰ میلی متر) کیلونیوتن می‌رسد تنش در برخی از قسمت‌های ورق‌های انتهایی ستون به تنش گسیختگی رسیده و مقطع دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتر نمی‌باشد. شکل (۱۴) نحوه توزیع تنش فون میسیز در اتصال را در هنگامی که مقدار نیروی وارده برابر با ۱۰۴/۶۹ کیلونیوتن است و شکل (۱۵) منحنی نیرو- تغییر مکان انتهای تیر را نشان می‌دهد.

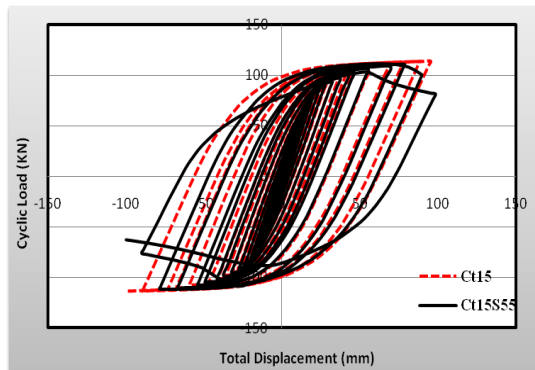
توزیع تنش فون میسیز در حالت تغییر مکان انتهای تیر برابر با ۱۰۰ میلی‌متر و شکل (۱۷) نمودار نیرو-تغییر مکان را نشان می‌دهد.



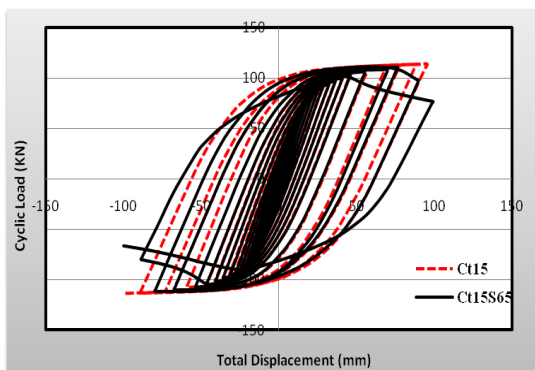
شکل ۱۹- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S25



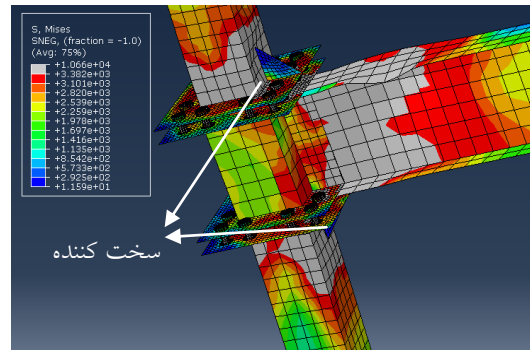
شکل ۲۰- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S35



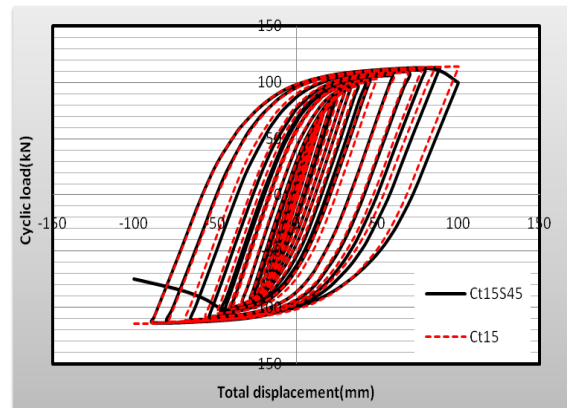
شکل ۲۱- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S55



شکل ۲۲- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S65

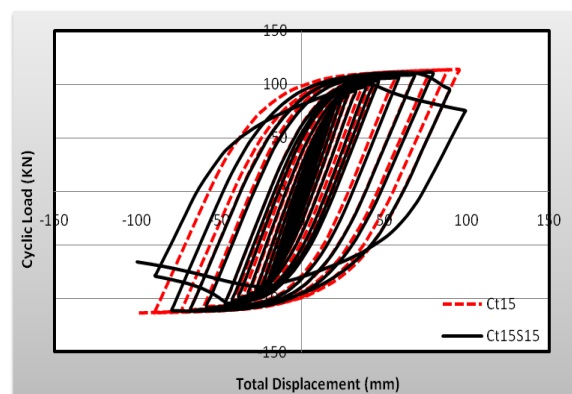


شکل ۱۶- کانتور تنش فون میسیز در ورق‌های اتصال Ct15S45



شکل ۱۷- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S45

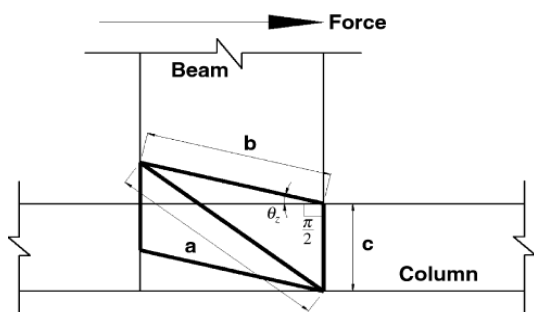
در ادامه نمودار نیرو-تغییر مکان برای سایر نمونه‌های دارای سخت کننده ارائه شده که در شکل‌های (۱۷) الی (۲۴) قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۱۸- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S15

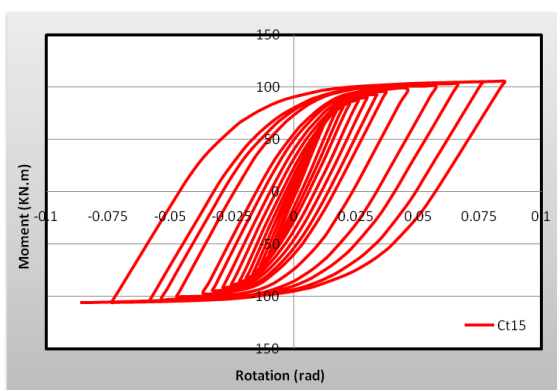
جدول ۴- مقادیر نیرو و تغییر مکان نمونه‌ها

نمونه	$P_y$ (kN)	$D_y$ (mm)	$P_{max}$ (kN)	$P_{100}$ (kN)
Ct12	۵۵/۰۳	۱۳/۴	۹۵/۴۴	---
Ct15	۷۱/۶۲	۱۶/۵۵	۱۱۴/۲۵	۱۱۴/۲۵
Ct18	۸۶/۲۴	۲۰/۲۵	۱۱۳/۵۸	۱۱۱/۶۴
Ct15H	۷۱/۳۴	۱۵/۸	۱۱۴/۴۷	۱۱۱/۹
Ct15I	۵۷/۸۵	۱۵	۱۰۴/۶۸	۱۰۳/۵۹
Ct15S15	۷۲/۳۱	۱۶/۵۵	۱۱۲/۱۵	۶۶/۰۲
Ct15S25	۷۲/۳۱	۱۶/۵۵	۱۱۲	۶۷/۱۴
Ct15S35	۷۲/۳۲	۱۶/۵۵	۱۱۲/۱۸	۶۵/۶۶
Ct15S45	۷۴/۹۲	۱۷/۶۶	۱۱۲/۰۳	۶۶/۶۹
Ct15S55	۷۲/۳۲	۱۶/۵۵	۱۱۱/۹	۶۲/۸۹
Ct15S65	۷۴/۹	۱۷/۶۶	۱۱۱/۸۸	۶۶/۴۹
Ct15S75	۷۲/۳۳	۱۶/۵۵	۱۱۲/۲۵	۶۷/۲۲
Ct15S90	۶۸/۶۳	۱۵	۱۱۲	۷۲/۷۵

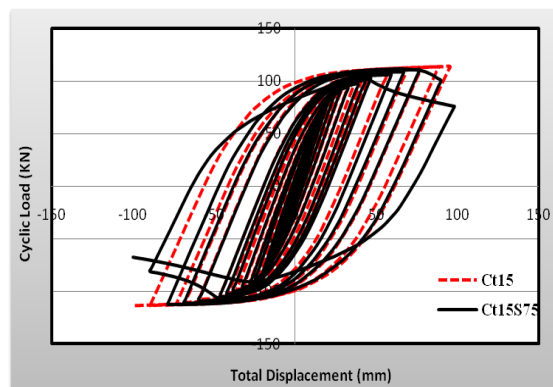


شکل ۲۵- محاسبه دوران اتصال

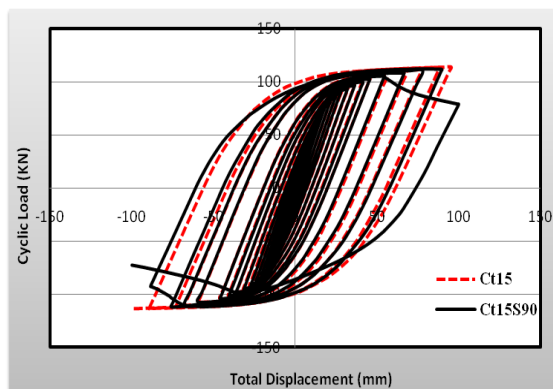
$$\theta_z = \cos^{-1} \left( \frac{a^2 - b^2 - c^2}{2bc} \right) - \frac{\pi}{2} \quad (1)$$



شکل ۲۶- منحنی لنگر-دوران اتصال Ct15



شکل ۲۳- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S75

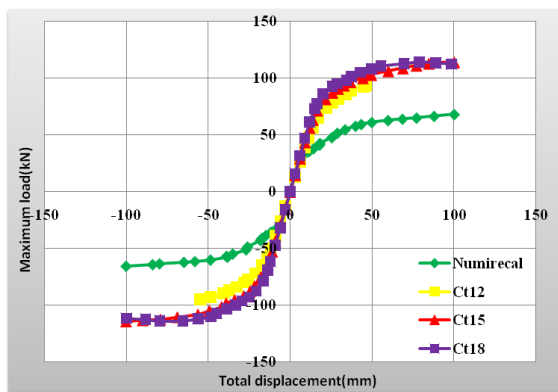


شکل ۲۴- منحنی بار- تغییر مکان در اتصالات Ct15 و Ct15S90

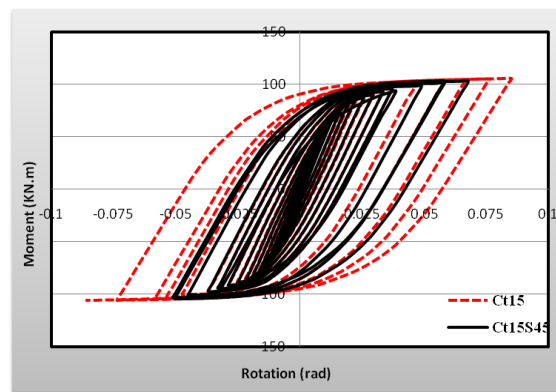
همان‌طور که در شکل‌های (۱۸) الی (۲۴) مشاهده می‌شود، اضافه نمودن سخت کننده با ابعاد و زاویه متفاوت تاثیر تقریباً یکسانی بر نمودار بار-تغییر مکان دارد. مقادیر مربوط به نیروی جاری شدن، تغییر مکان نظیر جاری شدن و حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه‌های فوق در جدول (۴) ارائه شده است. در این جدول مقدار نیرویی است که باعث می‌گردد تنش در بخشی از اجزا اتصال به تنش جاری شدن برسد و  $D_y$  تغییر مکان انتهای تیر در آن لحظه می‌باشد.  $P_{max}$  حداکثر نیروی وارد شده به اتصال در حین بارگذاری و  $P_{100}$  مقدار نیرو در لحظه‌ای که تغییر مکان انتهای تیر برابر با ۱۰۰ میلی متر است.

#### ۵- تعیین مقادیر دوران اتصال

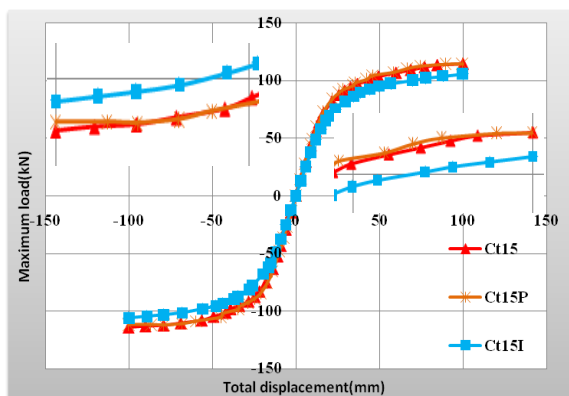
در این قسمت به محاسبه دوران ایجاد شده در اتصال پرداخته می‌شود. مقادیر دوران را می‌توان با توجه به شکل (۲۵) و رابطه (۱) تعیین نمود [۱۱]. نمودار لنگر-دوران به عنوان نمونه برای تعدادی از نمونه‌ها در شکل‌های (۲۶) الی (۲۹) قابل مشاهده می‌باشد.



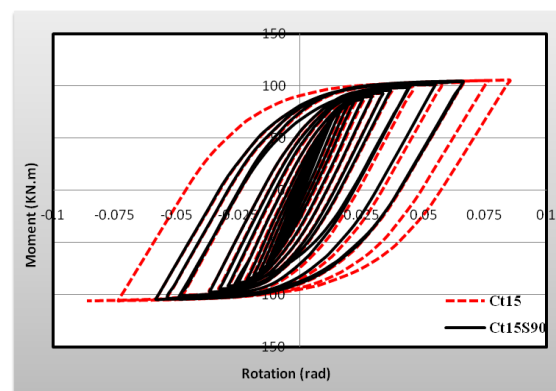
شکل ۲۹- نمودار اسکلتون نمونه‌های عددی Ct12، Ct15 و Ct18



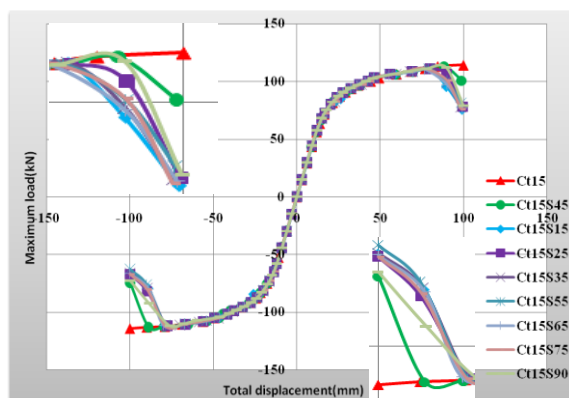
شکل ۲۷- منحنی لنگر-دوران اتصال Ct15 و Ct15S45



شکل ۳۰- نمودار اسکلتون نمونه‌های عددی Ct15I و Ct15P، Ct15



شکل ۲۸- منحنی لنگر-دوران اتصال Ct15 و Ct15S90



شکل ۳۱- نمودار اسکلتون نمونه‌های دارای سخت کننده

نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل‌های (۲۹) الی (۳۱) مشاهده می‌شود، در تمامی نمونه‌ها نیروی اعمال شده بسیار بیشتر از حالتی می‌باشد که تیر مستقیماً به ستون جوش شده باشد (نمونه عددی) که نشان دهنده عملکرد مطلوب این اتصال تحت بارگذاری تناوبی را نشان می‌دهد. در نمونه‌های دارای سخت کننده پس از آن‌که در تیر مفصل پلاستیک ایجاد شد، تیر دچار

تعدادی از محققین مقدار  $0.015$  الی  $0.02$  رادیان را به عنوان ظرفیت دورانی اتصال بیان نمودند اما پس از زلزله نوتریج مشخص گردید عدد ارائه شده مقدار مناسبی نمی‌باشد. در سال ۱۹۹۲ استانه عدد  $0.03$  رادیان را به عنوان ظرفیت دورانی اتصال قاب خمشی پیشنهاد نمود [۱۴]. با توجه به شکل‌های (۲۶) الی (۲۸) مشاهده می‌شود که این اتصال دارای شکل پذیری بسیار عالی بوده به طوری که نمونه Ct15 دورانی برابر با  $0.085$  رادیان را بدون کاهش در نیروی قابل تحمل و گسیختگی در اتصال تحمل می‌نماید. اضافه نمودن سخت کننده سبب می‌شود که پس از آن‌که بخش‌هایی از تیر ستون و صفحات اتصال دچار تسلیم شد، تیر دچار پیچش شده و میزان دوران اتصال کاهش پیدا نماید.

## ۶- منحنی اسکلتون

یکی از مهم‌ترین نمودارهای مربوط به هر اتصال نمودار اسکلتون می‌باشد که از متصل نمودن نقاط ماکزیمم نمودار بار-تغییر مکان تحت بارگذاری تناوبی حاصل می‌شود [۱۵ و ۱۶]. شکل‌های (۲۹) الی (۳۱) نمودار اسکلتون مربوط به

پیچش شده و مقدار نیروی قابل تحمل کاهش می‌یابد.

## ۷- نتیجه گیری

در این پژوهش به معرفی یک فرم سازه‌ای فولادی پیش ساخته مدولار پرداخته شد و اثر ضخامت ورق‌های اتصال، استفاده از سخت کننده و قسمت هرمی شکل بر منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال این فرم سازه‌ای تحت اثر بارهای تناوبی مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور ابتدا یک نمونه آزمایشگاهی که نتایج آن موجود بود در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی گردید و صحت سنجی انجام پذیرفت، سپس اتصال مورد نظر مدل‌سازی و با تغییر ضخامت ورق‌های اتصال، در نظر گرفتن سخت کننده‌هایی با ابعاد مختلف و در نظر گرفتن قسمت هرمی شکل منحنی‌های بار-تغییر مکان تحت اثر بارهای تناوبی رسم گردید. نتایج بدست آمده به صورت مختصر به شرح زیر می‌باشند:

۱- با توجه به شکل‌های (۶) الی (۱۱) و جدول (۴) مشاهده می‌شود که، چنانچه ضخامت ورق‌های اتصال کم باشد، ورق‌ها قبل از سایر مقاطع دچار گسیختگی شده و در نتیجه اتصال قادر به تحمل نیروهای بیشتر نخواهد بود. با افزایش ضخامت ورق‌های اتصال، مقدار نیروهای قابل تحمل و تغییر مکان انتهای تیر افزایش می‌یابد. به طوری که با افزایش ۲۵ درصدی ضخامت ورق‌های اتصال، مقادیر  $P_y$  حدود ۳۰ درصد،  $D_y$  حدود ۲۳/۵ درصد و  $P_{max}$  حدود ۱۹/۷ افزایش و با افزایش ۵۰ درصدی ضخامت ورق‌های اتصال، مقادیر  $P_y$  حدود ۵۶/۷ درصد،  $D_y$  حدود ۵۱/۱ درصد و  $P_{max}$  حدود ۱۹ افزایش می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش ضخامت ورق‌های اتصال تاثیر زیادی بر افزایش مقادیر  $P_y$  و  $D_y$  دارد اما بر مقدار  $P_{max}$  تاثیر آن کم می‌باشد زیرا، اولین مقطعی در اتصال که دچار تسلیم می‌شود ورق‌های اتصال می‌باشد که با افزایش بار سایر مقاطع نیز دچار تسلیم می‌گردند و باز توزیع صورت گرفته می‌شود.

۲- اضافه نمودن قسمت هرمی شکل سبب می‌گردد که مونتاژ ستون‌های طبقات بالا راحت‌تر صورت پذیرد و چون به عنوان یک تکیه گاه عمل می‌نماید، سبب کاهش میزان تنش در ورق اتصال متصل شده به آن می‌شود. این زائده هرمی تاثیر چندانی بر منحنی نیرو-تغییر مکان نداشته است اما چنانچه ابعاد آن تغییر نماید ممکن است تاثیر گذار گردد که نیاز به بررسی بیشتر و دقیق‌تر دارد.

۳- شکل‌های (۱۴) و (۱۵) و جدول (۴) نشان می‌دهند که، اضافه نمودن سخت کننده به اتصال سبب افزایش صلبیت اتصال ستون به ورق‌های اتصال می‌گردد در نتیجه پس از آن که در تیر مفصل پلاستیک ایجاد گردید، تیر دچار پیچش شده و مقدار نیرو و دوران اتصال کاهش پیدا می‌نماید.

۴- شکل‌های (۱۶) و (۱۷) و جدول (۴) نشان می‌دهند که، استفاده از ستون I شکل بجای ستون قوطی شکل سبب می‌گردد ورق‌های انتهایی ستون و خود ستون زودتر دچار تسلیم شده و در نتیجه، ظرفیت باربری اتصال کمتر گردد که این میزان کاهش در قسمت‌های غیر خطی بیشتر می‌باشد. در این حالت مقادیر  $P_y$ ،  $D_y$  و  $P_{max}$  به ترتیب حدود ۲۳/۸، ۱۰/۳ و ۹/۱ نسبت به نمونه Ct15 کاهش می‌یابد.

۵- با توجه به شکل‌های (۷)، (۹) و (۲۹) نیروهای قابل تحمل این اتصال بسیار بیشتر و عملکرد آن بسیار بهتر از حالتی است که تیر به ستون مستقیم جوش گردد.

۶- شکل‌های (۲۶) الی (۲۸) نشان می‌دهند که، این فرم سازه‌ای دارای شکل پذیری بسیار مناسبی می‌باشد بطوری که نمونه Ct15 دورانی برابر با ۰/۰۸۵ رادیان را بدون کاهش در نیروی قابل تحمل و گسیختگی در اتصال تحمل می‌نماید.

۷- فرم سازه‌ای ارائه شده، یک فرم سازه‌ای فولادی مدولار پیش ساخته می‌باشد که دارای سرعت اجرای بسیار بالا، عملکرد بسیار مناسب تحت بارگذاری‌های تناوبی و شکل پذیری مطلوبی بوده که می‌تواند برای ساخت ساختمان‌های چندین طبقه مورد استفاده قرار گیرد. اما با توجه به جدید بودن آن نیاز به تحقیقات بیشتر بر روی این فرم سازه‌ای می‌باشد.

## ۸- پیوست

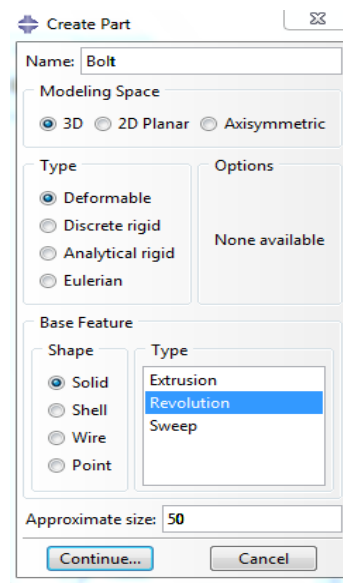
نحوه مدل‌سازی پیچ در نرم افزار ABAQUS:

- ۱- تعریف نوع المان با استفاده از ماژول Part (شکل (۳۲)).
- ۲- تعریف ابعاد پیچ (شکل (۳۳)).
- ۳- دوران حول محور مرکزی به میزان ۳۶۰ درجه و ساخته شدن پیچ (شکل (۳۴)).
- ۴- مونتاژ نمودن پیچ در محل.
- ۵- تعریف نوع تماس بین پیچ و سایر اجزا.
- ۶- تعریف مش بندی (جهت مش بندی بهتر است پیچ پارتیشن بندی شود).
- ۷- وارد نمودن نیروی پیش تنیدگی به پیچ به روش گفته شده.

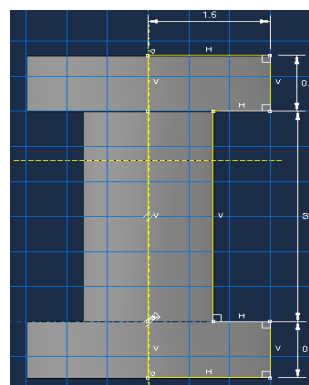


## ۸- مراجع

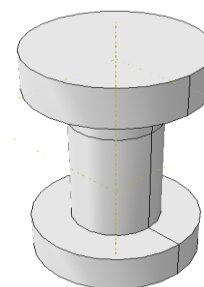
- [1] استفورد اسمیت، ب. و کول، ا. (۱۳۷۹)، "آنالیز و طراحی سازه‌های بلند"، ترجمه حسن حاجی کاظمی، انتشارات دانشگاه فردوسی، چاپ دوم.
- [2] [http://www.broad.com:8089/english/down/en\\_kj.pdf](http://www.broad.com:8089/english/down/en_kj.pdf).
- [3] Gerami, M., Saberi, H., Saberi, V. and Saedi Daryan, A. (2010), "Cyclic Behavior of Bolted Connections with Different Arrangement of Bolts", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 4, pp. 690-705.
- [4] AlHendi, H. and Celikag, M. (2015), "Parametric Study on Moment-Rotation Characteristics of Reverse Channel Connections to Tubular Columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 104, pp. 261-273.
- [5] Kishi, N., and Chen, W.F. (1986), "Date Base of Steel Beam-to-Column Connection", Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, Vols 1and 2.
- [6] Qin, Y., Chen, Z. and Wang, X. (2014), "Experimental Investigation of New Internal-Diaphragm Connections to CFT Columns under Cyclic Loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 98, pp. 35-44.
- [7] Ghassemieh, M., Jalalpour, M. and Gholampour, A. (2014), "Numerical Evaluation of the Extended Endplate Moment Connection Subjected to Cyclic Loading", Current Advances in Civil Engineering, Vol. 2, No. 1, pp. 35-43.
- [8] Kulkarni Swati, A. and Gaurang, V. (2014), "Study of Steel Moment Connection with and without Reduced Beam Section", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 1, pp. 26-31.
- [9] Mohamadi-Shoore, M.R. and Mofid, M. (2011), "New Modeling for Moment-Rotation Behavior of Bolted Endplate Connections", Scientia Iranica, Vol. 18, No. 4, pp. 827-834.
- [10] Fu, F., Lamp, D. and Ye, J. (2010), "Moment Resistance and Rotation Capacity of Semi-Rigid Composite Connections with Precast Hollowcore Slabs", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 3, pp. 452-461.
- [11] Min Yang, C. and Moon Kim, Y., (2007), "Cyclic Behavior of Bolted and Welded Beam-to-Column Joints", Journal of Mechanical Sciences, Vol. 49, No. 5, pp. 635-649.
- [12] ATC-24, (1992), Guidelines of Cyclic Seismic Testing on Components for Steel structures, Redwood City, California, Applied Technology Council.
- [13] Salmon, C.G., Johnson, J. E. and Malhas, F.A. (2008), "Steel Structure Design and Behavior", 5<sup>th</sup> ed., Prentice Hall, Publisher, New York.
- [14] Nader, M.N. and Astaneh-Asl, A. (1991), "Dynamic Behavior of Flexible, Semi Rigid, and Rigid Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 18, No. 3, pp. 179-192.
- [15] Popov, E.P. and Takhirov, S.M. (2002), "Bolted Large Seismic Steel Beam-to-Column Connections Part 1: Experimental Study," Engineering Structures, Vol. 24, No. 12, pp. 1523-1534.
- [16] SAC Joint Venture, (1997), Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens. Report No. SAC/BD-97/02.



شکل ۳۲- تعریف نوع المان با استفاده از ماژول Part



شکل ۳۳- تعریف ابعاد پیچ



شکل ۳۴- دوران حول محور مرکزی به میزان ۳۶۰ درجه و

ساخته شدن پیچ





# بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع

اباذر اصغری<sup>۱</sup>، سیاوش قناعت‌پیشه<sup>۲\*</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

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

\* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۵۸۳۸۹۶۵، ghanaatpisheh@usc.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶

## چکیده

مطابق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید، ورود رفتار سازه به ناحیه غیرخطی یک امر ضروری است. بدیهی است که در صورت ورود رفتار سازه به ناحیه غیرخطی خرابی برخی از المان‌های سازه‌ای اجتناب ناپذیر است. تجربه نشان داده است که برای زلزله‌های متوسط به بالا تعمیرات المان‌ها ضروری است. بنابراین استفاده از سیستم سازه‌ای که به آسانی قابل تعمیر باشد، در مناطق لرزه‌ای مفید است. به طور منطقی سازه‌هایی که تغییر شکل آن‌ها در المان‌های مشخصی متمرکز شوند و علاوه بر آن تغییر مکان باقی‌مانده ناچیزی داشته باشند، قابلیت تعمیر بهتر و آسان‌تری خواهند داشت. برای این منظور در این تحقیق رفتار قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع که مشخصه‌ی سازه‌های قابل تعمیر را دارند، مورد مطالعه قرار گرفته است. در قاب مهاربندی واگرا، ستون‌ها به زمین متصل نیستند و قابلیت بلندشدگی دارند، همچنین قاب واگرا، داخل قاب ثقلی قرار داده شده است و فیوزها بین ستون گهواره‌ای و ستون ثقلی قرار داده شده‌اند. در ادامه کابل پس‌کشیده برای بازگرداندن قاب به موقعیت اولیه در امتداد ستون گهواره‌ای قرار داده شده است. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم از تحلیل استاتیکی چرخه‌ای و دینامیکی غیرخطی استفاده شده است و مقادیر مختلف کابل و فیوز مورد مقایسه واقع شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند این سیستم رفتار پرجمعی شکل از خود نشان می‌دهد و با اضافه شدن مقاومت فیوز، اتلاف انرژی نیز افزایش می‌یابد. همچنین با اضافه شدن تعداد کابل یا نیروی پس‌کشیدگی، مقاومت نهایی قاب افزایش خواهد یافت. نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که دررفت طبقات در سازه گهواره‌ای در کلیه طبقات یکسان است و همچنین تغییر مکان باقی‌مانده ناچیزی پس از زلزله وجود دارد.

## واژگان کلیدی

قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا، رفتار پرجمعی شکل، فیوز قابل تعویض، کابل پس‌کشیده، تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

## Investigation about the Seismic Behavior of the Self-Centering Eccentrically Braced Frame with the Fuses Distributed in Height

A. Asghari, S. Ghanaatpisheh

### Abstract

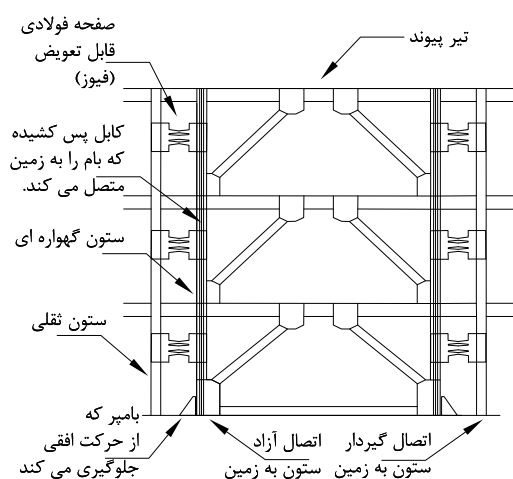
According to modern seismic codes, entering the behavior of the structure to nonlinear zone, is essential. Obviously if the nonlinear behavior of the structure enter the nonlinear zone, failure of some structural elements is inevitable. Experiments have been shown that repair of elements is necessary for moderate to high earthquakes. Hence, using a structural system that is easy to repair in seismic regions is beneficial. Logically For the structures that are focusing any nonlinear deformation in specific elements and in addition residual drift is inconsiderable, maintenance is easy. For this purpose in this research the behavior of the self-centering eccentrically braced frame (SC-EBF) with fuses distributed in height which has the characteristic of the maintainability structures, has been studied. In the SC-EBF columns are not attached to ground and have the ability to uplift. Furthermore, SC-EBF placed inside a gravity frame and fuses between rocking and gravity columns have been placed. In the following, post-tensioned cables for bringing the frame to zero station along rocking columns was placed. For investigation the seismic behavior of this system, nonlinear quasi-static and dynamic analysis have been used and different amount of cables and fuses have been compared. Results indicate that this system shows the flag-shaped behavior and by increasing fuses resistance, energy dissipation increases. Furthermore, by increasing post-tensioned cables, ultimate capacity of the frame, increases. Nonlinear dynamic analysis shows the drifts in all stories is the same and inconsiderable residual displacement exists after the earthquake.

### Keywords

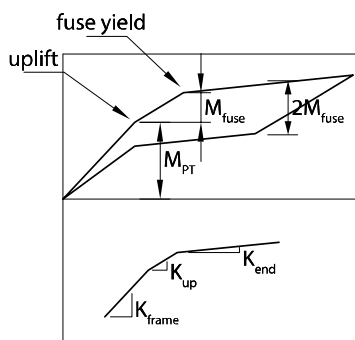
Self-centering eccentrically braced frame, Flag-shaped behavior, Replaceable fuse, Post-tensioned tendon, Nonlinear quasi-static analysis



امتداد همان ستون‌ها (از پایه تا بام)، قرار دادن این قاب در بین قاب ثقلی به طوری که بار مرده فقط روی قاب ثقلی وارد شود و این قاب فقط نیروی جانبی را بگیرد و در پایان قرار دادن فیوز بین ستون‌های قاب مهاربندی با قاب ثقلی، معرفی می‌شود (شکل (۱)). در این تحقیق ابتدا نحوه طراحی اجزای سازه‌ای، فیوز و کابل تعریف شده و سپس رفتار لرزه‌ای این قاب و صحت پروسه طراحی با تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی برآورد می‌شود. در آخر با تحلیل دینامیکی تغییر مکان باقی مانده و دریافت سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد.



الف) نمای کلی قاب



ب) رفتار چرخه‌ای قاب

شکل ۱- قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا

## ۲- رفتار سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا

همانطور که در شکل (۱-ب) نشان داده شده است، مشخصه این قاب، رفتار چرخه‌ای پرچمی شکل است. در این شکل سه سختی در رفتار قاب مشخص است. سختی اولیه آن برابر قاب مهاربندی واگرای متداول است. سختی ثانویه آن با تقسیم نیروی وارده بر تغییر مکان ایجاد شده پس از بلندشدگی و قبل از تسلیم

پیش‌بینی می‌شود سازه‌هایی که طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مدرن طراحی شده‌اند، پاسخ غیرخطی شکل‌پذیر کنترل شده‌ای در طول زلزله طرح داشته باشند، که باعث خرابی گسترده در سازه به همراه تغییر شکل‌های باقی مانده پس از زلزله می‌شود. راهکارهای مختلفی می‌تواند برای کاهش خرابی به کار گرفته شود. یکی از راهکارهای متداول جداگر پایه و دیگری استفاده از کنترل‌های مختلف فعال و نیمه‌فعال است [۱]. می‌توان با اضافه کردن میرایی به سازه از طریق دستگاه‌های مختلف که براساس ویسکوز، اصطکاک یا تسلیم، دمپ می‌کنند نیز خرابی را کاهش داد. درحالی‌که بعضی از این راه‌حل‌ها موثرتر از سایر آن‌ها در کاهش خرابی هستند ولی کلیه آن‌ها نیاز به دانش خاصی در مرحله‌ی طراحی و نصب دارند، همچنین نیاز به بازرسی دقیق و هزینه اولیه زیادی وجود دارد [۲]. سیستم‌های مرکزگرا، مبحث جدیدی هستند که مشکلات سیستم‌های متداول را برطرف کرده‌اند و توجه ویژه‌ای به تازگی به آن‌ها شده است. در میان تحقیقات فراوان در این زمینه، قاب خمشی مرکزگرا براساس پس کشیدگی بین تیر و ستون [۳]، براساس پس کشیدگی در پای ستون [۴]، قاب مهاربندی همگرای مرکزگرا [۵]، مهاربند مرکزگرای تلف‌کننده انرژی [۶]، دستگاه‌های مرکزگرا [۷] و مهاربند کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار [۸] قابل بیان هستند. همچنین نویسنده‌گان قبلاً به سیستم مشابهی پرداخته بودند که فیوزها پای ستون قرار داده می‌شدند و بار ثقلی روی ستون گهواره‌ای وارد می‌شد [۹].

تجارب زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که تعمیرات، پس از زلزله‌های بزرگ‌تر یا کوچک‌تر از زلزله طرح، لازم می‌باشند [۱۰]. سیستم‌های سازه‌ای که به راحتی تعمیر یا تعویض می‌شوند در حالیکه شکل‌پذیری بالایی نیز دارند به این دلیل در مناطق لرزه‌ای مورد پسند هستند. برای اینکه سازه‌ای قابل تعمیر باشد، به غیر از تمرکز تغییر شکل غیرخطی در المان‌های قابل تعویض تلف‌کننده انرژی، هر تغییر مکان جانبی باقی مانده‌ای نیز باید حذف شود. بعضی از المان‌های قابل تعویض تلف‌کننده انرژی شامل اتصال INERD [۱۱]، دستگاه‌های FUSEIS [۱۲]، قاب مهاربندی کمانش‌تاب [۱۳]، دیوار برشی فولادی [۱۴] و قاب مهاربندی واگرای با تیر پیوند قابل تعویض [۱۵-۱۷] می‌باشند.

در این مقاله سیستم جدیدی با جداکردن پای ستون‌های دو طرف قاب مهاربندی واگرا، اضافه کردن کابل پس کشیده در

$$M_p = W_{bay} \times F_{pti} + (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp} \quad (3)$$

$$\theta = \frac{\Delta_{roof}}{HN_{st}} = \frac{\Delta_{PT}}{W_{bay}} = \frac{\Delta_{fuse}}{W_{bay} + L_{fuse}} \quad (4)$$

$$K_{up} = \frac{M_p}{\Delta_{roof}} = \frac{F_{pti}}{\Delta_{PT}} \times \frac{W_{bay}^2}{HN_{st}} + \frac{V_{fp}}{\Delta_{fuse}} \times \frac{(W_{bay} + L_{fuse})^2}{HN_{st}} \quad (5)$$

سختی نهایی هنگامی اتفاق می افتد که فیوز تسلیم شده باشد. در این حالت فرض می شود کابل های پس کشیده تسلیم نشده اند.

$$K_{end} = \frac{F_{pti}}{\Delta_{PT}} \times \frac{W_{bay}^2}{HN_{st}} \quad (6)$$

پارامترهای  $M_{PT}$  و  $M_{fuse}$  در شکل (۱-ب) از روابط زیر قابل استخراج هستند.

$$M_{PT} = W_{bay} \times F_{pti} \quad (7)$$

$$M_{fuse} = (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp} \quad (8)$$

در نمودار پرچمی شکل، می توان دو مشخصه را تعریف کرد. اولی لنگر مقاوم و دومی میزان اتلاف انرژی است. آن ها را می توان در روابط زیر به ترتیب با عناوین  $OT$  و  $SC$  تعریف کرد.

$$OT = \frac{M_n}{M_{Ovt}} = \frac{W_{bay} \times F_{pti} + (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp}}{M_{Ovt}} \quad (9)$$

$$SC = \frac{W_{bay} \times F_{pti}}{(W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp}} \quad (10)$$

همانطور که مشخص است، مقدار  $OT$  و  $SC$  هرچه به عدد یک نزدیک تر باشند، سازه اقتصادی تر با حداکثر مقدار اتلاف انرژی ممکن است. به عبارت دیگر اگر مقدار  $OT$  بیشتر از یک باشد، به معنی بیشتر بودن مقاومت سازه نسبت به لنگر واژگونی است که نشان از اقتصادی نبودن طراحی است. همچنین اگر مقدار  $SC$  بیشتر از یک شود، مساحت داخل نمودار هیستریزس شکل (۱-ب) کوچک تر می شود که باعث کمتر شدن میزان اتلاف انرژی می شود، اگر  $SC$  کوچک تر از یک شود، مساحت داخل نمودار آنقدر بزرگ می شود که در باربرداری، مسیر رفتار سازه با محور افقی برخورد می کند که باعث می شود پس از اتمام زلزله تغییر مکان باقی مانده بوجود بیاید.

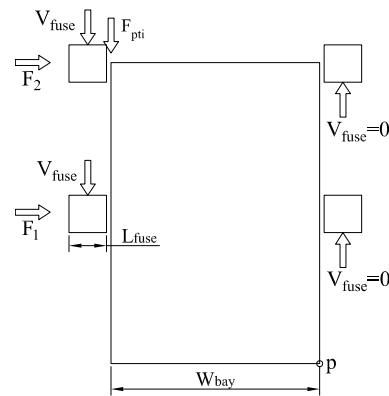
المان فیوز، به دست می آید، و سختی سوم آن پس از تسلیم فیوز محاسبه می شود که در ادامه رابطه ریاضی برای محاسبه آن ها نیز آورده شده است.

برای محاسبه سختی اولیه، چون سازه هنوز بلند نشده است، آن را همانند سازه متداول بررسی کرده، در نتیجه سختی آن برابر مجموع سختی تیرهای پیوند به صورت سری است.

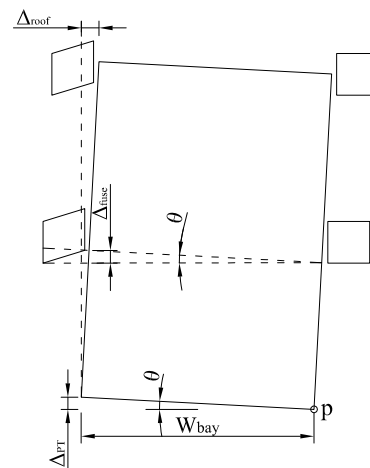
$$K_{link\ beam} = \frac{GA_w}{e} \quad (1)$$

$$\frac{1}{K_{frame}} = \sum_{i=1}^{N_{st}} \frac{1}{K_{link\ beam}} \quad (2)$$

سختی ثانویه هنگامی اتفاق می افتد که سازه از زمین بلند شده است، ولی هنوز فیوزها تسلیم نشده اند. با توجه به شکل (۲) می توان با تقسیم لنگر لازم برای تغییر مکان واحد، به یک (یا همان تغییر مکان واحد)، سختی ثانویه را محاسبه کرد.



الف نیروها در المانها



ب) تغییر شکل المانها

شکل ۲- دیاگرام آزاد نیروها

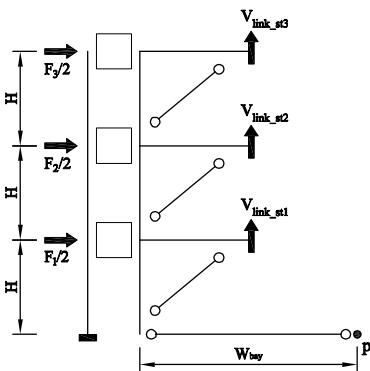
$$GU = \frac{F_{pti}}{C_{sh}V_{fp}} \quad (13)$$

پارامتر  $GU$  اگر کوچکتر از یک باشد، نشان دهنده بلندشدگی و اگر کوچکتر باشد، نشان می‌دهد که قاب از زمین بلند نخواهد شد. عدد یک اقتصادی‌ترین مقدار برای آن است.

### ۳-۲- روابط کنترل تسلیم برشی تیر پیوند

رفتار سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا به دوران صلب آن که در شکل (۲) نمایش داده شده است وابسته است. این دوران صلب بسته به دوران تیر پیوند است، به این معنی که اگر دوران تیر پیوند بیش از اندازه باشد (تیر پیوند تسلیم شود)، رفتار این سیستم (رفتار پرچمی شکل) به دست نخواهد آمد. در این قسمت تیر پیوند را کنترل می‌کنیم که تسلیم نشود و اگر لازم بود ابعاد آن را بزرگ‌تر می‌کنیم.

در ابتدا نیاز است که نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند تحت بار جانبی محاسبه شود. برای محاسبه نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند، مقطعی از قاب می‌زنیم تا با گرفتن ممان از نقطه  $P$ ، نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند بر حسب نیروهای جانبی به دست آید (شکل ۴).



شکل ۴- برش ایجاد شده در تیر پیوند

$$\sum M_p = 0 \rightarrow F_3/2 H = V_{link\_st3} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند} \quad (14)$$

طبقه سوم

$$\sum M_p = 0 \rightarrow (F_3/2 + F_2/2) H = V_{link\_st2} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند} \quad (15)$$

طبقه دوم

$$\sum M_p = 0 \rightarrow (F_3/2 + F_2/2 + F_1/2) H = V_{link\_st1} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند} \quad (16)$$

طبقه اول

در این مرحله باید کنترل شود که برش ایجاد شده در تیر پیوند طبقات مختلف، از ظرفیت برشی آن تیرها بیشتر نشود.

### ۳- راهنمای طراحی سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا

در طراحی این سیستم، به سه امان باید توجه شود: ۱- فیوز، ۲- کابل پس کشیده و ۳- تیر پیوند. در این پروسه، ابتدا فیوز و کابل طراحی می‌شوند، سپس تیر پیوند کنترل می‌شود. برای طراحی فیوز و کابل، نیاز به ممان واژگونی داریم که یکی از پارامترهای آن ضریب رفتار سیستم است. طبق تحقیقات Eatherton [۱۸] ضریب رفتار هشت برای سیستم مهاربندی همگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده فرض شده است که از آن برای این سیستم نیز استفاده می‌شود.

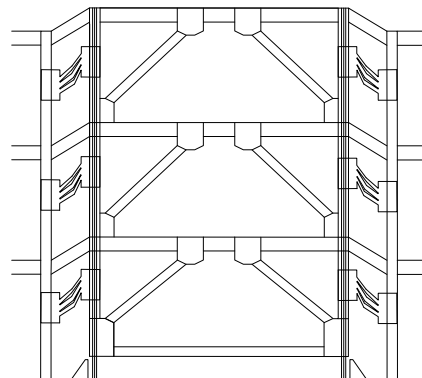
### ۳-۱- راهنمای طراحی المان فیوز و کابل پس کشیده

برای محاسبه مقاومت المان فیوز و نیروی پس کشیدگی کابل، نیاز به دو معادله داریم، اولین و دومین معادله را  $OT > 1$  و  $SC > 1$  فرض می‌کنیم. در نتیجه با حل دو معادله دو مجهول، مقاومت برشی فیوز و نیروی پس کشیدگی از روابط زیر به دست می‌آید.

$$V_{fp} > \frac{M_{ovt}}{2 \times (W_{bay} + L_{fuse}/2)} \quad (11)$$

$$F_{pti} > \frac{M_{ovt}}{2 \times W_{bay}} \quad (12)$$

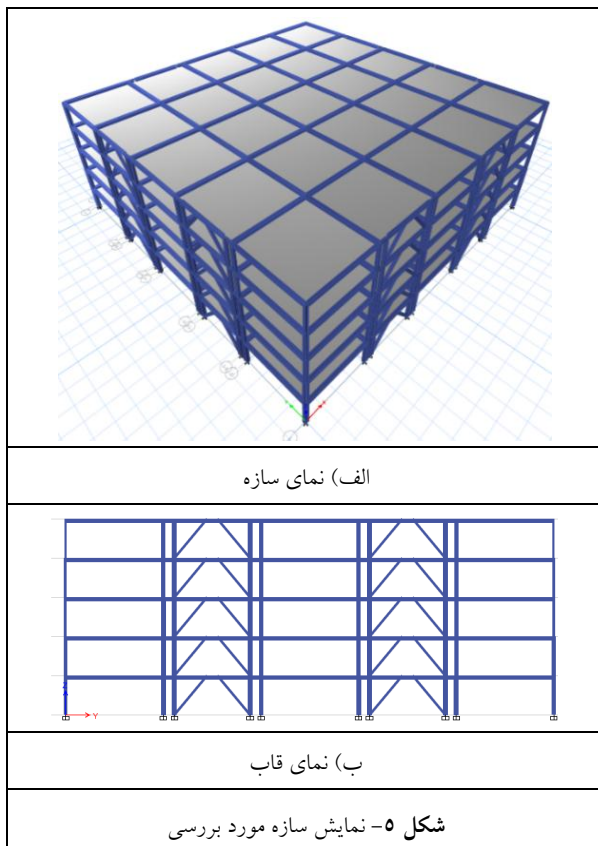
همانطور که دیده می‌شود، این روابط از هم مستقل هستند و فقط دارای مقدار حداقلی هستند. برای رفع این مشکل یکی از خصوصیات قاب را مورد بررسی قرار می‌دهیم و آن جلوگیری از بلندشدگی کامل قاب گهواره‌ای است. این پدیده زمانی رخ می‌دهد که فیوزها قوی‌تر از کابل‌ها باشند که در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل ۳- بلندشدگی کامل قاب

پارامتر Global Uplift ( $GU$ ) برای جلوگیری از بلندشدگی تعریف می‌شود که نسبت نیروی پس کشیدگی کابل به مجموع مقاومت برشی فیوزها است و رابطه آن در زیر آمده است.

با ضریب رفتار هفت نیز طراحی می‌شوند. برای تمامی المان‌ها مقاطع W شکل [۲۰] انتخاب شده‌اند. مقاطع به‌دست آمده از طراحی در جدول (۱) و (۲) برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.



جدول ۱- مقاطع نهایی سازه گهواره‌ای پنج طبقه

طبقه	تیر پیوند	ستون در قاب مقاوم	مهاربند
۵	W12x40	W14x22	W8x24
۴	W12x45	W14x22	W8x31
۳	W12x72	W14x30	W8x31
۲	W12x87	W14x43	W8x35
۱	W12x45	W14x90	W8x31

جدول ۲- مقاطع نهایی سازه گهواره‌ای ده طبقه

طبقه	تیر پیوند	ستون در قاب مقاوم	مهاربند
۹-۱۰	W12x53	W14x30	W8x24
۷-۸	W12x87	W14x61	W8x40
۵-۶	W12x106	W14x82	W8x48
۳-۴	W12x120	W14x120	W8x58
۱-۲	W12x136	W14x257	W8x31

در غیراینصورت باید ابعاد تیر پیوند بزرگتر شود. در روابط بالا سه نیروی  $F_1$ ،  $F_2$  و  $F_3$  برابر وقتی هستند که فیوزها تسلیم شده‌اند. برای محاسبه آن‌ها رابطه ممان مقاوم در برابر ممان واژگونی را که همان  $OT=1$  است را حل کرده که به صورت زیر می‌شود. برای محاسبه مقدار دقیق این سه نیرو، لازم است رابطه بین اینها فرض شود، با فرض الگوی بارجانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹] (به طور مثلی یا براساس مود اول)، مقدار دقیق از رابطه (۱۹) به‌دست خواهد آمد.

$$M_n = (F_{pti} + P_D)W + C_{sh}V_{fp} \left( W + \frac{h_{fuse}}{2} \right) \quad (17)$$

$$M_{ovt} = 3F(3H) + 2F(2H) + F(H) = 14FH \quad (18)$$

$$F = \frac{M_n}{14H} \quad (19)$$

در نهایت با جایگذاری در معادلات (۱۴) تا (۱۶) تسلیم تیر پیوند کنترل می‌شود. این روابط برای هر تعداد طبقه، قابل محاسبه و به همین ترتیب هستند.

$$V_{link\_st3} = \frac{3M_n}{14W_{bay}} \quad (20)$$

$$V_{link\_st3} = \frac{(3+2)M_n}{14W_{bay}} \quad (21)$$

$$V_{link\_st3} = \frac{(3+2+1)M_n}{14W_{bay}} \quad (22)$$

#### ۴- طراحی سازه‌های مورد بررسی

##### ۴-۱- مقدمه

در این مقاله سیستم پیشنهادی را بر روی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه به ارتفاع ۳/۶ متر برای هر طبقه با کاربری مسکونی در شهر تهران بررسی می‌کنیم. این سازه‌ها پلانی مربعی، به ابعاد ۴۵ در ۴۵ متر دارند که در هر جهت دارای پنج دهانه نه متری است (شکل ۵). بار مرده روی کلیه کف‌ها شامل وزن خود بتن و کف‌سازی  $5/45 \text{ kN/m}^2$ ، بار زنده طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان روی کف طبقات  $2 \text{ kN/m}^2$  و بار دیوارهای داخلی (پارتیشن‌ها) به صورت گسترده روی کف‌های طبقات برابر  $1 \text{ kN/m}^2$ ، می‌باشند. بار برف و بار زنده بام روی کف بام به‌ترتیب برابر  $1 \text{ kN/m}^2$  و  $1/5 \text{ kN/m}^2$ ، اعمال می‌گردند. بارگذاری جانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده می‌شود، بر این اساس که سازه در شهر تهران واقع شده است، شتاب منطقه  $0/35 \text{ g}$ ، خاک نوع دو و ضریب اهمیت یک است. ضریب رفتار هشت همانطور که گفته شده برای سیستم گهواره‌ای انتخاب می‌شود، برای مقایسه با سیستم واگرا، سازه‌ها

#### ۴-۲- طراحی المان فیوز و کابل پس کشیده

قاب گهواره‌ای داخل قاب ثقلی قرار داده شده است. عرض دهانه ثقلی نه متر گفته شده، با فرض طول فیوز برابر یک متر، عرض دهانه گهواره‌ای هفت متر به دست می‌آید. برای طراحی دو المان فیوز و کابل پس کشیده، از معادلات (۱۱) و (۱۲) استفاده می‌کنیم. این معادلات، پس از جاگذاری پارامترهای معلوم در زیر محاسبه شده‌اند.

$$V_{fp} > \frac{12500}{2 \times (7 + 1/2)} > 833 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۳)$$

$$V_{fp} > \frac{37000}{2 \times (7 + 1/2)} > 2467 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۴)$$

$$F_{pti} > \frac{12500}{2 \times 7} > 893 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۵)$$

$$F_{pti} > \frac{37000}{2 \times 7} > 2643 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۶)$$

پس از حل، مجموع برش فیوزها و نیروی پس کشیدگی کابل‌های یک طرف سازه، به دست می‌آید. می‌توان برش هر فیوز را مثلاً در سازه ۵ طبقه، از تقسیم مقدار مجموع برش‌ها بر پنج به دست آورد.

$$V_{fp} > 833 \rightarrow V_{fuse} > 167 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۷)$$

$$V_{fp} > 2467 \rightarrow V_{fuse} > 247 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۸)$$

پس از تعیین مقاومت برشی لازم برای فیوز و نیروی پس کشیدگی اولیه کابل، با توجه به اینکه فیوز صفحه برشی پروانه‌ای شکل است (شکل (۶))، از روابط زیر، تعداد کابل (با فرض ۳۰٪ پس کشیدگی) و تعداد لینک فیوز مورد نیاز به دست می‌آید:

برای اطمینان از استفاده از اعداد حداقل (استفاده از مقادیر اقتصادی)، بلندشدگی کلی قاب را چک می‌کنیم.

$$GU = \frac{893}{1.5 \times 833} = 0.71 \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۳۱)$$

$$GU = \frac{2463}{1.5 \times 2467} = 0.66 \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۳۲)$$

عدد ۱/۵ در مقاومت تسلیم برشی مجموع فیوزها به خاطر در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کرنشی ضرب شده است. نتایج نشان می‌دهد اگر براساس  $OT=1$  و  $SC=1$  سازه طراحی شود،  $GU=0.7$  خواهد شد. چون پارامتر بلندشدگی کمتر از یک است، سازه بلند می‌شود در نتیجه پیش‌تندگی را افزایش می‌دهیم. البته در کلیه روابطی که پارامتر  $F_{pti}$  در آن‌ها به کار رفته است، اگر وزن ثقلی نیز روی ستون گهواره‌ای باشد، با آن می‌تواند جمع شود. به عبارت دیگر وزن ثقلی کمک حال نیروی پس کشیدگی کابل است.

#### ۴-۳- کنترل تیر پیوند

طبق روابط تعریف شده، ابتدا نیروهای  $F_1$ ،  $F_2$ ، ... تا  $F_5$  را با فرض توزیع مثلثی واژگون، پیدا کرده تا پس از آن ظرفیت برشی تیر پیوند کنترل شود.

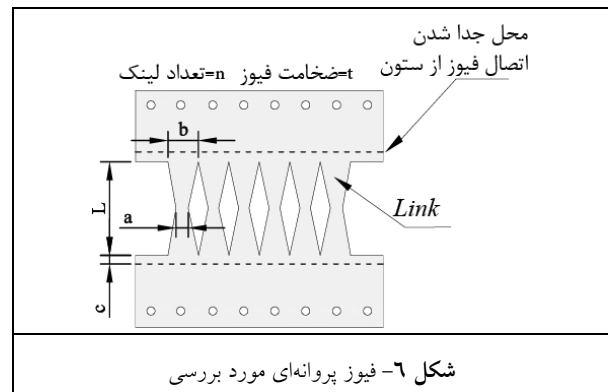
$$F_{st5} = \frac{M_n}{\frac{N(N+1)(2N+1)}{6}H} = \frac{12500}{55 \times 3.6} = 63.1 \text{ kN} \quad (۳۳)$$

$$F_{st10} = \frac{M_n}{\frac{N(N+1)(2N+1)}{6}H} = \frac{37000}{385 \times 3.6} = 26.7 \text{ kN} \quad (۳۴)$$

جدول ۳- تغییر مقاطع تیر پیوند سازه ۵ طبقه

طبقه	تیر موجود	تیر جدید	میزان افزایش مقطع
۵	W12x40	W12x40	بدون تغییر
۴	W12x50	W12x45	۱ اندازه
۳	W12x87	W12x72	۲ اندازه
۲	W12x96	W12x87	۱ اندازه
۱	W12x72	W12x45	۵ اندازه

تیر پیوند طبقه اول به خاطر تغییر شکل‌های الاستیک تیرهای پیوند طبقات بالاتر، معمولاً برعکس محاسبات دستی نیروی کمتری نسبت به طبقه دوم می‌گیرد، در نتیجه می‌توان از نتایج محاسبات دستی صرف‌نظر کرد و مقطع طبقه سوم را به آن اختصاص داد. این موضوع در شکل (۷) که محور افقی آن برش تیر پیوند، و محور قائم آن طبقه است، نمایش داده شده است.



$$F_{pti} = 0.3 \times F_y \times \frac{\pi D^2}{4} \times n_{cable} \quad (۲۹)$$

$$V_{fuse} = \frac{4 n_{fuse} b^2 t f_y}{9 L} \quad (۳۰)$$



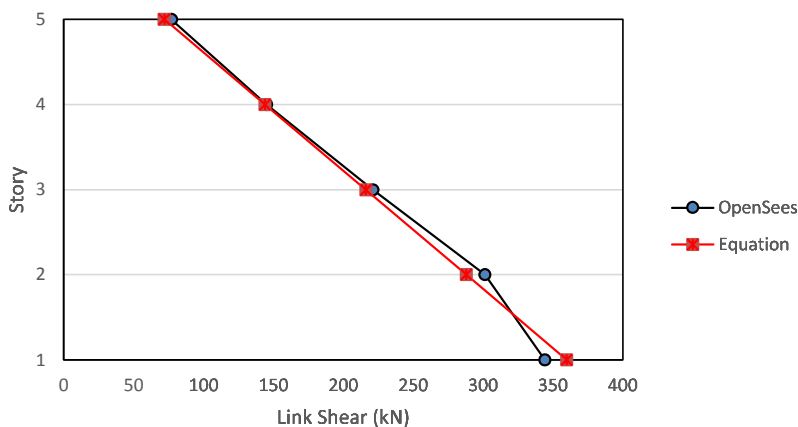
تحت تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی و دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند.

به منظور سرعت بیشتر فقط یک قاب مقاوم جانبی پیرامونی مدل می‌شود. به دلیل اینکه قاب‌های انتخاب شده، دوبعدی هستند، لازم است اثر P-Delta که در قاب‌های سازه اصلی وجود دارد، در آن‌ها نیز رعایت شود. برای این منظور ستونی به قاب مقاوم اضافه می‌شود و باری معادل همانکه در سازه اصلی تحمل می‌کرد، به ستون وارد می‌شود. ستون به‌صورتی مدل می‌شود تا هیچ سختی‌ای به سازه وارد نکند.

برای سازه ۱۰ طبقه، توزیع نیروها پیچیده‌تر از سازه ۵ طبقه است، بدین صورت که شاید فیوزهای پنج طبقه از ۱۰ طبقه تسلیم شوند، به عبارت دیگر فیوزهای کل ۱۰ طبقه باهم تسلیم نمی‌شوند.

#### ۴-۴- مشخصات مدل‌های مورد بررسی

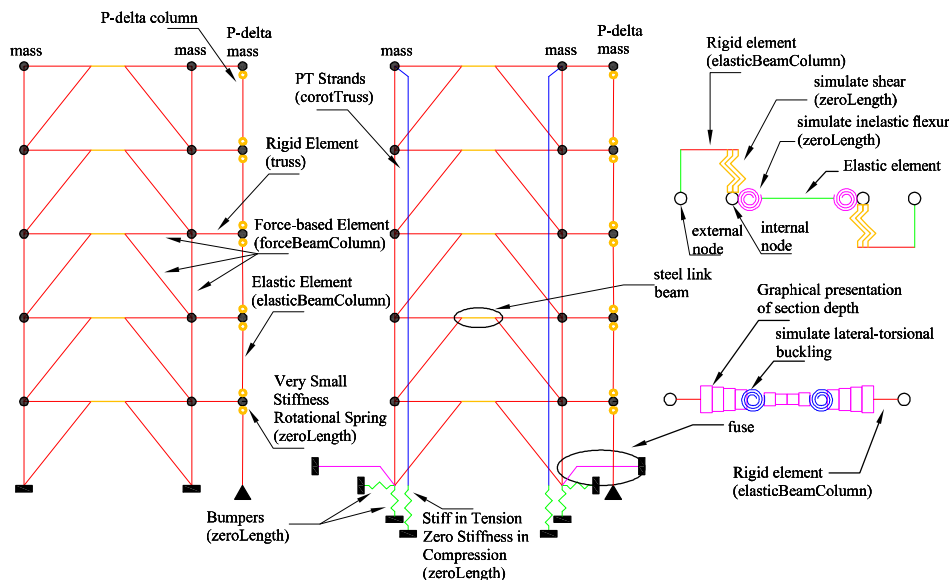
برای بررسی سیستم پیشنهاد شده، و صحت‌سنجی روابط ریاضی ارائه شده، ۱۰ قاب (پنج قاب ۵ طبقه و پنج قاب ۱۰ طبقه) (جدول ۴) به‌صورت غیرخطی (شکل ۸) مدل می‌شوند و



شکل ۷- برش تیرپیوند در هر طبقه

جدول ۴- تغییر مقاطع تیر پیوند سازه ۵ طبقه

سازه	اسم	اضافه مقاومت	اتلاف انرژی	بلندشدگی	تعداد لینک فیوز	تعداد کابل
۵ طبقه	Norm-5	۱/۲۰	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۱	۲۱
	OT1-5	۱/۳۴	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۱	۲۶
	OT2-5	۱/۵۱	۲/۰۲	۱/۴۴	۱۱	۳۱
	SC1-5	۱/۶۱	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۳	۳۱
	SC2-5	۱/۷۳	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۶	۳۱
	GU-5	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۷۱	۱۱	۱۶
۱۰ طبقه	Norm-10	۱/۲۰	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۶	۶۳
	OT1-10	۱/۳۴	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۶	۷۵
	OT2-10	۱/۵۱	۲/۰۲	۱/۴۴	۱۶	۹۰
	SC1-10	۱/۶۱	۱/۶۸	۱/۲۰	۲۰	۹۰
	SC2-10	۱/۷۳	۱/۴۰	۱/۰۰	۲۴	۹۰
	GU-10	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۷۱	۱۶	۴۵



شکل ۸- نحوه‌ی مدل‌سازی غیرخطی قاب متداول و گهواره‌ی

است. از این رو تحلیل پوش اور بسیار مورد توجه قرار گرفته است.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، پس از بارگذاری ثقلی، بارگذاری جانبی با الگوی مشخصی به صورت مرحله‌ای به سازه اعمال می‌گردد و تا رسیدن به یک تغییر مکان خاص (تغییر مکان گره مرکز جرم بام) ادامه می‌یابد. الگوی بار جانبی این روش بر پایه مود اول نوسان یا به صورت یکنواخت به سازه اعمال می‌شود. در این تحقیق از الگوی مدل اول برای تحلیل پوش اور استفاده شده است.

مهمترین نتیجه تحلیل استاتیکی غیرخطی، نمودار بار-تغییر مکان سازه یا منحنی ظرفیت است. علاوه بر منحنی ظرفیت، نتایج مهم دیگری از قبیل: مشخص شدن نحوه و ترتیب توزیع مفاصل پلاستیک در اعضای سازه، محاسبه تغییر شکل‌های سازه، نحوه مکانیزم شدن سازه و نیروهای اعضا را نیز می‌توان استخراج نمود.

رفتار چرخه‌ای مدل‌های جدول (۴)، در شکل (۹) و (۱۰) نشان داده شده‌اند. همانطور که دیده می‌شود، چون در مدل‌های نوع *OT*، بدون تغییر فیوز، تعداد کابل‌ها زیاد شده است، مساحت داخل حلقه هیستریزیس یکسان است، به عبارت دیگر اتلاف انرژی مدل‌ها یکسان است، ولی ممان مقاوم افزایش یافته است که نشان از صحیح بودن رابطه *OT* و تعریف آن دارد. همینطور، چون در مدل‌های نوع *SC* بدون تغییر کابل، تعداد لینک‌های فیوزها زیاد شده است، مساحت داخل حلقه هیستریزیس افزایش پیدا کرده است، یا اتلاف انرژی بیشتر شده

در مدل‌ها، تیرها، ستون‌ها و مهاربندها با مقاطع فایبر<sup>۵</sup> مدل شده‌اند. از آنجاییکه مقاطع فایبر توانایی درک رفتار برشی را ندارند، برای تیرهای پیوند باید راهکاری اندیشید تا برش را در نظر بگیرند، از بین راهکارهای موجود، تیر پیوند پنج المانه انتخاب می‌شود [۲۱]. فیوزهای برشی که صفحات فولادی با برش‌های لوزی شکل هستند، می‌توانند به دو صورت مدل شوند: ۱- استفاده از فنر بدون طول برشی است که رفتار کلی فیوز به آن وارد می‌شود [۲۲]، و ۲- مدل کردن فیوز به صورت کامل و اعمال کماتش پیچشی-جانبی توسط فنرهای بدون طول پیچشی [۲۳]. مدل دوم دقیق‌تر است و از آن در این تحقیق استفاده شده است. کابل‌ها توسط المان میله‌ای با در نظر گیری تغییر شکل‌های زیاد مدل شده است که چون دارای نیروی پس کشیدگی است از مصالح فولاد برای ماده آن استفاده شده است. برای اینکه کابل نیروی فشاری تحمل نکند، در تکیه‌گاه آن از فنری استفاده شده است که در فشار بدون سختی ولی در کشش با سختی زیاد است. همچنین در پای ستون‌ها نیز از چنین فنری استفاده شده است (در فشار سخت و در کشش بدون سختی) تا بلندشدگی مدل شود.

### ۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل پوش اور بر این مبنا قرار دارد که سازه چند درجه آزادی (MDOF) تبدیل به چندین سازه تک‌درجه آزادی (SDOF) می‌شود و با توجه به تئوری دینامیک سازه‌ها، حل معادله دیفرانسیل سازه یک درجه آزادی، ساده و به راحتی قابل محاسبه

است.

مقدار  $GU$  از یک تغییرمکان باقی مانده برای سازه، در

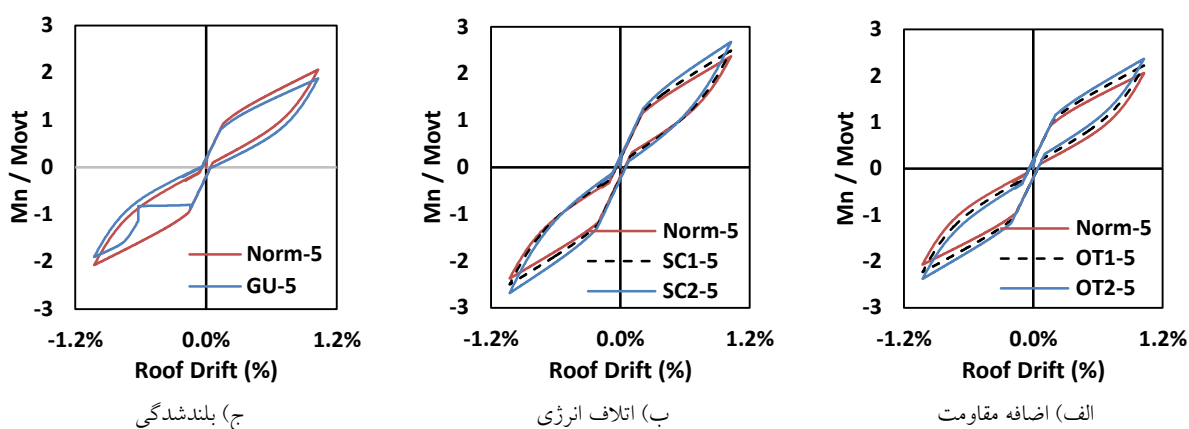
باربرداری رخ می دهد که مطلوب ما نیست.

برای اینکه رفتار این سیستم، با سیستم مهاربندی واگرای متداول مقایسه شود، این تحلیل روی آن نیز انجام شده است که نتایج در شکل (۱۱) آمده است.

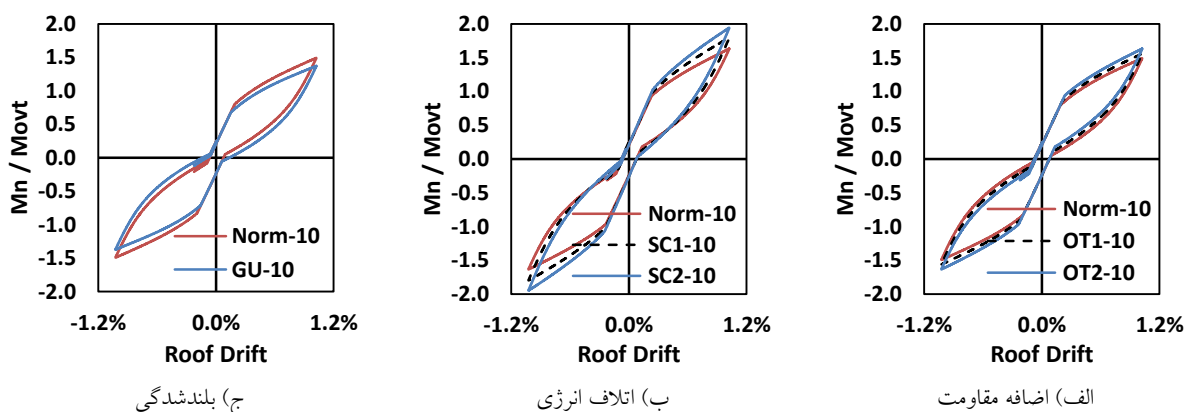
با مقایسه رفتار سیستم متداول و سیستم مرکزگرا، به این نتیجه رسیده می شود که اتلاف انرژی سیستم متداول با توجه به مساحت داخل نمودار چرخه ای آن بیشتر است ولی این سیستم خرابی کلی تجربه می کند و مقاومتش تقریباً به صفر می رسد در حالیکه سیستم مرکزگرا تا پارگی کابل یا کمانش و پاره شدن فیوز، نیرو را تحمل کرده و افت مقاومت ندارد.

نتایج مدل با بلندشوندگی نیز نشان می دهد اگر  $GU$  کوچکتر از یک باشد، در باربرداری تغییرمکان باقی مانده در سازه اتفاق می افتد که با فلسفه سازه های مرکزگرا متفاوت است.

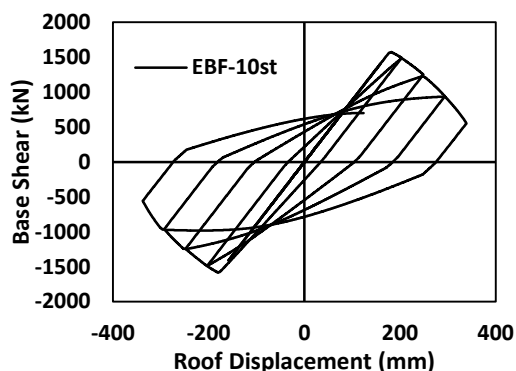
نتایج شکل (۱۰) نشان می دهد همانند سازه ۵ طبقه، با افزایش تعداد کابل و ثابت ماندن مقاومت فیوز، مقاومت نهایی سازه افزایش می یابد که البته به دلیل ۱۰ طبقه بودن سازه، این افزایش جزئی است. همینطور با افزایش تعداد لینک های هر فیوز بدون افزایش تعداد کابل، مساحت داخل نمودار افزایش یافته که نشان از افزایش میزان اتلاف انرژی دارد. نتایج سازه با بلندشوندگی، نشان می دهد که با کمتر شدن



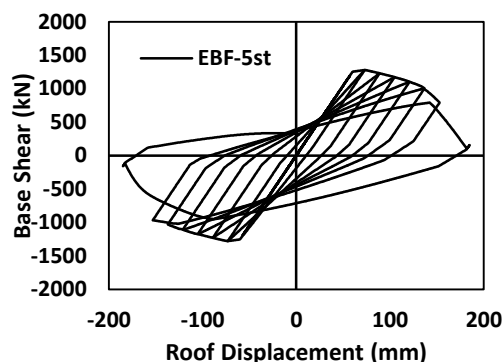
شکل ۹- مقایسه مدل های گهواره ای ۵ طبقه



شکل ۱۰- مقایسه مدل های گهواره ای ۱۰ طبقه



ب) سازه ۱۰ طبقه



الف) سازه ۵ طبقه

شکل ۱۱- رفتار چرخه‌ای سیستم مهاربندی واگرای متداول

## ۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی

به منظور تحلیل دقیق‌تر و ارزیابی بهتر سیستم، تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی سازه انجام می‌شود. در این نوع تحلیل، نوع رکوردهای انتخابی و نحوه مقیاس کردن آن‌ها تاثیر زیادی در نتایج دارند. در تحقیقات گذشته، رکوردهای حوزه دور بیشتر کار شده است. در اینجا از هفت رکورد حوزه نزدیک استفاده

می‌شود. این رکوردها بدون پالس و برای خاک نوع II می‌باشند. مشخصات رکوردهای استفاده شده در جدول (۵) همچنین مقدار مقیاس آن‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE 7 [۲۴] آورده شده‌اند. همانطور که دیده می‌شود مقیاس ASCE 7 منطقی‌تر است.

جدول ۵- مشخصات رکوردهای انتخابی

شماره	زلزله			ایستگاه	نوع خاک	فاصله گسل تا سایت	حرکات ثبت شده		مقیاس براساس ASCE 7		مقیاس براساس ۲۸۰۰	
	نام زلزله	مقدار	نام				NEHRP	Joyner Boore	PGA	PGV	۱۰ طبقه	۵ طبقه
۱	گزلی	۱۹۶۸	۶/۸	کاراکیر	C	۳/۹	۰/۸۶	۶۷/۶	۰/۸۱	۰/۶۹	۱/۵۷	۱/۴۹
۲	ناهانی	۱۹۸۵	۶/۸	سایت ۱	C	۲/۵	۱/۱۱	۴۳/۹	۱/۳۵	۰/۹۰	۴/۴۰	۳/۳۹
۳	ناهانی	۱۹۸۵	۶/۸	سایت ۲	C	۰/۰	۰/۳۵	۳۱/۹	۱/۴۱	۱/۴۱	۶/۸۰	۳/۰۶
۴	لوما پرتا	۱۹۸۹	۶/۹	بران	C	۳/۹	۰/۴۵	۵۱/۴	۰/۶۶	۰/۶۶	۳/۱۱	۲/۳۵
۵	لوما پرتا	۱۹۸۹	۶/۹	کورالتوس	C	۰/۲	۰/۶۴	۵۵/۹	۰/۷۸	۰/۶۲	۴/۰۵	۲/۳۰
۶	کپه	۱۹۹۲	۷/۰	کپه	C	۰/۰	۱/۴۹	۱۲۲/۳	۰/۶۷	۰/۴۷	۱/۶۱	۱/۱۶
۷	نورتریدج	۱۹۹۴	۶/۷	سپلودا	C	۰/۰	۰/۷۵	۷۷/۶	۰/۵۳	۰/۵۳	۲/۵۹	۱/۰۵

سازه‌های گهواره‌ای مورد تحلیل قرار گرفته، همان سازه‌های به نام Norm-5 و Norm-10 در جدول (۴) هستند. به‌خاطر خلاصه کردن بحث از آوردن نتیجه بقیه سازه‌ها چشم‌پوشی شده است.

روش مقیاس استاندارد ۲۸۰۰، به این صورت است که در بازه  $0/2T$  تا  $1/5T$  لازم است فقط طیف زلزله از  $1/10$  طیف استاندارد ۲۸۰۰ کمتر نشود، حداکثر طیف ممکن است عدد بسیار بالایی بشود که در نتیجه از جدول (۵) می‌توان فهمید که حداکثر شتاب در سازه ۱۰ طبقه ممکن است به  $g$  برسد. ولی

در روش ASCE 7، طیف زلزله طوری مقیاس می‌شود که مربع مجموع اختلاف آن با طیف استاندارد در همان بازه استاندارد ۲۸۰۰، حداقل شود. روش ASCE 7 نتایج بسیار بهتری می‌دهد چون هم حداکثر و هم حداقل طیف مقیاس می‌شوند. به‌خاطر این مسائل معمولاً رکوردهای حوزه نزدیک از روش‌های دیگری به جز استاندارد ۲۸۰۰، مقیاس می‌شوند.

در هر صورت همانطور که از شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، جابه‌جایی نسبی طبقات سازه ۱۰ طبقه گهواره‌ای کمتر از سازه متداول شده است (مخصوصاً در طبقه اول). اگر از زاویه دیگر



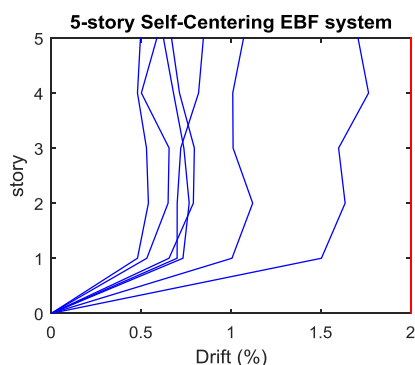
با ضریب رفتار هشت طراحی خواهند شد. در آخر تیر پیوند کنترل می‌شود که با نیروهایی که بهش می‌رسد، تسلیم نشده باشد.

پس از طراحی قاب، تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای انجام شده است تا صحت روابط طراحی و همینطور رفتار قاب بررسی شود. نتایج نشان می‌دهد با افزایش تعداد کابل‌ها که باعث افزایش پارامتر اضافه مقاومت ( $OT$ ) می‌شود، مقاومت و سختی نهایی قاب افزایش می‌یابد، البته سختی قبل از بلندشدگی ثابت می‌ماند چون به سختی المان‌های قاب بستگی دارد. همچنین با افزایش تعداد لینک‌های فیوز، پارامتر اتلاف انرژی ( $SC$ ) کاهش می‌یابد که نشان از افزایش ظرفیت اتلاف انرژی است و نمودارهای چرخه‌ای نیز این موضوع را نشان دادند. سپس پارامتر بلندشدگی مورد بحث قرار گرفت و نشان داده شد اگر مقدار آن کمتر از یک باشد، نمودار رفتار سازه در باربرداری هنگامی که باری به سازه وارد نمی‌شود، دارای تغییرمکانی غیر از صفر است که این امر فلسفه سیستم مرکزگرا را نقض می‌کند، در نتیجه همیشه باید مقدار این پارامتر بزرگتر از یک باشد.

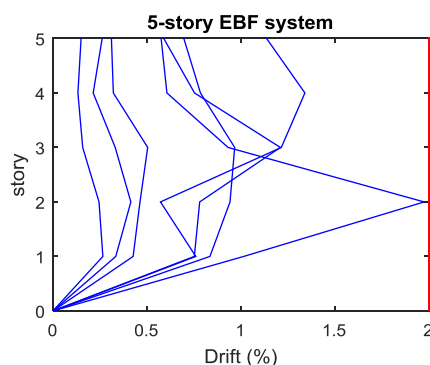
نگاه کنیم، سازه ۱۰ طبقه با سیستم متداول تحت یکی از زلزله‌ها دارای جابه‌جایی نسبی ۴٪ است که یعنی کاملاً خراب شده است. همچنین جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای در ارتفاع یکسان هست که باعث کاهش خرابی اعضای غیرسازه‌ای در آن‌ها می‌شود. در شکل (۱۳) جابه‌جایی بام سازه‌ها نشان داده شده است. در این نمودارها قابل برداشت است که سازه‌های گهواره‌ای تغییرمکان باقی‌مانده کمتری (قابل چشم‌پوشی) نسبت به سازه‌های متداول دارند و در نتیجه پس از زلزله قابل تعمیر هستند. ولی سازه‌های متداول تغییرمکان باقی‌مانده بسیار بزرگی دارند که در سازه ۱۰ طبقه، به خاطر خرابی سازه، زلزله حتی به انتها نیز نرسیده است.

### ۷- نتیجه گیری

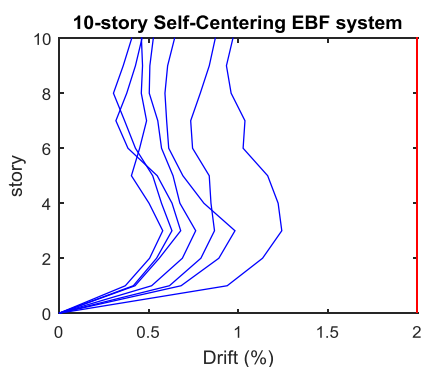
در این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع پرداخته شده است. نتایج طراحی نشان می‌دهد که المان‌های قاب ابتدا با ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرا طراحی می‌شوند، سپس کابل پس‌کشیده و فیوز



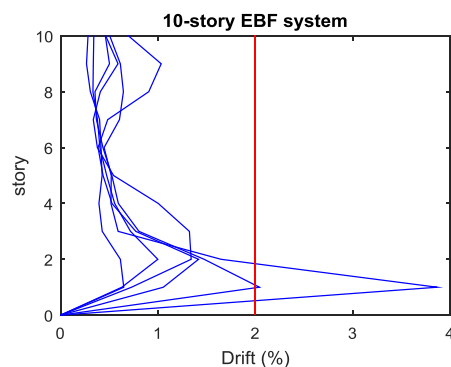
ب) سازه ۵ طبقه گهواره‌ای



الف) سازه ۵ طبقه متداول



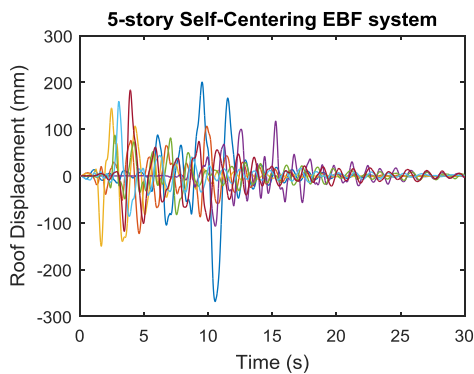
د) سازه ۱۰ طبقه گهواره‌ای



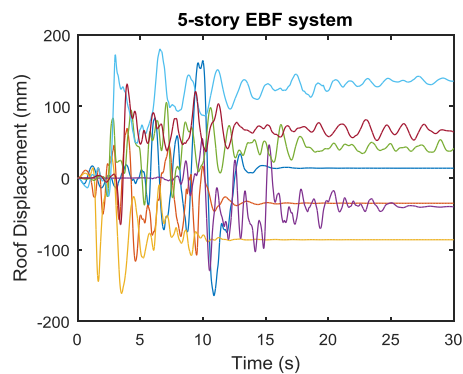
ج) سازه ۱۰ طبقه متداول

شکل ۱۲- جابه‌جایی نسبی طبقات

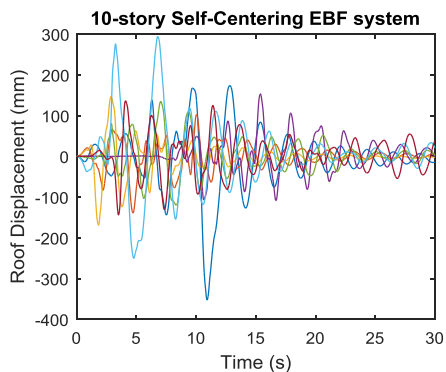




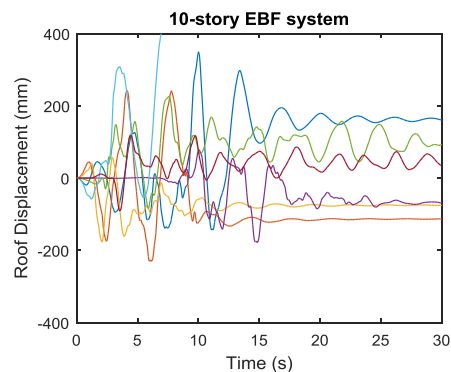
ب) سازه ۵ طبقه گهواره‌ای



الف) سازه ۵ طبقه متداول



د) سازه ۱۰ طبقه گهواره‌ای



ج) سازه ۱۰ طبقه متداول

شکل ۱۳- جابه‌جایی بام

#### ۸- علائم نوشتاری

مساحت جان تیر پیوند	$A_w$
ضریب سخت‌شوندگی کرنشی فیوز	$C_{sh}$
طول تیر پیوند	$e$
نیروی پس‌کشیدگی اولیه	$F_{pti}$
مدول برشی فولاد	$G$
ارتفاع طبقه	$H$
طول فیوز	$L_{fuse}$
لنگر واژگونی	$M_{ovt}$
لنگر مقاوم	$M_n$
تعداد طبقات	$N_{st}$
مجموع ظرفیت برشی فیوزها	$V_{fp}$
عرض دهانه گهواره‌ای	$W_{bay}$
میزان کش آمدگی کابل	$\Delta_{PT}$
جابه‌جایی بام	$\Delta_{roof}$
جابه‌جایی برشی فیوز	$\Delta_{fuse}$

رفتار سیستم متداول نیز مورد ارزیابی قرار گرفت و مشاهده شد پس از تسلیم تیر پیوند، افت مقاومت زیادی دارد و دیگر قابل بهره‌برداری نیست. در ادامه تحلیل دینامیکی غیرخطی روی سازه‌ها انجام شد، دیده شد جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای به جز طبقه اول، در سایر طبقات یکسان می‌ماند که نشان از صلب حرکت کردن قاب و در نتیجه خرابی کم به اجزای غیرسازه‌ای دارد. نتایج جابه‌جایی بام نیز نشان داد که این سیستم‌های گهواره‌ای جابه‌جایی باقی‌مانده کمی پس از زلزله دارند و در نتیجه قابل تعمیر و بهره‌برداری می‌باشند ولی سازه‌های متداول تغییر مکان باقی‌مانده زیادی پس از زلزله تجربه می‌کنند که باعث می‌شود غیر قابل تعمیر شوند. با توجه به این مسائل توصیه می‌شود در سازه‌هایی که نیاز به قابلیت به ره‌برداری بی‌وقفه دارند از این سیستم استفاده شود. البته مزیت این سیستم نسبت به سیستم مرکزگرای همگرای گهواره‌ای، قابلیت ایجاد باز شو در دهانه گهواره‌ای به‌خاطر بادبندهای واگرا است.

- [12] Vayas, I., Karydakakis, P., Dimakogianni, D. and Douka, G. (2012), "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames-The FUSEIS Project, Design Guide", Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- [13] Bordea, S. (2010), "Dual Frame Systems of Buckling Restrained Braces", University of Politehnica, Madrid, Spania.
- [14] Neagu, C. (2011), Multi-Storey Building Frames Stiffened with Dissipative Shear Walls, University of Politehnica, Madrid, Spania.
- [15] Stratan, A. and Dubina, D. (2004), "Bolted Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Fifth International Workshop on Connections in Steel Structures, p. 223-332.
- [16] Dubina, D., Stratan, A. and Dinu, F. (2008), "Dual High Strength Steel Eccentrically Braced Frames with Removable Links", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 37, No. 15, pp. 1703-1720.
- [17] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1141-1152.
- [18] Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H. and Mar, D. (2014), "Design Concepts for Controlled Rocking of Self-Centering Steel-Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 140, No. 11, pp. 401-408.
- [19] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.
- [20] ASTM A6, (2016), Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes and Sheet Piling, ASTM International: West Conshohocken.
- [21] Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P. (2015), "Modelling of Steel Link Beams of Short, Intermediate or Long Length", Engineering Structures, Vol. 84, pp. 406-418.
- [22] Ma, X., Borchers, E., Pena, A., Krawinkler, H. and Billington, S. (2010), "Design and Behavior of Steel Shear Plates with Openings as Energy-Dissipating Fuses", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report, 173.
- [23] Eatherton, M.R. and Hajjar, J.F. (2014), "Hybrid Simulation Testing of a Self Centering Rocking Steel Braced Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 43, No. 11, pp. 1725-1742.
- [24] Structural Engineering Institute, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of civil engineering: Virginia.
- [1] Cheng, F.Y., Jiang, H. and Lou, K. (2008), "Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control", CRC Press.
- [2] Ioan, A., Stratan, A., Dubinã, D., Poljanšek, M., Molina, F.J., Taucer, F., Pegon, P. and Sabău, G. (2016), "Experimental Validation of Re-Centring Capability of Eccentrically Braced Frames with Removable Links", Engineering Structures, Vol. 113, pp. 335-346.
- [3] Herning, G., Garlock, M.E. and Vanmarcke, E. (2011), "Reliability-Based Evaluation of Design and Performance of Steel Self-Centering Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 10, pp. 1495-1505.
- [4] Chi, H. and Liu, J. (2012), "Seismic Behavior of Post-Tensioned Column Base for Steel Self-Centering Moment Resisting Frame", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 78, pp. 117-130.
- [5] امیردهنی، ح.، اصغری، ا. و شافعی، ع. (۲۰۱۶)، "مطالعه رفتار لرزهای قاب‌های مهاربندی فولادی با عملکرد گهواره‌ای مجهز به فیوزهای استهلاک انرژی"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، شماره ۳، ص. ۸۵-۷۳.
- [6] Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.J. and Lacerte, M. (2008), "Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation", Journal of Structural Engineering, Vol. 134, No. 1, pp. 96-107.
- [7] Braconi, A., Morelli, F. and Salvatore, W. (2012), "Development, Design and Experimental Validation of a Steel Self-Centering Device (SSCD) for Seismic Protection of Buildings", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 6, pp. 1915-1941.
- [8] Miller, D.J., Fahnestock, L.A. and Eatherton, M.R. (2012), "Development and Experimental Validation of a Nickel-Titanium Shape Memory Alloy Self-Centering Buckling-Restrained Brace", Engineering Structures, Vol. 40, pp. 288-298.
- [9] Ghanaatpisheh, S. and Asghari, A. (2016), "Innovative Self-Centering Controlled Rocking Eccentrically Braced Frames", In 2<sup>nd</sup> International Conference on Engineering & Applied Science, UAE, Dubai.
- [10] Asghari, A. and Gandomi, A.H. (2016), "Ductility Reduction Factor and Collapse Mechanism Evaluation of a New Steel Knee Braced Frame", Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 239-255.
- [11] Plumier, A., Castiglioni, C.C. and Brescianini, J. (2006), "Two Innovations for Earthquake Resistant Design: The INERD Project," Report EUR 22044 EN.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Post-tensioning moment

<sup>2</sup> Fuse moment

<sup>3</sup> Over turning

<sup>4</sup> Self-centering

<sup>5</sup> Fiber





# پهنه بندی سطوح عملکرد ساختمان‌های میان مرتبه با در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های میدان نزدیک در گستره شهر تهران

علیرضا کاظمی<sup>۱\*</sup>، سهیل مجید زمانی<sup>۲</sup>

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران-زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۱۶۸۷۶۳۸۴۶۶، alirkaz@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶)

## چکیده

دو زلزله بم و طبرس از جمله زلزله‌های ویرانگری بوده‌اند که ماهیت اثر جهت‌پذیری پیشرونده (Forward directivity effect) که یکی از اثرات زلزله‌های میدان نزدیک است، در آنها کاملاً مشهود می‌باشد. شهر تهران با قرار گرفتن در منطقه‌ای با گسل‌های فراوان پتانسیل مواجهه با این پدیده را در صورت فعال شدن هر یک از گسل‌های پیرامون این شهر دارا می‌باشد. با توجه به تغییر رویکرد آیین‌نامه‌های ساختمانی از طراحی بر اساس نیرو به سمت طراحی بر اساس عملکرد و همچنین توجه کمتر آیین‌نامه‌های ساختمانی به بحث زلزله‌های میدان نزدیک، در این مقاله سعی شده است با در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های میدان نزدیک و همچنین اثرات ساختگاه در مناطق مختلف تهران، به بررسی سطوح عملکرد یک ساختمان قاب خمشی شش طبقه فولادی متداول در شهر تهران که به صورت بهینه و با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده، پرداخته شود. در انتها میزان آسیب‌پذیری ساختمان فولادی رایج در تهران ناشی از زلزله در چهار سطح Immediate occupancy، Life safety، Collapse prevention و سطح E که معرف تخریب کلی ساختمان می‌باشد با رویکردی نوین به صورت نقشه‌های پهنه‌بندی با توجه به ضوابط FEMA356 و تحلیل‌های پوش‌آور ارائه شده است.

## واژگان کلیدی

زلزله میدان نزدیک، آیین‌نامه ۲۸۰۰، طراحی بر اساس عملکرد، پوش‌آور، FEMA356

## Mapping the Seismic Performance of Mid-Rise Steel Frames under Near Field Earthquakes in Tehran Region

A. Kazemi, S. Majid Zamani

### Abstract

One of the most damaging effect of near fault earthquakes is Forward directivity effect which can be witnessed in two Iran's most catastrophic earthquakes, destroyed Tabas and Bam cities. The same effect is predictable for Tehran metropolis which is surrounded by numerous faults. Regarding the general trend in seismic design codes to accommodate seismic performance concepts in their design methodologies and the lack of regulations considering near field earthquake effects, this study attempts to envelop these topics. A six story steel frame building is designed according to the Iranian Seismic Cod, 2800, and is subjected to near field ground motions by dynamic analyses. The performance of steel frame is categorized to Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention and Destruction level based on FEMA356 performance parameters. Distribution of underlying soil conditions in Tehran and location of seismic faults had great influence on seismic performance of the typical building considered.

### Keywords

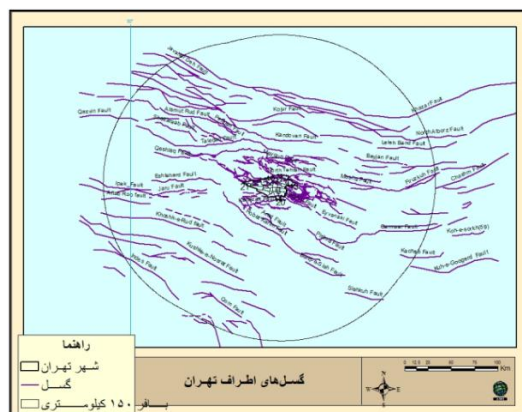
Near fault earthquake, 2800 seismic code, Performance based design



از جمله مسائل مهمی که همواره جامعه مهندسی را به خود مشغول کرده است بدست آوردن یک دیدگاه و برآورد کلی از شدت وقوع بلايا و میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها در یک منطقه است.

عوامل مختلفی در میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک سازه در یک منطقه نقش دارند از جمله مهمترین این عوامل می‌توان به موقعیت و فعالیت چشمه‌های لرزه‌زا، نوع شتاب‌نگاشت‌های منطقه، ویژگی‌های خاک و ویژگی‌های سازه‌های مستقر در سایت مورد نظر اشاره کرد.

در چند دهه گذشته کشور ایران شاهد چندین زلزله ویرانگر با اثرات میدان نزدیک<sup>۱</sup> بوده است (بم و طبس و...). شهر تهران با قرار گرفتن در منطقه‌ای با گسل‌های فراوان پتانسیل مواجهه با این پدیده را در صورت فعال شدن هر یک از این گسل‌ها دارا می‌باشد. بنابراین لازم است وضعیت سازه‌های شهر تهران در صورت مواجهه با این پدیده به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد. در شکل (۱) پراکندگی گسل‌ها در شعاع ۱۵۰ کیلومتری تهران مشاهده می‌شود.



شکل ۱- گسل‌های موجود در شعاع ۱۵۰ کیلومتری تهران

برای رسیدن به یک دیدگاه دقیق‌تر نسبت به میزان آسیب‌پذیری سازه‌های در معرض این نوع زلزله نیاز به رعایت روندی می‌باشد که در روش طراحی بر اساس عملکرد مطرح شده است. از این رو سعی شده است با بدست آوردن طیف‌های پاسخ لرزه‌ای در مناطق مختلف تهران و انجام تحلیل‌های پوش آور به بررسی سطوح عملکرد ساختمان‌های شهر تهران در مناطق مختلف و بر اساس ضوابط FEMA356 پرداخته شود.

## ۲- پیشینه مطالعات بر روی زلزله‌های میدان نزدیک

تجربه زلزله‌های گذشته به خصوص زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که جنبش زمین در نزدیک گسل دارای خصوصیات ویژه‌ای می‌باشد که با حرکات زمین در مناطق دور از گسل متفاوت است. در مناطق نزدیک گسل، حرکات زمین شدیداً تحت تاثیر مکانیزم شکست، جهت گسترش گسلش نسبت به ساختگاه و تغییر مکان ماندگار زمین قرار دارد. این عوامل در مجموع سبب ایجاد دو پدیده جهت‌پذیری و تغییر مکان ماندگار (گام جهشی تغییر مکان) شده که برای تخمین حرکت زمین در نزدیکی گسل‌های فعال مورد استفاده قرار می‌گیرد.

انتشار شکست گسل به سمت یک سایت با سرعتی نزدیک به سرعت انتشار امواج برشی سبب می‌شود که بیشتر انرژی لرزه‌ای شکست گسل به صورت یک پالس بزرگ حرکتی که در ابتدای رکورد رخ می‌دهد به سایت وارد شود (Somerville) (۱۹۹۷) [۱].

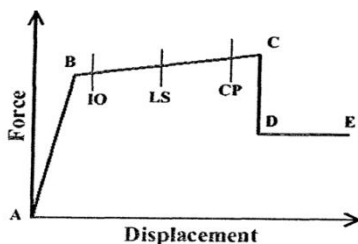
اثر جهت‌پذیری شکست رو به جلو زمانی روی می‌دهد که دو شرط موجود باشد [۱]:

- ۱- جبهه گسلش به سمت سایت مورد نظر باشد.
- ۲- جهت شیب گسل با سایت مورد نظر در یک ردیف باشد.

در این صورت به دلیل نزدیک بودن سرعت گسیختگی گسل به سرعت امواج برشی زلزله (سرعت گسیختگی کمی کمتر از سرعت امواج برشی)، هنگامی که جبهه گسیختگی از کانون به سمت ساختگاه انتشار می‌یابد امواج آزاد شده در اثر لغزش‌های متوالی نواحی مختلف گسل در نزدیکی جبهه گسلش (قسمت جلوی مسیر گسیختگی در گسل) جمع می‌شوند. در نتیجه در پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده جبهه موج دفعتاً و به صورت یک شوک قوی به ساختگاه می‌رسد، که این شوک به صورت یک پالس قوی حرکت در جهت عمود بر لغزش و در ابتدای نگاشت زلزله قابل تشخیص است. بنابراین شرایط جهت‌پذیری پیش‌رونده از روی مدت دوام کم و پالس‌هایی با دامنه بزرگ و پریودهای متوسط تا بلند قابل شناسایی است.

اگر ساختگاه در موقعیتی باشد که گسترش گسیختگی موجب دور شدن جبهه گسلش از ساختگاه شود، امواج زلزله به آرامی و به صورت توزیع شده در طول زمان به ساختگاه می‌رسند به این شرایط اصطلاحاً جهت‌پذیری پس‌رونده گفته می‌شود که مشخصه آن نگاشت‌هایی با دامنه کم و مدت دوام طولانی می‌باشد.

در شکل (۳) موقعیت شماتیک این ترازهای عملکرد بر روی منحنی نیرو-تغییر مکان نشان داده شده است.



شکل ۳- موقعیت شماتیک ترازهای عملکرد بر روی منحنی بار-تغییر شکل [۳]

#### ۴- تراز عملکرد اسکان فوری (IO)

در این تراز عملکرد، آسیب‌های وارده در زمان وقوع زلزله بسیار جزئی است، بطوریکه سیستم‌های باربر قائم و جانبی تمام خصوصیات قبل از زلزله خود را حفظ می‌کنند. از این رو احتمال صدمات جانی ناشی از آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای ناچیز می‌باشد. در این تراز بلافاصله بعد از وقوع زلزله، سازه قابل اسکان و بهره‌برداری است و در صورت نیاز به تعمیرات، بدلیل جزئی بودن آسیب‌ها، هیچ اختلالی در بهره‌برداری از سازه ایجاد نمی‌شود.

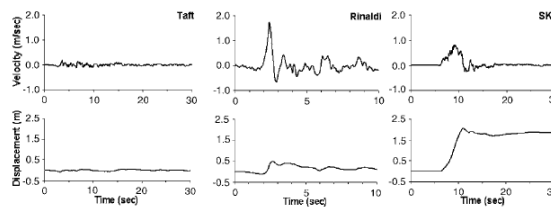
#### ۵- تراز عملکرد ایمنی جانی (LS)

در این تراز عملکرد، آسیب‌های قابل توجهی به سازه وارد می‌شود. با وجود این، علاوه بر این که هنوز یک حاشیه ایمنی تا ناپایداری سازه باقی مانده است، اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای فرو نمی‌ریزند. لذا هیچ صدمه جانی چه در داخل و چه در خارج ساختمان رخ نمی‌دهد. البته برای اسکان و بهره‌برداری مجدد از ساختمان نیاز به تعمیرات اساسی خواهد بود که انجام این تعمیرات می‌تواند اختلالاتی را در بهره‌برداری ساختمان ایجاد نماید.

#### ۶- تراز عملکرد آستانه فروریزش (CP)

در این تراز عملکرد، آسیب‌های سازه‌ای به حدی است که دیگر سازه فاصله چندانی با فروریزی کامل ندارد، ولی با این حال هنوز پایداری قائم خود را حفظ کرده است. همچنین احتمال صدمات جانی ناشی از سقوط اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در داخل و خارج ساختمان و نیز خرابی ناشی از تکان‌های بعدی وجود دارد. در این تراز عملکرد، تعمیرات اساسی قبل از بهره‌برداری مجدد اجتناب ناپذیر است [۳].

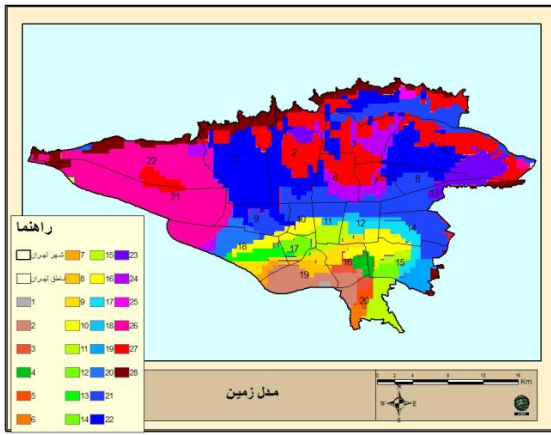
در شکل (۲) اثرات جهت پذیری و پدیده Fling Step در سه زلزله میدان دور و میدان نزدیک مقایسه شده است.



شکل ۲- مولفه سرعت و جابجایی سه رکورد مختلف زلزله، چپ: میدان دور، وسط: میدان نزدیک دارای جهت‌پذیری پیشرونده، راست: میدان نزدیک و دارای اثر Fling Step [۲]

### ۳- مروری بر طراحی بر اساس عملکرد و آیین‌نامه‌های مربوطه

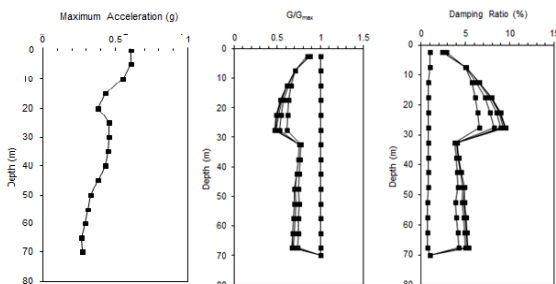
در زمینه طراحی بر اساس عملکرد تحقیقات بسیاری صورت گرفته است، از جمله موسساتی که در هدایت این تحقیقات نقش عمده‌ای داشته‌اند می‌توان به انجمن تکنولوژی کاربردی<sup>۱</sup>، جامعه مهندسان عمران آمریکا<sup>۲</sup> و انجمن ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها<sup>۳</sup> اشاره کرد که در اولین گام در سال ۱۹۹۶ مطالعات خود را در قالب نشریه‌ی FEMA273 و ATC40 ارائه کردند. به مرور زمان بحث طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد تکامل بیشتری پیدا کرد، به گونه‌ای که گزارش‌های FEMA<sup>۴</sup> به عنوان معیارهای ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها به طور رسمی به عنوان پیش استاندارد معرفی شدند. در ایران در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها در خرداد ۱۳۸۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسط دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور در اختیار مهندسان قرار گرفت و در سال ۱۳۸۵ ویرایش دوم آن با عنوان نشریه شماره ۳۶۰ ابلاغ گردید. با بررسی این دستورالعمل مشخص می‌شود که چارچوب این دستورالعمل نیز گزارش‌های FEMA بخصوص FEMA273، FEMA274، FEMA356 و FEMA357 می‌باشد. در این پژوهش نشریه FEMA356 ملاک عمل می‌باشد. جهت تعریف تراز عملکرد برای سازه‌ای معین، ابتدا باید میزان آسیب‌های قابل قبول سازه‌ای و غیرسازه‌ای ناشی از تراز زلزله مورد نظر مشخص گردد. بر اساس دستورالعمل ATC40 و FEMA273، سه تراز عملکرد شامل تراز عملکرد اسکان فوری، تراز عملکرد ایمنی جانی و تراز عملکرد پایداری سازه ای یا جلوگیری از فروریزی برای سازه‌ها تعریف می‌شود [۳ و ۴].



شکل ۵- پراکندگی پروفیل‌های خاک در تهران (تهیه شده براساس اطلاعات گمانه‌های گروه جایکا) [۵]

یک زلزله میدان نزدیک در واقع یک در رفتگی برشی است که در نقطه‌ای در یک گسل آغاز و با یک سرعت مشخص که تقریباً برابر سرعت موج برشی می‌باشد توسعه می‌یابد. انتشار شکست گسل به سمت یک سایت با سرعتی نزدیک به سرعت انتشار امواج برشی سبب می‌شود که بیشتر انرژی لرزه‌ای شکست گسل به صورت یک پالس بزرگ حرکتی که در ابتدای رکورد رخ می‌دهد به سایت وارد شود [۱ و ۸].

برای در نظر گرفتن این اثر ۴ رکورد میدان نزدیک بم، طبس، لوماپریتا و کپ میندینو که بر روی خاک سخت ثبت شده و دارای اثرات جهت‌پذیری رو به جلو می‌باشند، انتخاب شده و این رکوردها با توجه به شتاب سنگ بستر مهندسی در مناطق مختلف تهران مقیاس و با استفاده از تحلیل‌های خطی معادل طیف‌های پاسخ لرزه‌ای برای مناطق مختلف تهران به دست آمد. شکل (۶) نمونه‌ای از روند تغییرات پارامترهای خاک در تحلیل‌های خطی معادل را نشان می‌دهد.



شکل ۶- نمونه‌ای از روند تغییرات پارامترهای خاک در تحلیل‌های خطی معادل - راست: نسبت میرایی، وسط: مدول کاهش، چپ: بیشینه شتاب

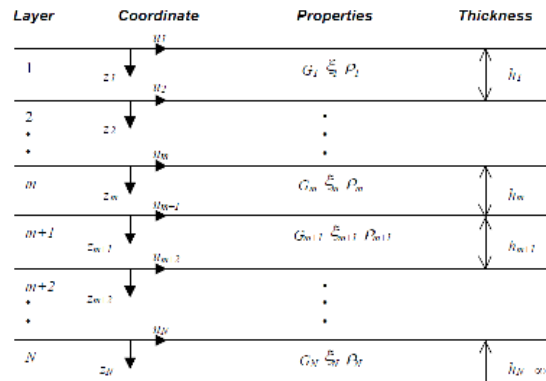
معادله یک بعدی حرکت برای موج برشی با راستای انتشار عمود بر لایه‌ها به صورت زیر می‌باشد [۵].

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (1)$$

که در آن  $\rho$  جرم مخصوص در هر یک از لایه‌ها می‌باشد. با فرض پیروی خاک در تمام لایه‌ها از مدل کلین-ویگن داریم:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (2)$$

شکل (۴) وضعیت شماتیک لایه‌های خاک در تحلیل خطی معادل را نشان می‌دهد.



شکل ۴- وضعیت لایه‌های خاک در تحلیل خطی معادل

در این تحقیق برای تاثیر اثر خاک از مدل یک بعدی خطی معادل استفاده شد. برای این منظور از اطلاعات گمانه‌های ۴۵۰ پروفیل خاک گستره تهران در پروژه جایکا و همچنین منحنی‌های مدول کاهش و میرایی استوک و منحنی‌های سید و ادریس استفاده شده است [۶ و ۷].

بر اساس عمق سنگ بستر لرزه‌ای و شرایط خاک بالای آن، خاک‌ها در ۲۸ گروه، طبق شکل (۵) طبقه‌بندی می‌شود.

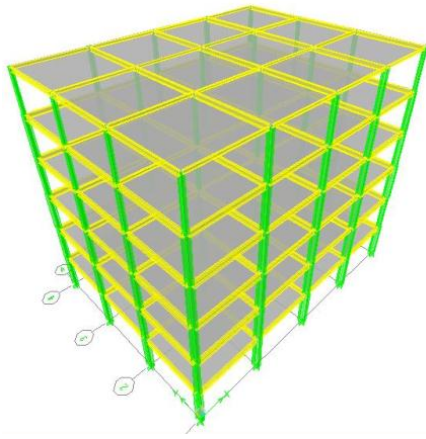
بسیاری از انواع خاک‌ها مانند شن، ماسه، لای و رس در گستره مورد مطالعه پراکنده‌اند و اکثراً به‌طور فوق‌العاده به هم چسبیده‌اند. خصوصیات مهندسی این نوع خاک‌ها به یکدیگر بسیار شبیه‌اند. ساختار زمین شناسی ساده و خواص خاک نسبتاً همگن است.

لایه‌های نزدیک سطح زمین (عمق صفر تا سی متر) از جنس رس نرم، لای و ماسه کم تراکم در دشت آبرفتی پراکنده‌اند.

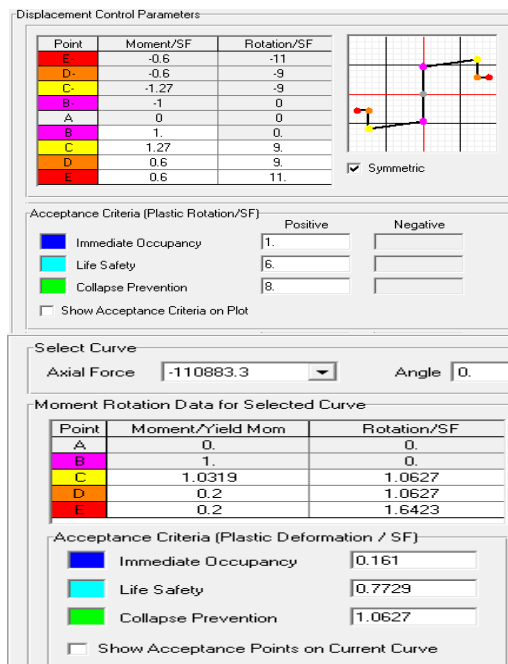
لایه بسیار ضخیمی از رس در دشت خاوری گستره مورد مطالعه انباشته شده است. گمانه‌هایی با عمق ۲۰۰ متر به کف این سازند نرسیده‌اند.

در شکل (۵) تقسیم بندی پروفیل‌های خاک تهران مشاهده می‌شود.





شکل ۸- سازه ۶ طبقه قاب خمشی فولادی، طراحی شده بر اساس ضوابط ۲۸۰۰

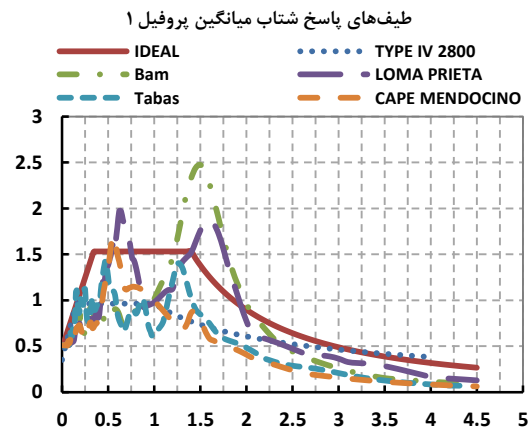


شکل ۹- نمونه‌ای از مشخصات مفاصل پلاستیک (معیارهای پذیرش FEMA356) تعریف شده در سازه-بالا-تیر-پایین: ستون

### ۷- الگوهای اعمال بار جانبی

برای ارزیابی عملکرد سازه، احتمالاً انتخاب الگوی بار جانبی مناسب، حساس‌تر از تعیین دقیق تغییر مکان هدف می‌باشد. الگوهای جانبی، نشان دهنده نحوه توزیع نیروهای اینرسی در زلزله بر روی سازه می‌باشند. وضعیت توزیع، به شدت تکان‌های زلزله (درجه پاسخ غیر خطی)، مشخصات فرکانسی سازه و حرکت زمین و بعضی موارد بستگی خواهد داشت. در ادامه به چند الگوی معمول اشاره می‌شود.

پس از به دست آوردن طیف‌های پاسخ شتاب در سطح زمین برای پروفیل‌های مختلف و به ازای شتابنگاشت‌های ذکر شده، طیف‌های پاسخ به حداکثر شتاب هر شتاب نگاشت مقیاس شد، سپس یک طیف پاسخ هموار شده برای هر منطقه ارائه شد. این طیف هموار شده دارای یک ناحیه خطی در ابتدا، یک ناحیه شتاب ثابت و یک منحنی در انتها می‌باشد که با پیروی از الگوی آیین نامه ۲۸۰۰ بدست آمده است. در شکل (۷) نمونه‌ای از طیف‌های پاسخ نرمال شده به همراه طیف ایده‌آل شده آن دیده می‌شود.



شکل ۷- طیف‌های رکوردهای مختلف در سطح زمین مربوط به پروفیل ۱ و طیف ایده‌آل شده

در ادامه یک ساختمان شش طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط مطابق ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ (R=۷) به صورت بهینه طراحی شده و در مفاصل پلاستیک با توجه به ضوابط FEMA356 طراحی و در سازه مورد نظر قرار داده شده است.

نمایی از سازه مورد بررسی در شکل (۸) مشاهده می‌شود. برای مدل‌سازی مفاصل خمشی طبق آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای و FEMA356، این مفاصل در فواصل ۰/۰۵ و ۰/۹۵ طول تیرها و ستون‌ها قرار گرفت. این مفاصل پلاستیک بر اساس آیین‌نامه FEMA356<sup>۱</sup> ساخته شده‌اند [۲].

در شکل (۹) نمونه‌ای از مشخصات مفاصل پلاستیک تعریف شده برای سازه مشاهده می‌شود.

## ۸- الگوهای بار ثابت (یکنواخت)

از جمله الگوهای بار پیشنهاد شده در راهنماهای طراحی می‌توان به الگوی بار ثابت یا یکنواخت اشاره نمود. چنانچه یک الگوی بار ثابت استفاده شود، فرضیات بر این اساس است که توزیع نیروهای اینرسی به طرز منطقی در حین زلزله ثابت بوده و حداکثر تغییر شکل‌های به دست آمده از این الگو قابل مقایسه با تغییر شکل‌های مورد انتظار در زلزله طرح می‌باشد. این فرض در صورتی درست است که:

- ۱- سازه فقط دارای یک مکانیزم تسلیم بار باشد بطوریکه امکان تشخیص آن با این الگو وجود داشته باشد.
- ۲- پاسخ سازه به نحو قابل توجهی تحت تأثیر مدهای بالاتر نباشد.

## ۹- الگوی بار استاتیکی خطی

در این الگو نیرو در هر تراز بر اساس قسمتی از برش پایه کل و با استفاده از ضریب  $C_V$  به دست می‌آید. برای استفاده از این الگو باید مشارکت بیش از ۷۵ درصد جرم نهایی در مورد اول سازه باشد. با توجه به ساختمان‌های متعارف، این الگوی بسیار ساده زیر بدست می‌آیند.

$$F = C_V V \quad (۳)$$

$$C_{VX} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} g \quad \begin{matrix} T < 0.5 \text{ sec} & i = 1 \\ T > 0.5 \text{ sec} & i = 2 \end{matrix} \quad (۴)$$

در این الگو که در آن نیروی تراز متناسب جرم آن تراز می‌باشد، به نیاز در سطوح پایین تر در مقایسه با سطوح بالاتر و نیز اهمیت نسبی نیروهای برش تراز در برابر لنگر واژگونی بیشتری توجه می‌شود. این الگو هنگامی که یک مکانیزم موضعی شکل بگیرد و خصوصیات دینامیکی سازه بر اساس آن تغییر کند برای توزیع مجدد نیروهای اینرسی مناسب نیست. همچنین الگوی بار یکنواخت برای سازه‌های با پیوند بلند که مدهای بالاتر تأثیر قابل توجهی در رفتار سازه دارند نیز مناسب نمی‌باشد.

برای بقیه مقادیر پیوند سازه می‌توان از درون‌یابی مقادیر  $i$  داده شده استفاده کرد. این رابطه در واقع معادل رابطه توزیع قائم برش پایه در آیین‌نامه‌های UBC و ۲۸۰۰ می‌باشد.

## ۱۰- الگوی بار حاصل از ترکیب مودی

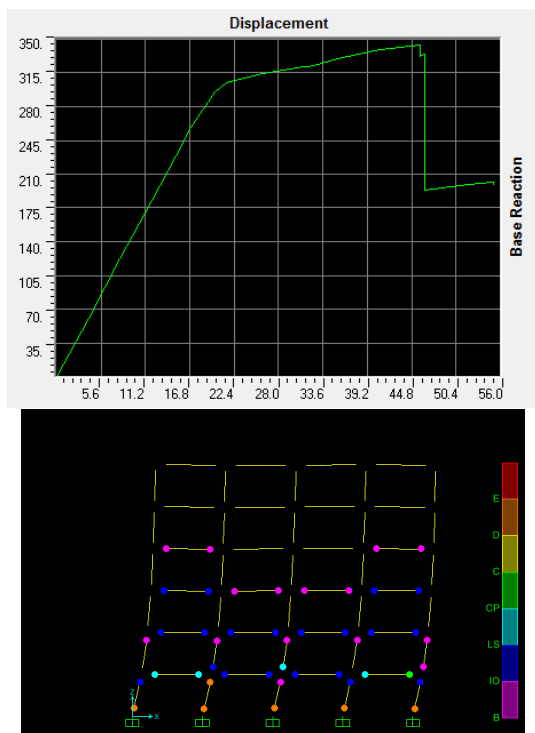
در این الگو می‌توان از ترکیب مودی بر اساس شکل‌های مودی

به دست آمده از سختی‌های سکانتی در هر گام بارگذاری به توزیع بار جانبی مورد نظر رسید. برش در این روش توسط طیف مناسب حرکت زمین و یا تحلیل طیف پاسخ ساختمان شامل مقداری از مودها که حداقل ۹۵ درصد جرم نهایی را در برگیرند، تعیین می‌شود [۱۰ و ۱۱].

با توجه به آیین‌نامه FEMA356 و دستورالعمل بهسازی سازه مورد نظر تحت سه الگوی بار UNIFORM, MODE1 و الگوی بار استخراج شده از معادله (۳-۱۲) FEMA356<sup>y</sup> پوش داده شده و منحنی‌های پوش‌آور برای الگوهای بار جانبی مختلف بدست آمد.

شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نمونه‌هایی از نمودارهای پوش‌آور و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه را نشان می‌دهد.

همچنین در جدول (۱) وضعیت عملکردی مفاصل سازه در مراحل مختلف تحلیل به صورت نمونه برای بارگذاری ارائه شده در FEMA آورده شده است، همانگونه که مشاهده می‌شود با افزایش بار جانبی به تعداد مفاصلی که وارد محدوده غیر خطی می‌شوند افزوده شده و این روند تا بعد از رسیدن سازه به نقطه عملکرد خود ادامه می‌یابد.



شکل ۱۰- نمونه‌ای نمودارهای پوش‌آور و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه تحت الگوی بار UNIFORM

برای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف عیناً در دستور العمل بهسازی آورده شده است [۲].

در این روش ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام شود و منحنی برش پایه در مقابل جابجایی جانبی نقطه کنترل<sup>۹</sup> بدست آورده شود. از روی منحنی پوش آور و یک سری ضرایب دیگر می‌توان تغییر مکان هدف را بدست آورد.

بر اساس FEMA356 تغییر مکان هدف برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5)$$

در این رابطه  $T_e$  زمان تناوب اصلی موثر ساختمان در جهت مورد بررسی می‌باشد.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6)$$

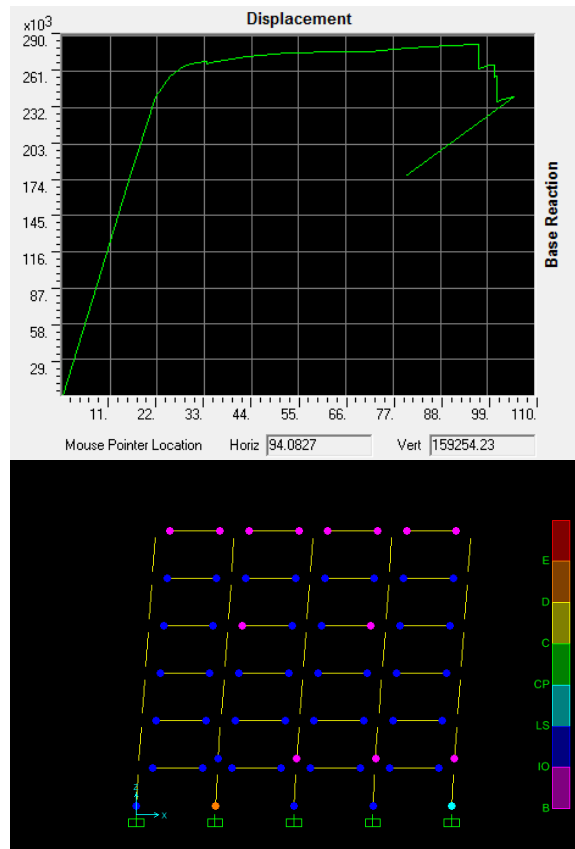
در این رابطه  $K_i$  برابر است با سختی جانبی الاستیک ساختمان در جهت مورد بررسی،  $T_i$  برابر است با دوره تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خط و  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است.

سایر ضرایب نیز با توجه به ویژگی‌های سازه مورد نظر از جداول موجود در FEMA به دست آمده است.

## ۱۲- روش ATC40 برای برآورد نقطه عملکرد

روش بدست آوردن نقطه عملکرد در ATC-40 بر اساس روش طیف ظرفیت CSM<sup>۱۰</sup> است. در این آیین‌نامه محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و طیف تقاضا در مختصات جابجایی طیفی شتاب طیفی نقطه‌ی عملکرد<sup>۱۱</sup> نامیده می‌شود. در مختصات جابجایی طیفی شتاب طیفی، جابجایی طیفی نقطه عملکرد سازه جابجایی تقاضا نامیده می‌شود.

با استفاده از این جابجایی، مقدار تغییر مکان نقطه‌ی کنترلی بدست می‌آید و سطح عملکردی ساختمان مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این روش ابتدا با استفاده از یک تحلیل استاتیکی غیر خطی منحنی ظرفیت سازه (پوش آور) بدست آورده می‌شود. سپس منحنی پوش آور و منحنی طیف الاستیک سازه با میرایی ۰.۵٪ با استفاده از یک سری روابط به منحنی‌هایی براساس مختصات جابجایی طیفی ( $S_d$ ) و شتاب طیفی ( $S_a$ ) تبدیل می‌شوند. به این دستگاه مختصات سیستم ADRS<sup>۱۲</sup> می‌گویند.



شکل ۱۱- نمونه‌ای نمودارهای پوش آور و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه تحت الگوی بار Eq 3-12 آیین‌نامه FEMA356

از روی این منحنی‌ها نقطه عملکرد و جابجایی هدف برای سازه مورد نظر در مناطق مختلف تهران با استفاده از دو آیین‌نامه FEMA356 و ATC40 بدست آورده شده است. با توجه به وضعیت مفاصل سازه در جابجایی هدف هر منطقه، سطح عملکرد سازه مورد نظر در هر منطقه بدست آمده است. وضعیت سازه در محدوده نقطه عملکرد بدست آمده برای مناطق مختلف شهر (متناسب با طیف پاسخ بدست آمده برای هر منطقه) سطح عملکرد سازه مورد نظر در آن منطقه را نمایان می‌نماید.

## ۱۱- روش FEMA356 برای برآورد تغییر مکان هدف

یکی از روش‌های بدست آوردن تغییر مکان هدف روش توضیح داده شده در FEMA356 است. این روش به اسم روش ضریب جابجایی<sup>۸</sup> معروف است. قابل ذکر است که این روش

جدول ۱- وضعیت عملکردی مفاصل سازه در مراحل مختلف تحلیل به ازای الگوی بار EQ(3-12)PATTERN-X

TABLE: Pushover Curve - EQ(3-12)PATTERN-X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	Tonf									
0	0	0	612	0	0	0	0	0	0	0	612
1	8	89.9	612	0	0	0	0	0	0	0	612
2	16	179.7	612	0	0	0	0	0	0	0	612
3	20	225.2	610	2	0	0	0	0	0	0	612
4	22.1	244.4	558	54	0	0	0	0	0	0	612
5	26.2	262.3	512	100	0	0	0	0	0	0	612
6	28.8	267	484	126	2	0	0	0	0	0	612
7	33	270.3	444	120	48	0	0	0	0	0	612
8	35.2	271.3	428	120	64	0	0	0	0	0	612
9	35.6	271.3	424	120	68	0	0	0	0	0	612
10	44	272.3	402	94	116	0	0	0	0	0	612
11	48	272.6	390	84	138	0	0	0	0	0	612
12	49.9	272.6	386	82	142	2	0	0	0	0	612
13	54.3	272.6	380	68	162	2	0	0	0	0	612
14	61.1	272.5	376	52	179	5	0	0	0	0	612
15	61.7	272.5	376	50	180	4	0	0	2	0	612
16	61.7	271.9	376	50	180	4	0	0	2	0	612
17	62	272.2	376	50	180	4	0	0	2	0	612
18	62.4	272.4	376	50	180	4	0	0	2	0	612
19	71.5	274.6	372	30	204	4	0	0	2	0	612
20	81.3	276.3	366	32	188	24	0	0	2	0	612
21	89.3	277.4	366	32	158	54	0	0	2	0	612
22	91.5	277.7	366	30	154	60	0	0	2	0	612
23	97.2	278.1	364	32	130	76	6	0	4	0	612
24	72	180.9	364	32	127	68	7	0	14	0	612

در شکل (۱۲) نمونه‌هایی از استخراج جابجایی تقاضای سازه مورد نظر به ازای الگوهای بار جانبی مختلف به روش ATC40 نشان داده شده است.

در جدول (۲) چند نمونه از سطح عملکرد و جابجایی هدف برای سازه مورد بررسی به ازای طیف پاسخ استخراج شده در مناطق مختلف تهران مشاهده می‌شود، این نقاط عملکرد به ازای طیف پاسخ برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰ درصد احتمال وقوع در ۵۰ سال عمر مفید سازه) که معادل زلزله طرح طبق تعریف نشریه ۳۶۰ می‌باشد، بدست آمده است. برای مقایسه بهتر وضعیت عملکردی سازه در مناطق مختلف تهران سطوح عملکرد در رویکردی نوین به صورت نقشه‌های پهنه‌بندی رقومی<sup>۱۴</sup> به ازای الگوهای بار جانبی مختلف در شکل (۱۳) ارائه گردیده است.

رابطه‌ی بین  $S_d$  و  $S_a$  برای انتقال طیف ظرفیت (پوش‌آور) از سیستم  $S_a-T$  به سیستم ADRS به صورت زیر است.

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \quad (7)$$

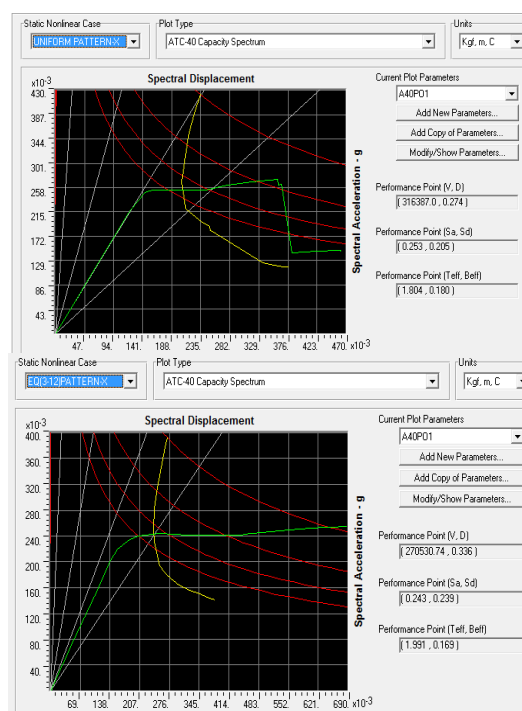
پس از رسم هر دو منحنی در یک دستگاه مختصات یک جابجایی طیفی برای سازه فرض می‌شود و بر اساس این جابجایی طیفی میرایی سازه محاسبه می‌شود. با توجه به میرایی موثر محاسبه شده ضریب کاهش طیفی به دست می‌آید. با استفاده از ضریب کاهش طیف، طیف تقاضا در فرمت ADRS کاهش داده می‌شود تا منحنی طیف ظرفیت سازه را قطع کند. اگر درصد اختلاف جابجایی طیفی نقطه تقاطع بدست آمده با جابجایی طیفی فرض شده در حد مجاز (۰/۰۵) باشد این جابجایی طیفی همان جابجایی تقاضای سازه است.



جدول ۲- نمونه‌هایی از سطوح عملکرد و جابجایی‌های هدف برای سازه مورد بررسی به ازای طیف پاسخ استخراج شده برای هر منطقه

شماره پروفسیل	الگوی بار جانبی	نقطه عملکرد بر اساس ATC40 "دوره بازگشت ۴۷۵ سال"	جابجایی هدف بر اساس FEMA356 "دوره بازگشت ۴۷۵ سال"	وضعیت عملکردی
2800 II	EQF356-X	33.6	37.6	LS
9	UNI PT-X	41.1	54.9	E
10	UNIFORM PT-X	44.1	58.5	E
11	UNI PT-X	29.7	37.7	E
12	UNI PT-X	37.6	50.6	E
13	UNI PT-X	21.9	24.8	LS
9	EQF356-Y	38.9	51.2	E
10	EQF356-Y	41.5	54.9	E
11	EQF356-Y	27	32.5	E
12	EQF356-Y	36	47	E
13	EQ(3-12)F356-Y	19.1	21.8	CP
9	MODE 1	47.9	65.4	IO
10	MODE 1	51.2	70	LS
11	MODE 1	36.1	45.3	LS
12	MODE 1	44.2	60.1	LS
13	MODE 1	25.4	27.9	IO

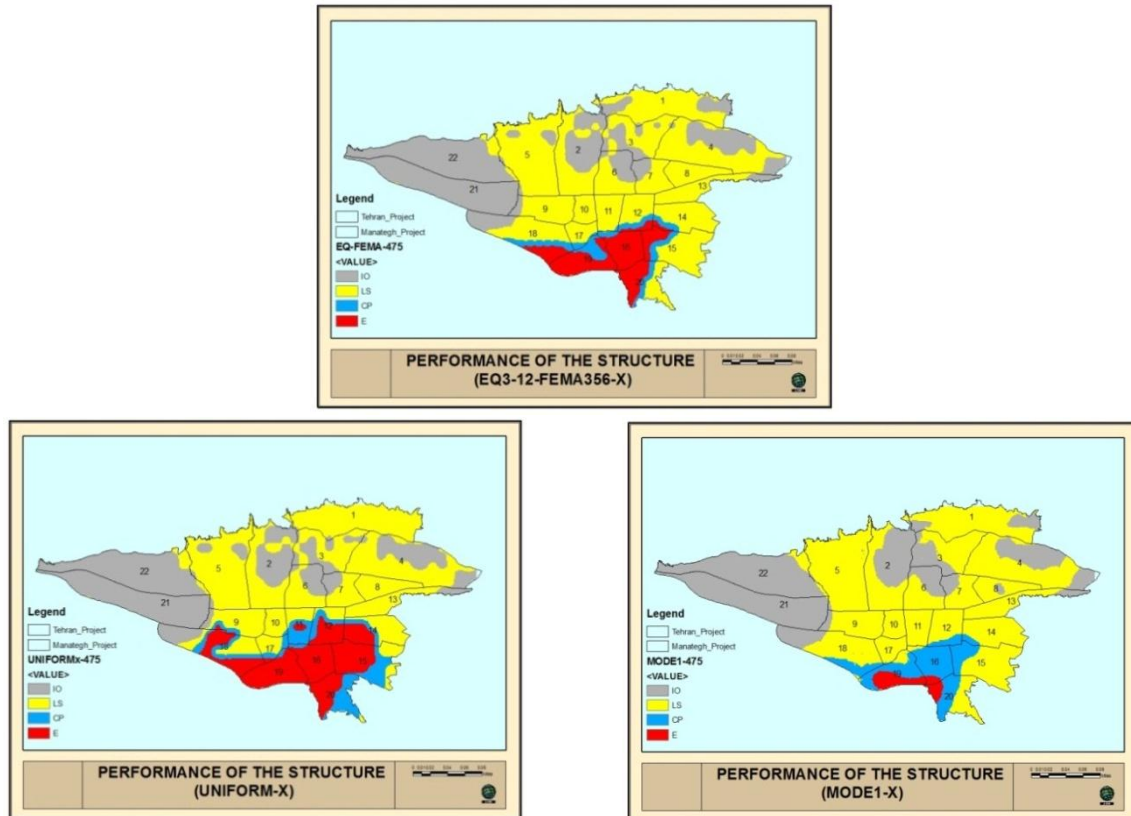
با بررسی الگوهای مختلف بار جانبی مشاهده می‌شود که سازه تحت الگوی بار جانبی یکنواخت دارای کمترین مقدار جابجایی هدف می‌باشد، در این الگوی بار مفاصل سازه سریع‌تر وارد وضعیت غیر خطی می‌شوند و نسبت به دو حالت دیگر



شکل ۱۲- نمونه‌هایی از استخراج جابجایی تقاضای سازه مورد نظر به روش ATC40 -بالا: منطقه یک، بار جانبی یکنواخت - پایین: منطقه یک، بار جانبی شبه مثلثی<sup>۱۳</sup>

### ۱۳- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده مختص یک سازه قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد که بر اساس ضوابط ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) به صورت بهینه طراحی شده است، اساس طراحی این آیین‌نامه زلزله‌های میدان دور بوده است که بر اساس فرضیه‌های مطرح شده، سازه‌های طراحی شده یا این استاندارد می‌بایست قادر به تامین سطح عملکرد ایمنی جانی در زلزله طرح منطقه باشند. با توجه به سطوح عملکرد متناسب با طیف‌های میدان نزدیک بدست آمده برای مناطق مختلف تهران (نقشه‌های رقومی ارائه شده در شکل (۱۳)) مشاهده می‌شود سطوح عملکرد در مناطق ۱۶، ۱۹ و ۲۰ تهران در بحرانی‌ترین وضعیت قرار داشته و در این مناطق در دو نوع الگوی بار جانبی یک نواخت و الگوی بار متناسب با معادله FEMA از سطح آستانه فروریزش فراتر می‌رود، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با توجه به نقاط عملکرد بدست آمده برای سازه مورد نظر در مناطق مختلف تهران، در بسیار از مناطق جنوبی تهران سازه‌های طراحی شده بر اساس طیف ۲۸۰۰ پاسخگوی نیاز زلزله‌های میدان نزدیک محتمل تهران نمی‌باشند.



شکل ۱۳- نمونه‌هایی از سطوح عملکرد استخراج شده برای مناطق مختلف تهران با توجه به ضوابط FEMA356 و زلزله‌های میدان نزدیک

## ۸- مراجع

[۶] آژانس همکاری‌های بین‌المللی ژاپن (جایکا)، (۱۳۷۹)، گزارش پروژه ریزپهنه‌بندی لرزه‌ای تهران بزرگ.

[7] Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 112, No. 11, pp. 1016-1032.

[8] Liel, A., (2012), The Effect of Near-Fault Directivity on Building Seismic Collapse Risk, Final Report to U.S. Geological Survey.

[9] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002), "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 561-582.

[9] Naeim, F., Lobo, R.M. (1998), "Common Pitfalls in Pushover Analysis", Proceedings of the SEAOC Annual Convention, Reno, Nevada.

[10] Elnashai, A.S. (2001), "Advanced Inelastic Static (Pushover) Analysis for Earthquake Applications", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 12, No. 1, pp. 51- 69.

[1] Building Seismic Safety Council., (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[1] Somerville, P.G. (2005), "Engineering characterization of near fault ground motions", NZSEE Conference

[2] Kalkan, E. and Kunnath, S.K. (2006), "Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 22, No. 2, pp. 367-390.

[3] Building Seismic Safety Council., (2000), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[4] Building Seismic Safety Council., ( 1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[5] Tsai, N.C. and Housner, G.W. (1970), "Calculation of Surface Motions of a Layered Half Space", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 5, pp. 1625-1651.

<sup>4</sup> BSSC

<sup>5</sup> Federal emergency management agency

<sup>6</sup> FEMA356 (۳-۴) جدول

<sup>7</sup>  $C_{vX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$

<sup>1</sup> Forward directivity effect

<sup>2</sup> ATC

<sup>3</sup> ASCE

پی نوشت



<sup>8</sup> Displacement coefficient method

<sup>9</sup> Pushover curve

<sup>10</sup> Capacity spectrum method

<sup>11</sup> Performance point

<sup>12</sup> Acceleration displacement response spectra

<sup>13</sup> 
$$C_{vX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

<sup>14</sup> GIS base





# مطالعه عددی پاسخ مخازن زمینی فولادی با حرکت گهواره‌های آزاد تحت اثر تحریک افقی زلزله

حسن عالم‌زاده<sup>۱</sup>، حمزه شکیب<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۱۱۶-۱۴۱۱۵، shakib@modares.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶)

## چکیده

مخازن زمینی فولادی یکی از اجزای مهم مجتمع‌های صنعتی است که حفظ عملکرد آن‌ها حین و بعد از وقوع بحران‌هایی مانند زلزله اهمیت فراوانی دارد. در سال‌های اخیر به کارگیری فن‌آوری‌های کم خسارت، که توسعه خسارت غیرخطی در اعضای سازه‌ای، و نیز زمان و هزینه تعمیر را کاهش داده و رفتار لرزه‌ای را بهبود می‌بخشد، مورد توجه محققین قرار گرفته است. سازوکار گهواره‌ای از جمله این فن‌آوری‌ها است که به عنوان یک روش کاهنده تقاضا، گزینه مناسبی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای مخازن به نظر می‌رسد. در این مقاله یک مخزن زمینی فولادی استوانه‌ای با نسبت ابعادی باریک (نسبت  $D/H$  کمتر از  $0.75$ ) مورد مطالعه قرار گرفته و پاسخ لرزه‌ای آن در دو حالت الف) مهار شده یعنی با اتصال گیردار به پی و ب) مهار نشده یعنی با آزادی حرکت گهواره‌ای از روی پی، تعیین و با هم مقایسه شده است. مدل‌سازی اندرکنش سیال-سازه با استفاده از مدل جرم متمرکز انجام و از نرم‌افزار OpenSees برای تدوین مدل عددی کمک گرفته شده است. همچنین کف مخازن صلب و در مقابل لغزش مقید فرض شده است. مخازن موردنظر تحت تحریک افقی زلزله در پایه قرار گرفته و پاسخ سیستم اندرکنش سیال-سازه، تغییر مکان بام، نیروی برشی پایه و لنگر واژگونی محاسبه شده است. نتایج بیانگر کاهش ۹ تا ۲۶ درصدی پاسخ‌های نیرویی و افزایش پاسخ‌های تغییر مکانی بام و جرم صلب سیال در مخزن مهار نشده نسبت به مخزن مهار شده است. همچنین افزایش مقدار تغییر مکان جرم نوسانی سیال در مخزن با آزادی حرکت گهواره‌ای نسبت به مخزن مهار شده ناچیز است.

## واژگان کلیدی

مخزن زمینی فولادی، فن‌آوری‌های کم خسارت، حرکت گهواره‌ای، پاسخ لرزه‌ای، اندرکنش سیال-سازه

## Numerical Study on the Response of Steel Ground Tanks with Free Rocking Motion under Horizontal Earthquake Excitation

H. Alemzadeh, H. Shakib

### Abstract

One of the main components of industrial complexes is steel ground tanks which their performance during and after an earthquake event is of great importance. In recent years, innovative low-damage technologies have been proposed by researchers to mitigate nonlinear damage in structural elements and also to decrease time and cost of repairs needed for post-earthquake serviceability of structures. One of these technologies is rocking mechanism which, as a method for limiting seismic demands, could be employed for seismic behavior improvement of tanks. In this paper, a cylindrical steel ground tank with low aspect ratio ( $D/H$  less than  $0.75$ ), was analyzed under horizontal earthquake excitation. The seismic response of tank in two different configurations; a) anchored or fixed to the base and b) unanchored with free rocking motion over base were calculated and compared. Fluid-structure interaction was considered by using lumped mass analogy and the OpenSees software was employed for modeling and analysis. Furthermore, the bottom plate of tanks was considered rigid and restrained against sliding. The calculated responses include response of fluid-structure interaction system, roof displacement, base shear force and overturning moment. The results demonstrated that a) base shear forces and overturning moments in unanchored tank is reduced by 9% to 26%, b) displacement response of tank roof and fluid impulsive mass is increased in unanchored tank, and c) the increase in displacement response of fluid convective mass in unanchored tank is less than 3% of that in anchored tank.

### Keywords

Steel ground tank, Low-damage technologies, Rocking motion, Seismic response, Fluid-structure interaction



مخازن ذخیره سازه‌هایی هستند که جهت نگهداری مایعات مختلفی مانند آب، فرآورده‌های نفتی و مواد شیمیایی از آن‌ها استفاده می‌شود. با تخریب مخازن آب، تامین آب شرب، امدادسانی و اطفای حریق با مشکل روبرو می‌شود. آسیب دیدن مخازن نفتی و مواد شیمیایی نیز سبب ایجاد آتش‌سوزی‌های گسترده و نشت مواد سمی و آلودگی در محیط‌زیست خواهد شد. تاکنون تحقیقات زیادی بر روی رفتار، تحلیل و طراحی لرزه‌ای مخازن زمینی انجام گرفته است. تجربه زلزله‌های گذشته نشان داده‌اند که به دلیل شکست سازه‌های مهمی چون مخازن با مقاومت لرزه‌ای ناکافی، اطفای حریق و دیگر تلاش‌ها برای پاسخ اضطراری پس از زلزله با تاخیر مواجه شده است. از جمله زلزله‌هایی که در آن‌ها چنین عملکرد نامناسبی از مخازن مشاهده گردیده عبارتند از: زلزله سال ۱۹۶۰ شیلی [۱]، زلزله سال ۱۹۶۴ آلاسکا [۱]، زلزله سال ۱۹۷۱ سن فرناندو [۱]، زلزله سال ۱۹۹۰ منجیل و رودبار [۲]، زلزله سال ۱۹۹۷ جبالپور [۳]، زلزله سال ۱۹۹۹ ازبکستان [۴] و زلزله سال ۲۰۰۱ بوج [۳].

در سال‌های اخیر طراحی کم‌خسارت<sup>۱</sup> در حال تبدیل شدن به عنوان یک روش پیش‌رو در طراحی سازه‌های ساختمانی و غیر ساختمانی است به طوری که بتوان معیارهای کاهش خسارت را در طراحی لرزه‌ای گنجانند. بیشتر تحقیقات جدید بر توسعه سیستم‌های سازه‌ای یا دستگاه‌های جدیدی متمرکز گردیده که می‌توانند عملکرد ارتقا یافته‌ای از سازه را تأمین نمایند. یکی از محرک‌های اصلی این گونه تحقیقات جهت توسعه سیستم‌های کم‌خسارت، مشاهده عملکرد ساختمان‌ها در زلزله سال ۲۰۱۱ کنتربری نیوزلند بوده است [۵].

یکی از روش‌های بهبود عملکرد لرزه‌ای که با توجه به کاربرد فراوان در سازه‌های مشابه، کاربرد آن برای مخازن نیز مناسب به نظر می‌رسد، سازوکار گهواره‌ای است. این سازوکار ضمن کاهش نیاز لرزه‌ای وارد به سازه، خدمت‌رسانی بی‌وقفه یا تعمیر سریع و کم هزینه سازه را نیز ممکن می‌سازد. در این مقاله به بررسی امکان کاربرد این سازوکار برای مخازن زمینی پرداخته می‌شود.

## ۲- پیشینه تحقیقات

در مرور مطالعات انجام گرفته در زمینه روش‌های بهبود عملکرد لرزه‌ای مخازن مشاهده می‌گردد که تاکنون به جز دو روش جداسازی پایه و تجهیز ظرف مخزن به تیغه‌های میراگر از روش دیگری برای بهبود عملکرد لرزه‌ای استفاده نشده است [۸-۷].

علت این مسئله را می‌توان در محدودیت‌های رفتاری و هندسی خاص مخازن دانست که استفاده از سایر روش‌ها را دشوار می‌سازد.

تاکنون در تحقیقات فراوانی، کاربرد سازوکارهای گهواره‌ای جهت کاهش آسیب لرزه‌ای در ساختمان‌ها و پایه پل‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۹-۱۲]. رفتار گهواره‌ای می‌تواند انرژی زلزله را با فراهم کردن جداسازی لرزه‌ای و کاهش برش پایه ماکزیمم فیلتر کند. این امر می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای هزینه‌های پی را با کاهش لنگری که شمع‌ها برای جلوگیری از بلندشدگی باید در برابر آن مقاومت کنند، کاهش دهد [۱۰]. پاسخ سیستم‌های با رفتار گهواره‌ای آزاد غیرخطی بوده و به طور بالقوه به تغییرات کوچک نسبت ابعادی حساس است. در سازه‌های بلند و باریک، واژگونی نیز ممکن است رخ دهد. مقاومت گهواره‌ای و ایمنی در برابر واژگونی را می‌توان توسط مهار سازه با کابل‌های پیش‌تنیده بهبود بخشید [۱۱].

با اینکه تاکنون کاربرد مستقیم این سازوکار در مخازن به عنوان یک روش بهبود عملکرد لرزه‌ای مورد توجه محققین نبوده، اما مطالعه حرکت و رفتار گهواره‌ای مخازن مهار نشده یا با اتصالات ناکافی به پی و اغلب با تمرکز بر متغیرهای رفتاری جزئی<sup>۲</sup> از جمله رفتار ورق کف مخزن یا اتصال آن به دیواره، موضوع تحقیقات فراوانی [۱۳ و ۱۴] بوده است.

## ۳- محدوده و اهداف پژوهش

در این مقاله ضمن توسعه یک روش مدل‌سازی عددی برای تحلیل دینامیکی مخازن زمینی فولادی با امکان حرکت گهواره‌ای، استفاده از این سازوکار به عنوان یک روش بهبود عملکرد لرزه‌ای مورد توجه قرار خواهد گرفت. از این رو و بر خلاف تحقیقات قبلی، تمرکز بر مشخصات رفتاری کلی<sup>۳</sup> و پاسخ‌های لرزه‌ای مخزن با امکان حرکت گهواره‌ای آزاد بر روی پی خواهد بود. پاسخ‌های لرزه‌ای مورد بررسی شامل تغییر مکان سیستم اندرکنش سیال-سازه، تغییر مکان بام، نیروی برشی پایه و لنگر واژگونی است و تغییرات آن نسبت به حالت مخزن با پایه گیردار یا بدون امکان حرکت گهواره‌ای مورد بررسی قرار خواهد گرفت. تمامی پاسخ‌ها تنها در وضعیت پر مخزن محاسبه شده‌اند. لازم به ذکر است که تحقیق حاضر تنها بخشی از تحقیقاتی است که توسط نویسندگان در زمینه توسعه و کاربرد سازوکار گهواره‌ای در مخازن در حال انجام است و بنابراین بررسی امکان استفاده از کابل‌ها، دستگاه‌های اتلاف انرژی یا



مطالعه متغیرهای رفتاری یا روش‌های تحلیلی دیگر در محدوده کار پژوهش حاضر نمی‌باشد.

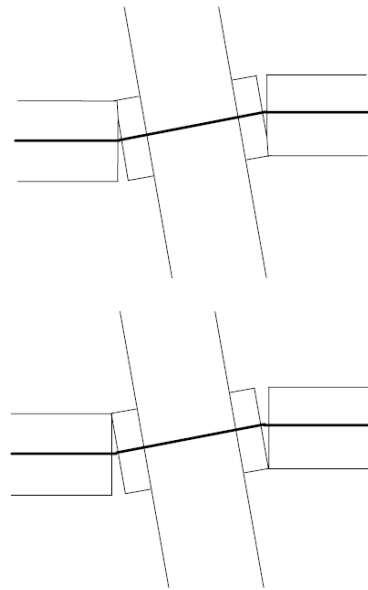
#### ۴- مبانی پژوهش

در این قسمت به ارائه مبانی پژوهش شامل روش و ابزار مدل‌سازی، مشخصات نمونه مخزن زمینی فولادی مورد مطالعه و در نهایت روش و فرضیات تحلیل پرداخته می‌شود.

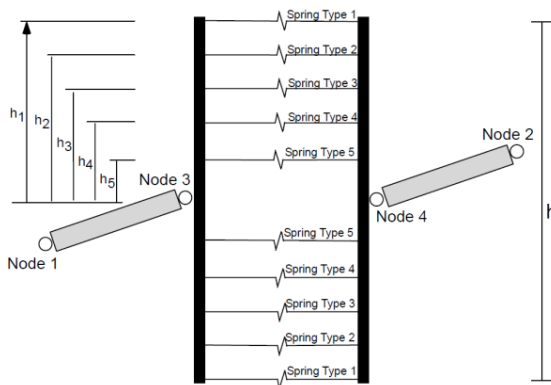
#### ۴-۱- مدل‌سازی عددی

به منظور مدل‌سازی سطوح تماس در سازه‌های با رفتار گهواره‌ای معمولاً از دو روش (متمرکز و گسترده) استفاده می‌شود. روش نخست شامل استفاده از انواع المان‌های فنی با رفتار غیرخطی یا المان‌های گپ<sup>۴</sup> به همراه انواع مختلفی از میراگرها می‌باشد [۱۵]. مزیت این روش سادگی مدل‌سازی و امکان تطابق با سازه‌های با ستون‌ها یا پایه‌های با نسبت ابعادی کوچک مانند قاب‌های ساختمانی می‌باشد. در روش دوم نیز از مدل‌های رفتاری مصالح یا مقاطع با رفتار مشخص در فشار و مقاومت ناچیز یا صفر در کشش استفاده می‌گردد. از این جمله می‌توان مصالح QzSimple1 که در نرم‌افزار OpenSees<sup>۵</sup> به کارگرفته شده است، نام برد. لازم به ذکر است که این روش عمدتاً برای مدل‌سازی سازوکار گهواره‌ای و بلندشدگی در پی و خاک زیر آن کاربرد دارد [۱۶].

البته از آن جایی که در روش‌های متداول مدل‌سازی عددی سازه‌ها، المان سازه‌ای در مرکز (محور) ستون، دیوار یا پایه مدل می‌شود، دو روش بالا قادر به در نظر گرفتن تغییر نقطه اتکای المان در حین حرکت گهواره‌ای<sup>۶</sup> نمی‌باشند. به عبارت دیگر، در این روش‌ها اثر بعد ستون یا جابجایی تار خشی لحاظ نمی‌شود. مسئله اساسی این است که برخلاف مدل بلوک صلب [۱۷] که فرض می‌کند در هنگام حرکت گهواره‌ای مقطع حول پاشنه‌ها یا کنج‌ها دوران کرده و تکیه‌گاه‌ها کاملاً صلب هستند، در واقعیت و به ویژه در مورد سازه‌های بتنی با رفتار گهواره‌ای، در هنگام حرکت گهواره‌ای یک ناحیه فشاری در مقطع شکل می‌گیرد و تار خشی از بینهایت به سمت مقطع حرکت می‌کند (شکل (۱)). این موضوع در مدل‌سازی دیوارها، پایه‌ها یا پی‌های با رفتار گهواره‌ای به دلیل بزرگ بودن بعد المان نسبت به ارتفاع، اهمیت بیشتری دارد. برای این منظور از روش دیگری تحت عنوان روش چند فنی<sup>۷</sup> برای مدل‌سازی سطوح تماس کمک گرفته می‌شود که قابلیت اصلی این روش لحاظ کردن جابجایی تار خشی است (شکل (۲)). از روش چند فنی در مطالعات



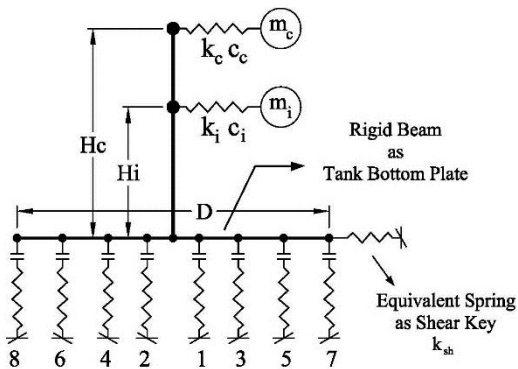
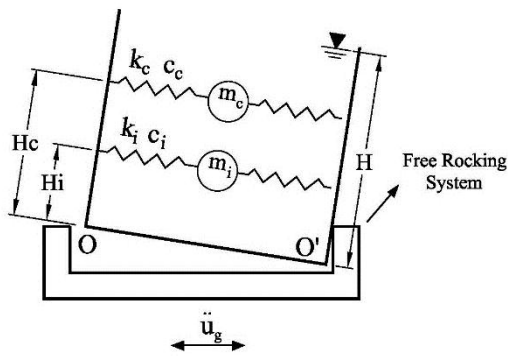
شکل ۱- (بالا) تشکیل ناحیه فشاری [۱۲] و (پایین) چرخش حول پاشنه [۱۷]



شکل ۲- اساس مدل‌سازی اتصال گهواره‌ای در روش چند فنی (۱۰ فنر) [۱۲]

در روش مدل‌سازی چند فنی تعیین دو متغیر اهمیت فراوان دارد: الف) سختی فنرها و ب) تعداد و موقعیت قرارگیری فنرها. سختی محوری ( $EA/L$ ) فنرها در فشار از ضرب سطح مقطع تماسی ( $A_{joint}$ ) در ضریب ارتجاعی مصالح سطوح تماس ( $E_{contact}$ ) تقسیم بر طول مؤثر سطوح تماس تعیین می‌گردد. در تحقیقات، نشان داده شده که نتایج تحلیل، حساسیت زیادی به متغیر طول مؤثر نداشته و این طول را بسته به سازه مورد مطالعه می‌توان به طور محافظه‌کارانه بین نصف تا یک دهم ارتفاع مقطع سطح تماس انتخاب کرد. در ضمن فرض

می‌گردد که فنرها در کشش هیچگونه سختی ندارند. محققین برای تعیین تعداد و موقعیت فنرها نیز مطابق شکل (۳) از ایده موقعیت نقاط انتگرال‌گیری در روش گاوس یا گاوس اصلاح شده (گاوس-لوباتو) استفاده کرده‌اند [۱۰ و ۱۲].

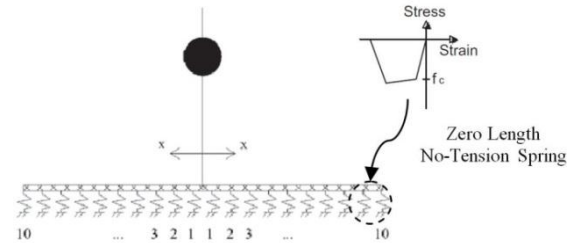


شکل ۴- (بالا) مدل مکانیکی و (پایین) شمای کلی مدل عددی سازه مخزن با امکان حرکت گهواره‌ای آزاد در نرم‌افزار OpenSees

#### ۴-۲- مشخصات مخزن مورد مطالعه

خرن مورد مطالعه در این پژوهش، یک مخزن فولادی زمینی استوانه‌ای ذخیره اکسیژن مایع<sup>۱۱</sup> به ظرفیت ۵۳۰۰ متر مکعب می‌باشد که کاربرد فراوانی در صنایع گاز و پتروشیمی داشته و نمونه‌های مشابهی از آن در زلزله‌های گذشته دچار خرابی گردیده است [۱۳]. مشخصات هندسی مخزن و مصالح به کار رفته در آن در جدول (۱) ارائه شده است. در ضمن شمای کلی هندسه مخزن و دو نمونه واقعی از خرابی مخازن مشابه در شکل (۵) نشان داده شده است.

همچنین چنانکه گفته شد مدل‌سازی سیستم اندرکنش سیال-سازه به کمک روابط و مدل پیشنهادی Housner [۱۸] انجام گرفته است. بر این اساس مقادیر و مشخصات دینامیکی هر یک از جرم‌های صلب و نوسانی به صورت جدول (۲) می‌باشد. لازم به ذکر است که در این مدل نسبت میرایی نظیر هر یک از جرم‌های صلب و نوسانی به پیشنهاد اغلب منابع و آیین‌نامه‌ها از جمله آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت [۱۹] به ترتیب برابر ۰.۵٪ و ۰.۵٪ در نظر گرفته شده است.



شکل ۳- تعداد و موقعیت قرارگیری فنرها در مقطع اتصال براساس روش گاوس یا گاوس-لوباتو [۱۰]

در پژوهش حاضر نیز که سازه مخزن امکان حرکت گهواره‌ای از روی پی داشته و ابعاد سطوح تماس قابل توجه بوده، برای مدل‌سازی عددی سطوح تماس از همین روش چند فنری و المان‌های فنری با طول صفر<sup>۱۲</sup> کمک گرفته شد. با توجه به سرعت و قابلیت‌های فراوان نرم‌افزار OpenSees [۱۶]، از این نرم‌افزار برای تدوین مدل عددی سازه استفاده شد. بر اساس آنچه گفته شد، ابتدا سختی فنرها با توجه به مساحت و قطر کف مخزن و مشخصات مصالح بتنی پی زیر آن تعیین و سپس تعداد و موقعیت فنرها نیز با توجه به دقت موردنیاز برابر ۸ عدد (۴ عدد در هر طرف) و براساس روش گاوس-لوباتو انتخاب گردید. همچنین با توجه به اهداف پژوهش حاضر، دیواره مخزن به صورت المان با رفتار خطی ارتجاعی و کف مخزن نیز به صورت صلب فرض و مدل‌سازی شد.

لازم به ذکر است که مدل‌سازی سیستم اندرکنش سیال-سازه به صورت مدل مکانیکی دو جرمی پیشنهاد شده توسط Housner [۱۸] انجام گرفته و جرم‌های نظیر هر یک از مؤلفه‌های پاسخ صلب یا ضربانی<sup>۹</sup> و نوسانی<sup>۱۰</sup> سیال در ارتفاع موردنظر آن به المان نظیر دیواره مخزن متصل شده است. در نهایت مدل مکانیکی و همچنین شمای کلی مدل عددی سازه مخزن با امکان حرکت گهواره‌ای آزاد در نرم‌افزار اپنسیس به صورت شکل (۴) خواهد بود.

جدول ۱- مشخصات هندسی مخزن و مصالح به کار رفته در آن

مشخصات هندسی	
۱۵/۶	قطر داخلی (m)
۳۰	ارتفاع مخزن (m)
۳۵	ضخامت دیواره (mm)
۲۸	ارتفاع مایع در حالت پر (m)
۱	ضخامت پی (m)
مشخصات مصالح	
۲۰۰۰۰۰	ضریب ارتجاعی فولاد (MPa)
۲۳۵۰۰	ضریب ارتجاعی بتن (MPa)
۲۵	مقاومت فشاری بتن پی (MPa)
۱۱/۵	چگالی وزنی اکسیژن مایع (kN/m <sup>3</sup> )
۷۸/۵	چگالی وزنی فولاد (kN/m <sup>3</sup> )

جدول ۲- مشخصات متغیرهای مدل دو جرمی هاوژنر برای

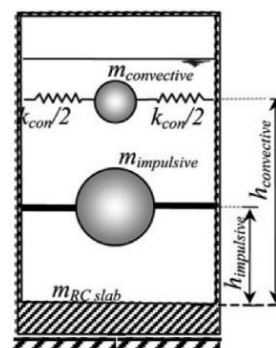
مدل سازی سیستم اندرکنش سیال-سازه		
واحد	مقدار در حالت مخزن پر	متغیر یا مشخصه دینامیکی
ton	۵۵۱۱/۷	$m_i$ - جرم صلب (Impulsive)
m	۱۲/۵	$h_i$ - ارتفاع نظیر جرم صلب
kN/m	$۳/۸ \times ۱۰^۶$	$k_i$ - سختی فنر نظیر جرم صلب
ton	۸۰۳/۹	$m_c$ - جرم صلب (Convective)
m	۲۳/۸	$h_c$ - ارتفاع نظیر جرم صلب
kN/m	۱۸۵۷/۶	$k_c$ - سختی فنر نظیر جرم صلب

سازه‌ها در نرم‌افزارهای متداول یا به واگرایی نتایج و یا حتی عدم اجرای عملیات تحلیل منجر می‌گردد. در ضمن زمان تناوب اصلی برای سازه‌های با رفتار گهواره‌ای آزاد ثابت نبوده و در مدت زمان اعمال بار جانبی با تغییر دامنه حرکت، زمان تناوب تغییر می‌کند. بنابراین از روش‌های مبتنی بر تحلیل مقدار ویژه<sup>۱۲</sup>، یا مودال<sup>۱۳</sup> نیز نمی‌توان استفاده کرد. علاوه بر این و با توجه به مسئله برخورد و ضربه بین سازه و تکیه‌گاه در حین حرکت گهواره‌ای و لزوم اعمال شرایط مرزی سینماتیکی ناشی از آن در پاسخ‌های قبل و بعد از لحظه برخورد، گزینه‌ای جز انتخاب روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی وجود نخواهد داشت.

در این مقاله به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی بر روی مخازن مورد مطالعه، از تک مؤلفه افقی شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌های ایمپریال ولی<sup>۱۴</sup> سال ۱۹۷۹، لوما پریتا<sup>۱۵</sup> ۱۹۸۹ و لندرز<sup>۱۶</sup> سال ۱۹۹۲ استفاده شده است. عملیات مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها براساس روش و طیف طرح آیین‌نامه ۷ ASCE [۲۰] انجام گرفته و نوع زمین ساختگاه براساس دسته‌بندی فصل ۲۰ همان آیین‌نامه از نوع C (خاک سفت) فرض شده است. مشخصات و ضرایب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول (۳) ارائه شده است. جهت مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها از زمان تناوب اصلی سازه مخزن همراه با پاسخ صلب سیال ( $T_i$ ) در حالت گیردار استفاده شده که مطابق آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت [۱۹] این مقدار برابر ۰/۲۴۰ ثانیه می‌باشد. در ضمن میرایی کلی سازه به روش رایلی در مدل عددی لحاظ شده است.

## ۵- نتایج

پس از تدوین مدل عددی و انتخاب روش تحلیل، مخزن مورد مطالعه در ۲ حالت؛ الف) با اتصال گیردار به پی و ب) با امکان



شکل ۵- (بالا) شمای کلی هندسه مخزن مورد مطالعه و (پایین) دو نمونه واقعی از مخزن مورد مطالعه متعلق به مجتمع هبس پس از زلزله ۱۹۹۹ از میت [۴]

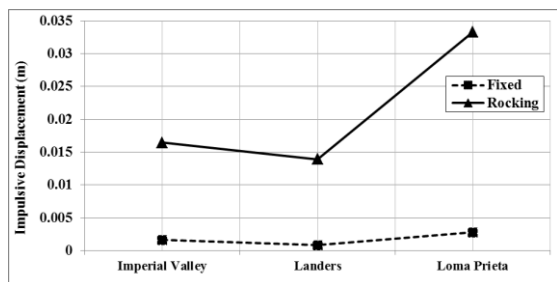
## ۳-۴- روش تحلیل سازه

چنانکه در بخش مقدمه بیان شد، سازه‌های با رفتار گهواره‌ای به طور ذاتی دارای رفتار غیر خطی بوده و همچنین به دلیل عدم برقراری معادلات پایداری استاتیکی در مورد آنها، استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی (خطی یا غیرخطی) برای این سازه‌ها غیر ممکن خواهد بود. به عبارت دیگر تحلیل استاتیکی این

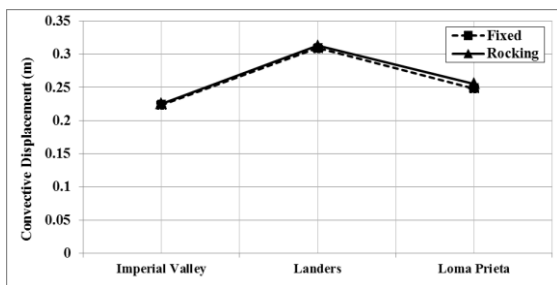
### جدول ۳- مشخصات و ضرایب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های انتخاب

شده برای تحلیل دینامیکی سازه

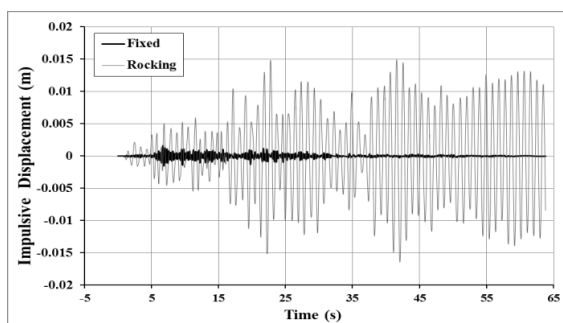
زلزله (1979) Imperial Valley	
ایستگاه	Cerro Prieto
بزرگا $M_w$	۶/۵۳
فاصله از مرکز زلزله (km)	۱۵/۱۶
ضریب مقیاس	۱/۵۵۲۵
زلزله (1989) Loma Prieta	
ایستگاه	090 CDMG STATION 47381
بزرگا $M_w$	۷/۱۰
فاصله از مرکز زلزله (km)	۱۴/۴۰
ضریب مقیاس	۱/۵۹۷۶
زلزله (1992) Landers	
ایستگاه	North Palm Springs Fire Sta #36
بزرگا $M_w$	۷/۵۰
فاصله از مرکز زلزله (km)	۱۲/۵۵
ضریب مقیاس	۱/۸۸۴۳



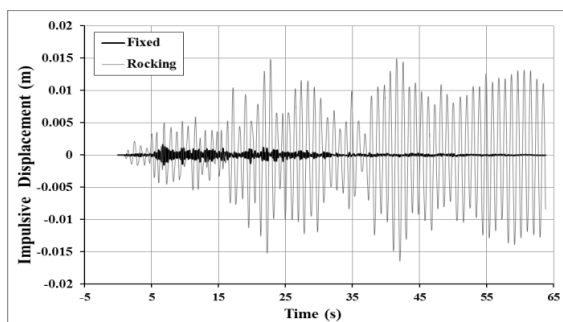
شکل ۶- مقایسه بیشینه تغییر مکان جرم صلب مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مختلف



شکل ۷- مقایسه بیشینه تغییر مکان جرم نوسانی مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مختلف



شکل ۸- مقایسه تاریخچه تغییر مکان جرم صلب مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت زلزله ایمپریال ولی سال ۱۹۷۹



شکل ۹- مقایسه تاریخچه تغییر مکان جرم نوسانی مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت زلزله ایمپریال ولی سال ۱۹۷۹

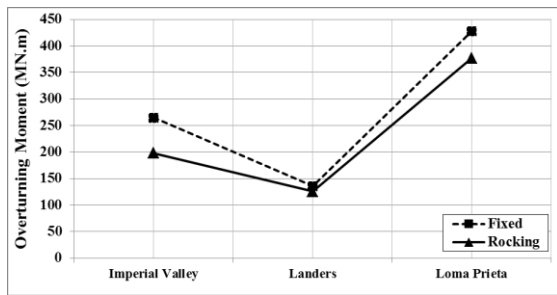
حرکت گهواره‌ای آزاد از روی پی، تحت تحریک افقی پایه قرار گرفته و سپس تحلیل تاریخچه زمانی در وضعیت پر مخزن انجام گرفته است. بنابراین در مجموع ۶ تحلیل تاریخچه زمانی انجام گرفته که در ادامه خلاصه نتایج آن‌ها ارائه می‌گردد.

#### ۱-۵- پاسخ سیستم اندرکنش سیال-سازه و تغییر مکان بام

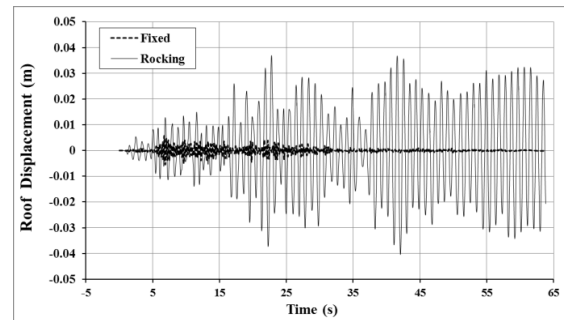
پاسخ سیستم اندرکنش شامل تغییر مکان جرم‌های صلب و نوسانی داخل مخزن بوده که تنها در حالت پر مخزن مطرح می‌گردد. تغییر مکان جرم صلب از جهت بیانگر تغییر مکان کلی سازه مخزن بوده و پاسخ جرم نوسانی از جهت بررسی امکان تولید موج و اثرات تلاطم در داخل مخزن قابل توجه هستند. بیشینه مقادیر تغییر مکان جرم‌های صلب و نوسانی در دو حالت مهار شده و با امکان حرکت گهواره‌ای، به ترتیب در شکل‌های (۶) و (۷) ارائه شده است. یک نمونه از تاریخچه تغییر مکان جرم‌های صلب و نوسانی تحت اثر شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله ایمپریال ولی سال ۱۹۷۹ نیز به ترتیب در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است.

مقایسه تاریخچه تغییر مکان بام مخازن نیز در دو حالت مهار شده و با امکان حرکت گهواره‌ای آزاد تحت زلزله ایمپریال ولی سال ۱۹۷۹ به صورت شکل (۱۰) می‌باشد.





شکل ۱۲- مقایسه بیشینه لنگر واژگونی مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مختلف



شکل ۱۰- مقایسه تاریخچه تغییر مکان بام مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت زلزله ایمپریال ولی سال ۱۹۷۹

## ۶- بحث و نتیجه‌گیری

چنانکه در ابتدا نیز گفته شد، سازوکار گهواره‌ای یک سیستم کاهنده تقاضای لرزه‌ای است که از طریق جداسازی سازه و افزایش زمان تناوب مؤثر بر رفتار و پاسخ لرزه‌ای سازه تأثیر می‌گذارد. بر این اساس و با توجه به نمودارهایی که در بخش قبل ارائه گردید، در مورد مخازن زمینی با رفتار گهواره‌ای نکات زیر قابل توجه است:

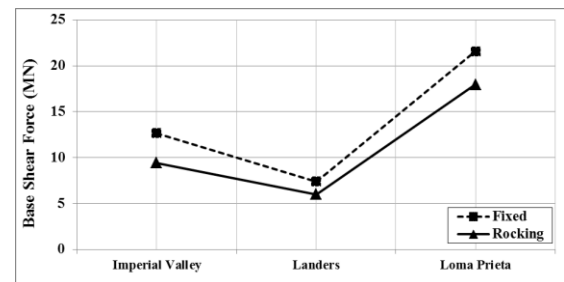
۱- جداسازی مخزن از روی پی و ایجاد امکان حرکت گهواره‌ای، به طور کلی باعث افزایش پاسخ تغییرمکانی سازه شامل پاسخ سیستم اندرکنش سیال-سازه و پاسخ بام گردیده است. مقایسه نتایج مخزن در دو حالت مفروض نشان می‌دهد که پاسخ نظیر جرم صلب سیال در مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت ۳ شتاب‌نگاشت تا حداکثر ۱۶ برابر گردیده و در یک مورد از ۲/۷ تا ۳۳ میلیمتر افزایش یافته که البته با توجه به ابعاد کلی مخزن قابل توجه نمی‌باشد. مشابه سایر سازه‌های جداسازی شده این افزایش مقدار به دلیل آزادی حرکت گهواره‌ای قابل پیش‌بینی می‌باشد.

۲- بر خلاف پاسخ نظیر جرم صلب، پاسخ نظیر جرم نوسانی در مخزن با رفتار گهواره‌ای نسبت به مخزن با پایه گیردار افزایش قابل توجهی نیافته و حداکثر ۳٪ افزایش یافته است. از آنجایی که مشابه این بحث در سایر مطالعات از جمله مخازن جداسازی شده نیز مشاهده شده است [۶]، در نتیجه تا انجام مطالعات تکمیلی‌تر، می‌توان برای مدل‌سازی سیستم اندرکنش سیال-سازه در مخازن تحت ارتعاشات ترکیبی (افقی و قائم) از مدل Housner استفاده کرد.

۳- بررسی پاسخ بام مخزن به عنوان یک نقطه نمونه از سازه اصلی، نتایجی مشابه جرم صلب به دست می‌دهد.

## ۵-۲- نیروی برشی پایه

یکی از متغیرهای اصلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها نیروی برشی پایه است. مقایسه بیشینه نیروی برشی پایه مخزن در دو حالت مهار شده و با امکان حرکت گهواره‌ای در شکل (۱۱) ارائه شده است.



شکل ۱۱- مقایسه بیشینه نیروی برشی پایه مخزن مهار شده و مخزن با رفتار گهواره‌ای تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مختلف

## ۵-۳- لنگر واژگونی

یکی دیگر از متغیرهای اصلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها که در کنترل پایداری، طراحی پی و اتصالات سازه به پی اهمیت زیادی داشته و بسیاری از خسارات و خرابی‌های مخازن زمینی در زلزله‌های گذشته [۱] و [۴] مربوط به عدم برآورد صحیح آن است، لنگر واژگونی در پای سازه است. مقایسه بیشینه لنگر واژگونی مخزن در دو حالت مهار شده و با امکان حرکت گهواره‌ای، در شکل (۱۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است که در حالت مخزن با رفتار گهواره‌ای مقدار لنگر واژگونی به طور مستقیم از مدل عددی قابل استخراج نبوده و مقدار مؤثر آن به کمک بیشینه نیروی برشی پایه تحت هر شتاب‌نگاشت محاسبه گردیده است.

## ۸- مراجع

- [1] Cooper, T.W., (1997), "A Study of the Performance of Petroleum Storage Tanks during Earthquakes, 1933-1995", US National Institute of Standards and Technology.
- [2] Astaneh, A. and Ghafory-Ashtiany, M. (1990), "The Manjil, Iran, Earthquake of June 21, 1990", Earthquake Engineering Research Institute Newsletter, Vol. 24, No. 12, pp. 5-12.
- [3] Rai, D.C. (2002). "Elevated Tanks", Earthquake spectra, Vol. 18, No. S1, pp. 279-295.
- [4] Sezen, H. and Whittaker, A.S. (2006), "Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake", Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 20, No. 1, pp. 28-36.
- [5] Canterbury Earthquakes Royal Commission, (2012), "Low-damage Building Technologies", Final report, ISBN: 978-0-478-39558-7.
- [6] Shrimali, M.K. and Jangid, R.S. (2003), "Earthquake Response of Isolated Elevated Liquid Storage Steel Tanks", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, No. 10, pp. 1267-1288.
- [7] Moslemi, M. and Kianoush, M.R. (2016), "Application of Seismic Isolation Technique to Partially Filled Conical Elevated Tanks", Engineering Structures, Vol. 127, pp. 663-675.
- [8] عرب، م.ح. و خاجی، ن. (۱۳۹۱)، "تحلیل لرزه‌ای مخازن ذخیره سیال مجهز به تیغه میراگر حلقوی با استفاده از روش المان مرزی"، مجله عمران مدرس، دوره دوازدهم، شماره ۲، ص. ۱۱-۲۲.
- [9] Chen, Y.H., Liao, W.H., Lee, C.L. and Wang, Y.P. (2006), "Seismic Isolation of Viaduct Piers by means of a Rocking Mechanism", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 35, No. 6, pp. 713-736.
- [10] Pennucci, D., Calvi, G.M. and Sullivan, T.J. (2009), "Displacement Based Design of Precast Walls with Additional Dampers", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 13, No. S1, 40-65.
- [11] Aslam, M., Scalise, D.T., and Godden, W.G. (1980), "Earthquake Rocking Response of Rigid Bodies", Journal of the Structural Division, Vol. 106, No. 2, pp. 377-392.
- [12] Spieth, H.A., Carr, A.J., Murahidy, A.G., Arnolds, D., Davies, M. and Mander, J.B. (2004), "Modelling of Post-tensioned Precast Reinforced Concrete Frame Structures with Rocking Beam-column Connections", In 2004 NZSEE Conference.
- [13] Taniguchi, T. (2004), "Rocking Behavior of Unanchored Flat-bottom Cylindrical Shell Tanks under Action of Horizontal Base Excitation", Engineering structures, Vol. 26, No. 4, pp. 415-426.
- [14] Ahari, M.N., Eshghi, S. and Ashtiany, M.G. (2009), "The Tapered Beam Model for Bottom Plate Uplift Analysis of Unanchored Cylindrical Steel Storage Tanks", Engineering Structures, Vol. 31, No. 3, pp. 623-632.
- [15] Zibaei, H. and Mokari, J. (2014), "Evaluation of Seismic Behavior Improvement in RC MRFs Retrofitted by Controlled Rocking Wall Systems", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 23, No. 13, pp. 995-1006.
- [16] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2000), "Open System for Earthquake Engineering Simulation", University of California, Berkeley, CA.

۴- کاهش مقادیر نیروی برشی پایه و لنگر واژگونی در مخزن با رفتار گهواره‌ای تنها به علت افزایش زمان تناوب مؤثر سازه بوده و بسته به محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت، حداقل ۹٪ و حداکثر ۲۶٪ کاهش یافته‌اند. با توجه به این نکته، استفاده از سازوکار گهواره‌ای را به عنوان یک روش بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌توان در کنار سایر روش‌ها مورد توجه قرار داد.

۵- براساس نتایج به دست آمده، می‌توان دریافت که مدل عددی ارائه شده تا حد زیادی قابلیت پیش‌بینی رفتار کلی و پاسخ لرزه‌ای مخازن با رفتار گهواره‌ای را دارد.

همچنین در راستای تکمیل یافته‌های این پژوهش، نکات و پیشنهادها زیر را می‌توان مورد توجه قرار داد:

۱- نتایج به دست آمده تا حد زیادی تابع تعداد و مشخصات مجموعه شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده است. افزایش تعداد و دامنه مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده می‌توان عدم قطعیت نتایج فوق را تا حد زیادی کاهش دهد.

۲- میرایی ذاتی در سازه‌های با رفتار گهواره‌ای آزاد تا حد زیادی به علت اتلاف انرژی جنبشی سازه است که در برخوردها و ضربه‌های به تکیه‌گاه اتفاق می‌افتد و خود سازه به دلیل اینکه الاستیک باقی می‌ماند میرایی چندانی نخواهد داشت. در این پژوهش درصد میرایی ذاتی براساس محاسبات ضریب بازگشت ( $r$ ) که در پژوهش‌های قبلی نویسندگان انجام گرفته، برابر ۱/۵٪ فرض شده است. استفاده از روش‌های تحلیلی یا عددی دیگر می‌تواند برای برآورد این متغیر مورد توجه قرار گیرد.

۳- بررسی دیگر پاسخ‌های سازه از جمله تنش‌های حلقوی و قائم در دیواره و نیز ملزومات طراحی ورق کف در مخزن با رفتار گهواره‌ای می‌تواند در توسعه مطالعات این دسته از مخازن راهگشا باشد.

## ۷- تشکر و قدردانی

بدینوسیله از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER) که از پایگاه‌های داده آن مرکز برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش استفاده گردید، قدردانی به عمل می‌آوریم.



[۱۹] آیین نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت (نشریه شماره ۰۳۸، ۱۳۹۵)، ویرایش سوم، وزارت نفت، معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری، تهران.

[20] ASCE/SEI-7, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.

[17] Housner, G.W. (1963), "The Behavior of Inverted Pendulum Structures during Earthquakes", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417.

[18] Housner, G.W. (1963), "The Dynamic Behavior of Water Tanks", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 381-387.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Damage avoidance design - DAD

<sup>2</sup> Micro

<sup>3</sup> Macro

<sup>4</sup> Gap

<sup>5</sup> OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation

<sup>6</sup> Tilting or rocking

<sup>7</sup> Multi-spring

<sup>8</sup> Zero length elements

<sup>9</sup> Impulsive

<sup>10</sup> Convective

<sup>11</sup> Liquefied oxygen

<sup>12</sup> Eigen value analysis

<sup>13</sup> Modal

<sup>14</sup> Imperial Valley

<sup>15</sup> Loma Prieta

<sup>16</sup> Landers





# معرفی یک میراگر ابتکاری غیر فعال انرژی با مکانیزم برشی

محمد قاسم وتر<sup>۱\*</sup>، علی قمری<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه علوم و توسعه پایدار آریا، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۱۵۸۷۵-۴۴۹۸، aghamari@cmps2.iust.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۱/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۸/۰۵)

## چکیده

میراگرهای غیر فعال انرژی به عنوان یک سیستم کارا در برابر بارهای لرزه‌ای شناخته شده‌اند. در میان انواع میراگرهای غیرفعال، میراگرهای فولادی به دلیل سهولت اجرا، اقتصادی بودن و در دسترس بودن امکانات ساخت از مقبولیت بیشتری برخوردار است. از طرفی این نوع میراگرها، عملکرد مناسبی در آزمایشگاه‌ها و زلزله‌های گذشته داشته‌اند. هر چند این نوع میراگرها نسبت به سایر میراگرها اقتصادی‌تر هستند اما استفاده از آنها در سازه‌های معمول در مقایسه با سایر سیستم‌های مرسوم باربر جانبی، اقتصادی نمی‌باشد. لذا در این مقاله یک میراگر ابتکاری دارای مکانیزم تسلیم برشی معرفی شده که هزینه بسیار اندکی به ساخت می‌افزاید و علاوه بر آن سهولت بالایی در ساخت و اجرا برخوردار است. این میراگر پیشنهادی پس از زلزله‌های شدید براحتی قابل تعویض است. از طرفی، معمولاً افزایش سختی و شکل پذیری در سازه به راحتی میسر نمی‌شود اما نتایج نشان می‌دهد میراگر پیش نهادی باعث افزایش سختی و شکل پذیری سازه می‌گردد. همچنین با افزایش میرایی در ناحیه غیر خطی باعث اتلاف انرژی اعمالی به سازه می‌گردد. روابط لازم طراحی این میراگر پیشنهاد شده است.

## واژگان کلیدی

میراگر، شکل پذیری، سختی، انرژی لرزه‌ای

## Introduce an Innovative Passive Energy Damper in Shear Mechanism

M.G. Vetr, A. Ghamari

### Abstract

Passive energy dampers are as an effective lateral load resistance systems comparison to other lateral load resistance systems. The metallic passive energy dampers are acceptable among other damper because of simplicity in putting up, availability of the equipment and materials. In other hand, these dampers had a good performance in laboratories and last earthquakes. However these dampers excel from other ones but it does not applicable for general buildings. Therefore, an innovative passive energy damper have introduced that the main feature of its performance is shear yielding of the proposed damper. It has a high simplicity in installation and good capability for repairing after strong earthquake. Numerical results showed that the proposed damper enhances the seismic parameters of the structures. The proposed damper increases ductility, capacity, stiffness, damping ratio. Also, in this article required equations for designing of the damper have been introduced.

### Keywords

Damper, Ductility, Stiffness, Seismic energy



جاذب‌های غیر فعال انرژی، تکنولوژی جدید، پیشرفته و موثر در مهندسی سازه هستند که باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شوند. بهبود و مقوش کردن این ابزارها، سازه را به سوی فلسفه طراحی بر اساس اتلاف انرژی و کاهش نیاز لرزه‌ای با تکیه بر افزایش شکل پذیری و میرایی سوق می‌دهد. پایداری سازه‌ها تحت بارهای جانبی لرزه‌ای و قابلیت بهره برداری آنها و تعمیر یا تعویض برخی قطعات سازه پس از زلزله در مناطق شهری از مسائل مهمی است که با کنترل خسارت در برخی قطعات نظیر میراگرهای انرژی قابل حل است.

علاوه بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای، صحت و سادگی روش اجرای آن، تضمین کننده عملکرد قابل انتظار سیستم خواهد بود. از طرفی ملاحظات اقتصادی، جنبه‌های معماری، سهولت تعمیر و تعویض برخی قطعات پس از زلزله از مسائل مهمی است که نباید دور از نظر قرار گیرند. هر چند میراگرهای غیر فعال فلزی نسبت به سایر میراگرهای متناظر اقتصادی‌تر بوده، اما همچنان جز در برخی سازه‌ها، مقرون به صرفه نبوده و اجرای آنها مهارت و امکانات خاصی را می‌طلبد. با توجه به امکانات موجود و دانش مهندسی ایران، طراحان و مجریان را با مشکل مواجه می‌کنند.

در میان میراگرها و جاذب‌های انرژی، میراگرهای فلزی از مقبولیت و کارایی بیشتری برخوردارند. عموماً تسلیم میراگرهای فلزی مکانیزم اصلی جذب انرژی تحت بارهای لرزه‌ای است. اولین ایده استفاده از میراگرهای فلزی توسط کلی در سال ۱۹۷۲ شروع شد [۱]. همانطور که قبلاً ذکر شد در میان میراگرهای انرژی، میراگرهای غیرفعال فلزی استفاده وسیع‌تری نسبت به سایر انواع را دارا هستند. در این میان میراگرهای غیرفعال فلزی با مکانیزم برشی، مزایای بهتری دارند. در ادبیات فنی اولین میراگر با مکانیزم برشی بر اساس تحقیقات گسترده بر روی قابهای با مهاربند واگرا (EBF) دهه ۱۹۷۰ [۲-۶] شروع شد. اولین دسته از ساختمان‌های بزرگ که قاب‌های EBF را بعنوان قسمتی از سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله بکار گرفتند در اوایل دهه ۱۹۸۰ در تعدادی از ساختمان‌ها از این بادبند استفاده شد. پس از آن کاربرد عملی قاب‌های EBF در آیین نامه‌ها بصورت دستورالعمل وارد شد. بدین ترتیب انجمن مهندسی ساختمان کالیفرنیا (SEAOC) [۷] نسبت به توسعه مقررات طراحی برای قاب‌های (EBF) اقدام و با تجدید نظر مختصر، در سال ۱۹۸۸ در آیین نامه UBC مبادرت به درج ضوابط نمودند.

به موازات این اقدام، شورای ایمنی ساختمان در برابر زلزله (BSSC) در نشریه "برنامه ملی کاهش خطر زلزله" (NEHRP) [۸] در سال ۱۹۸۵ دستورالعمل کوتاه برای طراحی قاب‌های EBF در ساختمان‌های جدید جهت توسعه مقررات لرزه‌ای ارائه نمود که در زمان کوتاهی از سوی آژانس مدیریت اضطراری فدرال (FEMA) [۹] این مقررات از قسمت ضمیمه به قسمت اصلی منتقل گردید. لازم به توضیح است که شورای ایمنی ساختمان در برابر زلزله (BSSC) از مدارک به روز شورای تکنولوژی کاربردی (ATC-3-06) [۱۰] استفاده نموده و با انتشار مقررات NEHRP برای توسعه مقررات زلزله‌ای ساختمان‌های جدید اقدام کرده است.

مستقل از فعالیت‌های فوق، انستیتوی ساختمان فولاد آمریکا (AISC) [۱۱] در چندین سال بطور وسیع پیرامون توسعه ضوابط طراحی به روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) برای ساختمان‌های فولادی که شامل مقررات لرزه‌ای نیز می‌باشد در حال به تحقیق بوده است. این آیین نامه مقررات مفصلی برای قاب‌های (EBF) ارائه کرده است. مقررات طراحی موجود در آیین نامه‌های UBC 88, SEAOC کاملاً یکسان هستند و بر مبنای روش طراحی تنش مجاز پایه گذاری شده‌اند، در حالیکه آیین نامه‌های AISC 85, BSSC بر مبنای روش طراحی ضریب بار و مقاومت به ارائه ضوابط پرداخته‌اند.

تحقیقات Rai و Wallance [۱۲ و ۱۳] ایده استفاده از میراگر برشی با استفاده از فولاد با حد تسلیم پایین (LYP) و آلومینیوم را معرفی نمودند. نتایج مطالعات آنان رفتار مناسب این میراگر را تصدق نمود. Harries و همکارانش [۱۴] مطالعات گسترده در زمینه میراگرهای هیبرید انجام داد نتایج آن را منتشر نمود. وتر و باوکمپ در تحقیقات خود بر روی لینک برشی قائم معادلات لازم را جهت طراحی این سیستم ارائه نمودند. Ghobra و همکارانش [۱۵ و ۱۶] بر روی مقاوم سازی ساختمان با استفاده از لینک برشی مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام و نتایج حاصل را منتشر نمودند. آنان استفاده از لینک برشی قائم در سازه بتنی را ایده موثر در بهسازی لرزه‌ای معرفی و ضوابط اجرایی لازم را ارائه نمودند. Popov و Ricles [۵] مفصل پلاستیک برشی و ضوابط محاسباتی را بررسی و اندرکنش آن را با سایر نیروها منتشر نمودند. در حال حاضر در نقاط مختلف دنیا تحقیقات بر روی لینک برش در حال انجام می‌باشد.

در تحقیق حاضر، یک میراگر غیرفعال فلزی معرفی می‌گردد که علاوه بر حصول محاسن عملکردی سایر میراگرها از قبیل پایداری لوب هیستریسیس، کنترل تخریب و تسلیم هدایت شده،



شکل پذیری و .... قابلیت نصب سریع و سهولت اجرا و تعویض پس از زلزله را داراست.

## ۲- میراگر پیشنهادی

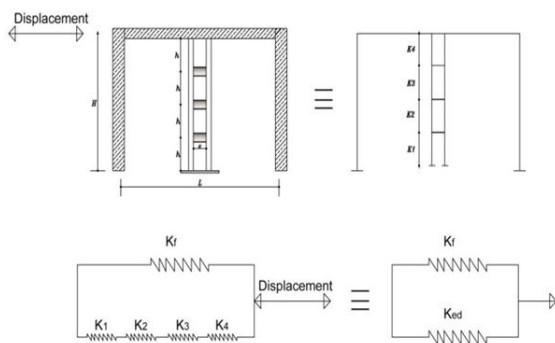
پس از زلزله نورتریچ و کوبه [۱] علیرغم طراحی مناسب سازه‌های فولادی، بسیاری از سازه‌های فولادی متحمل خساراتی شدند ولی هیچ سازه‌ها فولادی تخریب نشد. پس از در آئین نامه‌ها ضوابط سخت گیرانه‌تری برای بهبود عملکرد سازه‌ها توصیه شد. که می‌توان به اصلاح اتصالات قاب‌های خمشی، معرفی سازه‌های جدید، ارائه دستورالعمل‌های جوشکاری و... اشاره نمود. پس از آن رویکرد محققان به معرفی میراگرهای فلزی سازه‌ای جدید با رفتار لرزه‌ای مناسب را نتیجه داد. لذا در این مقاله نوع خاصی از میراگرهای غیرفعال انرژی پیشنهاد شده که هدف اصلی از عملکرد لرزه‌ای افزایش شکل پذیری، سختی و کنترل خسارت در لینک برشی می‌باشد. این المان به قاب خمشی متصل شده و با تسلیم برشی و عملکرد آن به عنوان یک فیوز شکل پذیر تحت بارهای لرزه‌ای، مانع از رفتار غیرخطی قاب خمشی می‌شود. با توجه به اینکه این المان مستقل از قاب محیطی است لذا پس از زلزله براحتی قابل تعویض یا تعمیر بوده و خللی در بهره برداری سازه ایجاد نمی‌کند.

عملکرد مناسب هر المان سازه‌ای مستلزم اجرای صحیح آن در عمل خواهد بود. با توجه به عملکرد اجرایی ضعیف مجریان در ایران، اجرای بسیاری از سازه‌ها (علیرغم عملکردی مناسب در برابر بارهای لرزه‌ای) ممکن نیست. اصلاح روند و توان اجرایی کشور نیاز به زمان داشته لذا پیشنهاد سیستم‌ها ساده از نظر اجرا گامی مهم در رشد و اعتلای دانش مملکت خواهد بود. با توجه به هندسه المان از نظر اجرایی هیچ گونه پیچیدگی نداشته و بدون نیاز به نیروهای ماهر قابل اجرا است.

## ۱-۲- نحوه مش بندی

در شکل (۱) هندسه میراگر پیشنهادی نمایش داده شده است. تمام تیرهای پیوند در این میراگر به نحوی اجرا خواهند شد که تیر پیوند به المان‌های قائم به صورت مفصلی متصل گردد. برای این منظور می‌توان اتصال را با استفاده از نبشی و یا جفت نبشی جان اجرا نمود. ساخت این میراگر می‌تواند خارج از کارگاه تحت نظارت لازم انجام شود سپس در حین اجرای سایر اجزای سازه نصب گردد. از این نظر با توجه به عدم نیاز به جوش‌های سربالا و سقفی، جوش‌ها از کیفیت بالا برخوردار خواهند بود. از طرفی در هر مرحله از ساخت قاب خمشی ساختمان، می‌توان

میراگر را نصب نمود خللی در پیشرفت ساخت و نصب ایجاد نخواهد کرد. علاوه بر آن می‌توان در مطالعات بهسازی لرزه‌ای از این میراگر براحتی استفاده نمود.



شکل ۱- هندسه میراگر پیشنهادی

## ۲-۲- کنترل معیار سختی

سختی کل سازه شامل ترکیب موازی فنر معادل قاب و میراگر می‌باشد. فنر معادل سختی قاب از اصول روابط تحلیل سازه‌ها قاب محاسبه می‌باشد و فنر معادل سختی میراگر از ترکیب سری اصول فنرها تبعیت می‌کند. لذا سختی معادل میراگر برابر است با:

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} \quad (1)$$

$$K_1 = K_4, K_2 = K_3 \rightarrow K_3 = 4K_1 \quad (2)$$

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{2K_1} + \frac{1}{2K_2} \rightarrow K_e = \frac{8}{5}K_1 \quad (3)$$

با بررسی روابط فوق، افزایش سختی سیستم ناشی از میراگر قابل وضوح است.

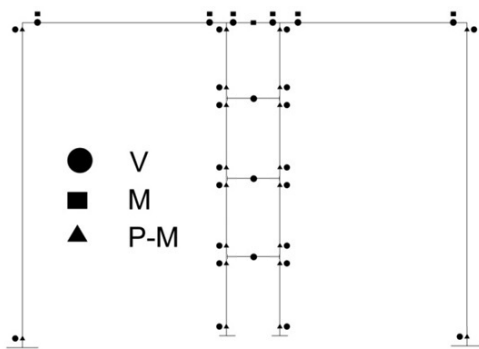
طراحی مطلوب آنست که میراگر قبل از قاب تسلیم شود. لذا لازم است نیروی بیشتری جذب کند بر این اساس با توجه به اینکه بار جانبی به نسبت سختی توزیع می‌گردد لذا:

$$\begin{cases} K_f < K_e \\ K_f = \frac{V_c \cdot h^3}{12EI_c} + \frac{V_b \cdot L^2 \cdot h}{12EI_b} \\ K_e = \frac{V_{bd} \cdot e^2 \cdot (h/4)}{12EI_{bd}} \end{cases} \quad (4)$$

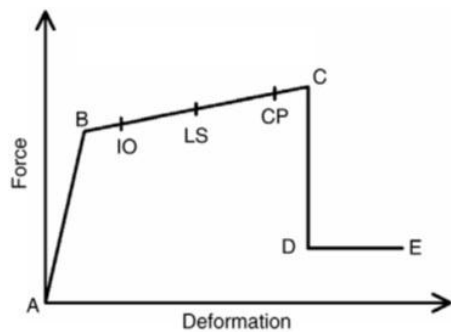
با استفاده از اصول تحلیل سازه‌ها و با فرض نقطه عطف در وسط تیر و ستون، رابطه فوق بصورت زیر ساده می‌گردد.

$$\frac{V_c}{I_c} + \frac{V_b}{I_b} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 < \frac{V_{cd}}{40I_{cd}} + \frac{V_{bd}}{20I_{bd}} \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (5)$$

## ۲-۳- کنترل معیار مقاومت



شکل ۲- محل و نوع اختصاص مفاصل پلاستیک



شکل ۳- مفصل پلاستیک

### ۲-۳- مدل‌های عددی

در جدول (۱) مدل‌های عددی جهت انجام تحلیل غیرخطی لیست شده‌اند. در این نمونه‌ها M و DM به ترتیب معرف قاب خمشی و قاب دارای میراگر بوده و قسمت سوم اسم نمونه‌ها معرف نوع تیر آهن تیر می‌باشد. ابتدا یک مدل قاب خمشی با استفاده از الزامات آئین نامه طراحی ساختمان در مقابل زلزله - استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم طراحی گردید که این مدل با نام M-1-22 معرفی شده است. سپس تحلیل‌های غیر خطی با تغییر تیر طبقه انجام گرفت. لذا چند مدل با تیر طبقه قوی‌تر و چند مدل با تیر طبقه ضعیف‌تر جهت بررسی میراگر در سازه‌های قاب خمشی با تغییرات سختی قاب خمشی، تحت تحلیل غیرخطی ارزیابی شد. پس از آن، به قاب‌های خمشی، میراگر اضافه گردید و مجدداً مدل‌ها تحلیل شدند. در مدل‌های دارای میراگر پیشنهادی، لینک برشی میراگر به نحوی طراحی شده که مفصل پلاستیک برشی قبل از مفصل پلاستیک خمشی در میراگر تشکیل گردد. برای این منظور، طول لینک برشی بر اساس رابطه (۶) در نظر گرفته شد است.

در طراحی لرزه‌ای، علاوه بر سختی، معیارهای مقاومت و شکل پذیری نیز از اهمیت بالایی برخوردارند. تسلیم برشی میراگر یک رفتار شکل پذیر را نتیجه خواهد داد. پیکربندی و هندسه میراگر باعث می‌شود که مد حاکم، تسلیم برشی لینک افقی باشد. هنگام وقوع یک زلزله شدید تغییر شکل غیر ارتجاعی محدود به تیر پیوند شده و نهایتاً این جزء تیر باید طوری طرح شود که بتواند تغییر شکل‌های بزرگ غیر ارتجاعی را بدون کاهش مقاومت تحمل کند.

تشکیل مفصل برشی تشکیل شده و می‌تواند با ترکیبی از سخت شدگی‌های کینماتیک و ایزوتروپیک به حداکثر ظرفیت باربری خود برسد. با توجه به رفتار مفصل‌های برشی در پیوندهای افقی که به علت سخت شوندگی کرنشی، مقدار برش و خمش در تیر پیوند به ترتیب به  $1/5V_p$  و  $1/2M_p$  می‌رسد و با نوشتن معادله تعادل تیر پیوند، طول تیر پیوند برای تضمین رفتار برشی به صورت رابطه (۶) است.

$$\frac{V_c}{I_c} + \frac{V_b}{I_b} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 < \frac{V_{cd}}{40I_{cd}} + \frac{V_{bd}}{20I_{bd}} \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (6)$$

در رابطه فوق  $M_p$  و  $V_p$  به ترتیب ظرفیت خمشی پلاستیک و ظرفیت برشی پلاستیک هر مقطع می‌باشند. این رابطه در بسیاری از آئین نامه‌های زلزله دنیا و همچنین مطالعات آزمایشگاهی و عددی اثبات شده است.

### ۳- مدل‌سازی عددی

#### ۳-۱- نحوه مدل‌سازی

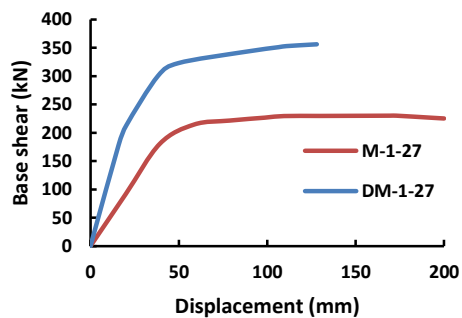
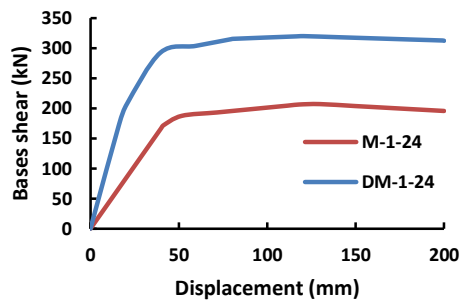
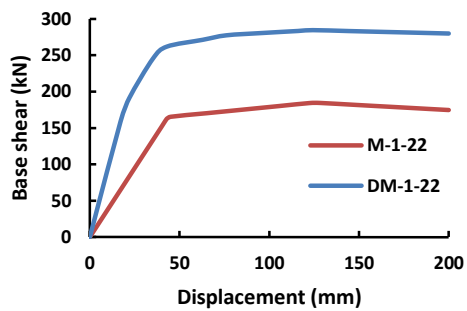
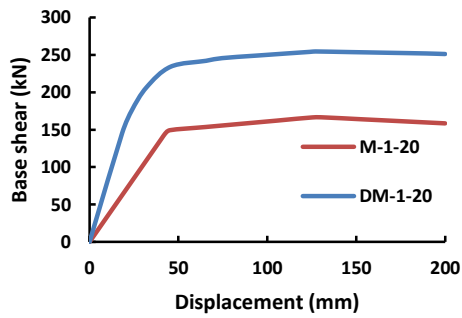
نرم افزارهای متعددی برای انجام تحلیل غیرخطی میراگر پیشنهادی در دسترس هستند. اما تنها برخی از آنها قابلیت در نظر گرفتن و لحاظ کردن مفصل پلاستیک بر اساس آئین نامه را دارا هستند. بنابراین در این مقاله، تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم افزار المان محدودی SAP2000 ver 17 انجام شده است که دارای چنین قابلیت است. در این نرم افزار برای مدل‌سازی المان‌های میله‌ای قابلیت تعریف المان میله‌ای غیرخطی با لحاظ کردن مفصل پلاستیک وجود دارد. لذا برای تحلیل غیرخطی، مفاصل پلاستیک متمرکز معرفی شده است. در شکل (۲) نوع مفاصل پلاستیک و نوع آنها نمایش داده شده است. در این شکل  $V$ ،  $M$ ،  $P-M$  به ترتیب معرف مفصل پلاستیک خمشی-محوری، خمشی و برشی است.

در معرفی مشخصات مفصل پلاستیک، همانند شکل (۳)، از تعریف مفصل پلاستیک FEMA356 استفاده شده است.



جدول ۱- مدل‌های عددی مورد بررسی

مدل	تیر: IPE	نسبت ممان اینرسی تیر قاب به ستون	e (cm)
DM-1-20	۲۰۰	۰/۵۱	۵۰
DM-1-22	۲۲۰	۰/۷۲	۵۰
DM-1-24	۲۴۰	۱/۰۱	۵۰
DM-1-27	۲۷۰	۱/۵۱	۵۰
M-1-20	۲۰۰	۰/۵۱	۵۰
M-1-22	۲۲۰	۰/۷۲	۵۰
M-1-24	۲۴۰	۱/۰۱	۵۰
M-1-27	۲۷۰	۱/۵۱	۵۰
مدل با تغییر مشخصات میراگر			
مدل	تیر: IPE	مقطع لینک: IPE	e (cm)
D-1-27-B22	۲۲۰	۲۷۰	۵۰
D-1-24-B22	۲۲۰	۲۴۰	۵۰
D-1-22-B22	۲۲۰	۲۲۰	۵۰
D-1-20-B22	۲۲۰	۲۰۰	۵۰
D-1-18-B22	۲۲۰	۱۸۰	۵۰
D-1-16-B22	۲۲۰	۱۶۰	۵۰
D-1-14-B22	۲۲۰	۱۴۰	۵۰



شکل ۴- مقایسه دیاگرام بار-تغییر مکان مدل‌ها

روشن است که برای  $\ddot{u}_g(t)$  معلوم پاسخ تغییر شکلی سیستم فقط بستگی به فرکانس طبیعی  $\omega_n$  و نسبت میرایی دارد. پس هر دو سیستمی که فرکانس طبیعی (یا زمان تناوب) و نسبت میرایی یکسانی داشته باشند، دارای پاسخ تغییر شکلی یکسانی خواهند بود حتی اگر جرم و سختی جانبی آنها با هم متفاوت باشد. لذا بررسی میرایی و زمان تناوب سازه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. با ایجاد مفصل پلاستیک در سازه،

#### ۴- بررسی نتایج

##### ۴-۱- دیاگرام بار-تغییر مکان

نمودار بار-تغییر مکان ناشی از تحلیل بار افزون (پوش آور) سازه‌ها حاوی اطلاعات ارزشمندی است که پس از تحلیل غیرخطی در اختیار محققان قرار می‌گیرد. بنابراین در شکل (۴) نمودارهای بار-تغییر مکان مدل‌های تحلیل شده برای سازه‌های مورد بررسی ترسیم شده است. مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان سازه‌های دارای میراگر و بدون میراگر نتایج نشان می‌دهد که میراگر پیشنهادی باعث افزایش سختی، مقاومت و جذب انرژی سازه می‌گردد. این وضعیت در تمام حالات با تغییرات نسبت سختی تیر به ستون صادق است.

##### ۴-۲- زمان تناوب و میرایی سازه

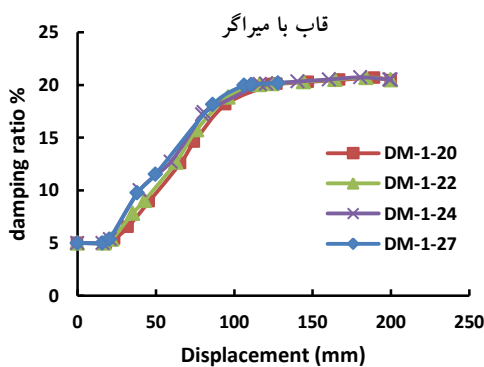
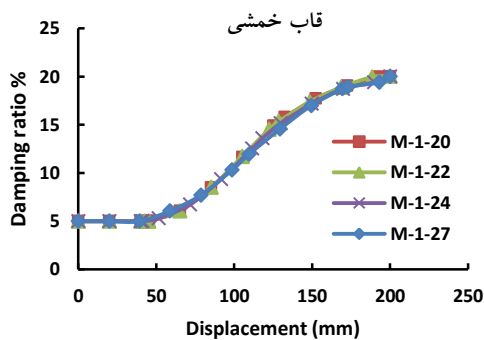
رابطه حاکم بر ارتعاش سیستم تحت تحریک لرزه ای با شتاب معلوم برابر است با:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (7)$$



از این میراگر در سازه‌های بلند از برتری بیشتری برخوردار است.

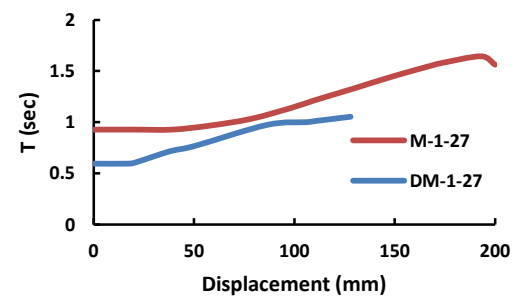
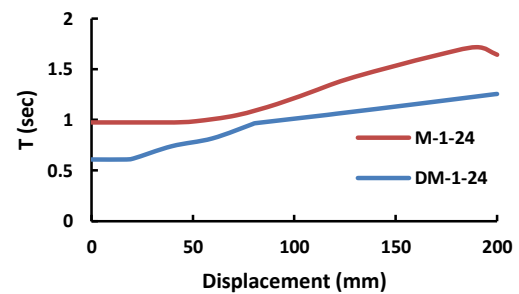
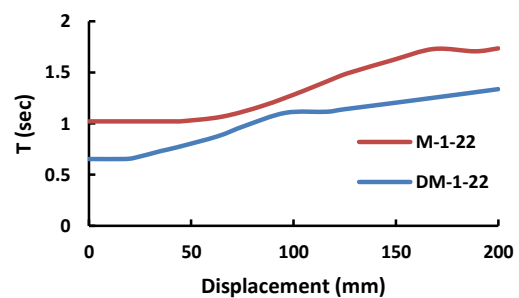
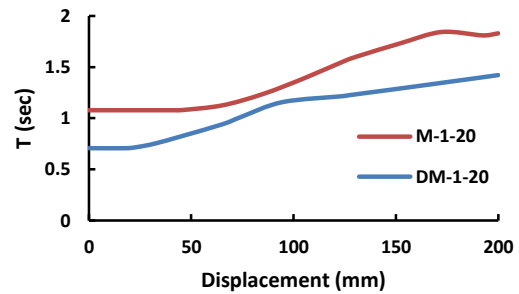
هر چند در اکثر آیین نامه و تحقیقات محققان اثر میرایی بر رفتار سازه‌ها به ناحیه خطی محدود شده است و تاثیر آن در ناحیه غیرخطی به صورت کلی مورد بحث قرار گرفته است، اما میرایی تاثیر بسزایی در پاسخ لرزه‌ای سازه در ناحیه غیرخطی خواهد داشت. بدین منظور نمودار میرایی سازه‌ها در مقابل تغییر مکان در شکل (۶) و (۷) ترسیم شده است. مقایسه نتایج نمودارها در این اشکال نشان می‌دهد که میرایی سازه به چهار برابر مقدار پیشنهادی آئین نامه‌های زلزله از جمله آیین نامه ۲۸۰۰ خواهد رسید.



شکل ۶- نمودار نسبت میرایی-تغییر مکان قاب با میراگر

مقایسه نتایج نشان می‌دهد که تغییرات نسبت سختی تیر به ستون تاثیری بر میرایی سازه (میرایی ویسکوز معادل) در ناحیه غیرخطی ندارد. اما مقایسه نظیر به نظیر نمونه‌ها قاب خمشی و قاب با میراگر به یک نسبت میرایی میل می‌کنند. میراگر ابتکاری باعث افزایش میرایی سازه در فاز غیرخطی می‌گردد. اما در لحظه گسیختگی سازه نسبت میرایی هر دو سیستم قاب خمشی و سیستم پیشنهادی به یکدیگر میل می‌کنند.

کمانش، تسلیم و سایر عوامل سختی سازه تغییر می‌کند. لذا زمان تناوب آن ثابت نبوده و تحت بارهای جانبی در حال تغییر خواهد بود. در شکل (۵) زمان تناوب سازه‌ها در مقابل تغییر مکان ترسیم شده است.



شکل ۵- نمودار زمان تناوب غیرخطی

نتایج نشان می‌دهد میراگر باعث کاهش زمان تناوب سازه می‌گردد. این کاهش ناشی از افزایش سختی می‌باشد. لذا استفاده



( $R\mu$ ) بیش از ۳/۵ برابر افزایش می‌یابد. افزایش این پارامتر کاهش قابل ملاحظه‌ای در بارهای لرزه‌ای اعمالی به سایر اجزا سازه‌ای را در پی خواهد داشت. علاوه بر آن طراحی سازه در حالت حدی بهره برداری نیز از ایمنی بالایی برخوردار خواهد بود. زیرا برشی پایه تسلیم سازه حدوداً ۰.۴٪ افزایش می‌یابد. در مقابل مقاومت نهایی سازه در حدود ۰.۶٪ افزایش داشته است.

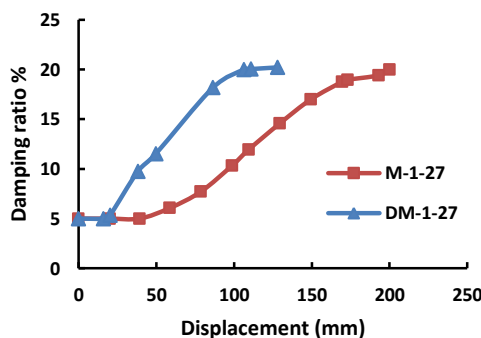
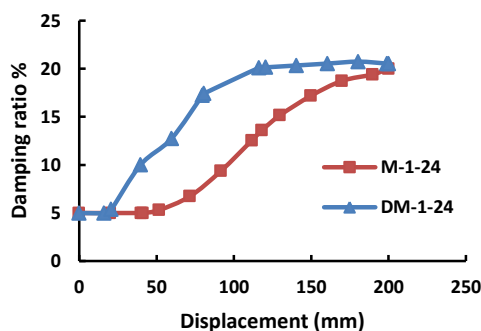
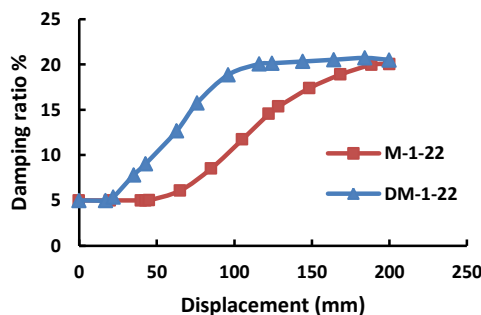
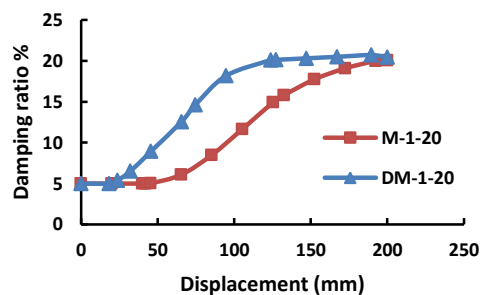
جدول ۲- پارامترهای لرزه‌ای

مدل	$R\mu$	$V_y$ (kN)	$V_u$ (kN)	$D_y$ (mm)
DM-20	۳/۹۷	۲۲۴/۶۰	۲۵۱/۰۳	۲۸/۳۶
DM-22	۳/۸۳	۲۵۲/۳۸	۲۷۹/۸۵	۲۷/۲۲
DM-24	۳/۷۰	۲۸۰/۸۷	۳۱۲/۲۰	۲۶/۲۴
DM-27	۳/۶۴	۲۹۲/۱۷	۲۲۵/۱۷	۴۶/۸۸
M-20	۳/۶۸	۱۵۸/۸۱	۱۵۸/۴۳	۴۶/۶۴
M-22	۳/۵۲	۱۷۵/۲۳	۱۷۴/۶۸	۴۶/۱۹
M-24	۳/۲۹	۱۹۶/۴۳	۱۹۵/۵۷	۴۷/۰۸
M-27	۳/۱۵	۲۱۵/۶۲	۱۲۸/۰۱	۲۶/۰۸

جدول ۳- مقایسه نسبت پارامترهای لرزه‌ای

$DM/M$	$R\mu$	$V_y$ (kN)	$V_u$ (kN)	$K$ (kN/mm)	$D_y$ (mm)
۲۰	۳/۹۷	۱/۴۱	۱/۵۸	۲/۳۲	۰/۶۱
۲۲	۳/۸۳	۱/۴۴	۱/۶۰	۲/۴۵	۰/۶۰
۲۴	۳/۷۰	۱/۴۳	۱/۶۰	۲/۵۷	۰/۵۷
۲۷	۳/۶۴	۱/۳۶	۱/۸۰	۲/۴۳	۰/۵۷

دیگر مقایسه سیستم میراگر ابتکاری با قاب خمشی مقایسه سختی الاستیک می‌باشد که در شکل (۸) و جدول (۲) قابل بررسی است. میراگر ابتکاری باعث افزایش سختی بیش از ۲/۳۲ برابر می‌گردد. البته با افزایش نسبت ممان اینرسی تیر به ستون این نسبت سیر صعودی داشته و به ۲/۵۷ برابر می‌رسد. نکته قابل ملاحظه آن است که در اغلب سازه‌های معمول، افزایش سختی تقریباً باعث کاهش شکل پذیری می‌شود اما در سیستم پیشنهادی هر دو پارامتر سختی و شکل پذیری افزایش می‌یابد. برای تصدیق این مساله می‌توان به مقایسه تغییر مکان حد تسلیم سازه پرداخت که میراگر باعث کاهش آن در حدود ۰.۴٪ درصد می‌شود. این بدان معناست که شکل پذیری سازه در حدود ۰.۴٪ افزایش می‌یابد.



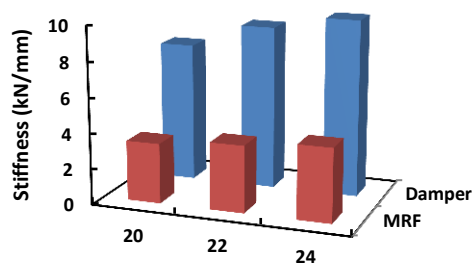
شکل ۷- مقایسه میرایی نمونه‌های مورد بررسی

### ۳-۴- پارامترهای لرزه‌ای طراحی سازه

در جدول (۲) و (۳) نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی استخراج شده است. نتایج این جداول نشان می‌دهد که میراگر ابتکاری عملکرد مطلوبی داشته و باعث بهبود رفتار لرزه‌ای قاب خمشی می‌شود. در تمامی نمونه ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری



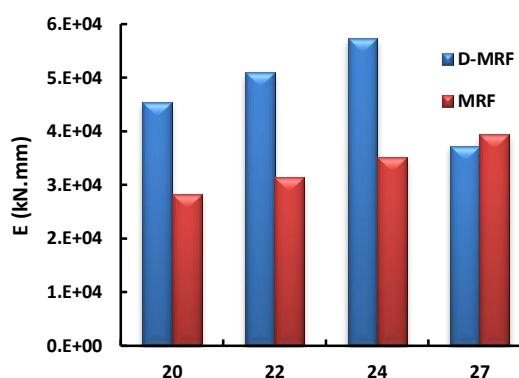
- تغییرات نسبت سختی تیر در قاب خمشی و المان برشی در پارامترهای لرزه‌ای سیستم دخیل بوده و با افزایش این نسبت عملکرد میراگر بهبود یافته و پس از نقطه اوج سیر نزولی خواهد داشت.
- هر چند المان الحاقی پارامترهای لرزه‌ای را افزایش می‌دهد اما حد تسلیم سازه را کاهش، و با تمرکز خسارت در آن مانع ایجاد رفتار غیر خطی قاب محیطی در حد مجاز می‌شود.



شکل ۸- نمودار میله سختی

#### ۴-۴- جذب انرژی

در شکل (۹) نمودار میله‌ای جذب انرژی سیستم ترسیم شده است. نتایج این نمودار حاکی جذب انرژی بالای سیستم میراگر ابتکاری است. مقایسه نتایج افزایش ۶۰ درصدی در جذب انرژی با نصب میراگر در قاب خمشی را نشان می‌دهد.



شکل ۹- نمودار میله جذب انرژی

#### ۵- نتیجه گیری

در این مقاله یک میراگر با مکانیزم برشی معرفی و مورد تحلیل غیرخطی هندسی و مصالح قرار گرفت. این سیستم از مزایای زیادی برخوردار است که در متن به آنها اشاره شده است. در زیر نتایج تحلیل خلاصه شده که عبارتند از:

- میراگر ابتکاری باعث کاهش زمان تناوب سیستم در ناحیه خطی و غیرخطی می‌گردد.
- با استفاده از میراگر ابتکاری، میرایی سیستم افزایش یافته و به حدود ۲۰٪ می‌رسد. نرخ افزایش آن نسبت به قاب خمشی فولادی بیشتر بوده، اما در لحظه گسیختگی به یک عدد میل می‌کند.
- میراگر ابتکار باعث بهبود و افزایش سختی، مقاومت و شکل پذیری سیستم شده و حدوداً ۶۰٪ جذب انرژی را بهبود می‌بخشد.

#### ۶- مراجع

- [1] Oh, S.H., Kim, Y.J. and Ryu, H.S (2009), "Seismic Performance of Steel Structures with Slit Dampers", International Journal of Engineering Structures, Vol. 31, No. 12, pp. 1997-2008.
- [2] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol. 112, No. 2, pp. 362-382.
- [3] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", Journal of the Structural Division-ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 391-412.
- [4] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1977), "Inelastic Behavior of Eccentric Braced Frames", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [5] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [6] Hjeltnad, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403.
- [7] SEAOC, (2005), Seismic Design Factors and Coefficients in Seismic-Force Resisting Systems, Seismology & Structural Standards Committee, Sacramento, CA.
- [8] FEMA, (2001), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [9] FEMA 369, (2001), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [10] ATC-17-1, (1993), Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, Redwood City, California: Applied Technology Council.
- [11] AISC, (2002), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [12] Rai, D.C. and Wallace, B.J. (1998), "Aluminium Shear-Links for Enhanced Seismic Resistance", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 27, No. 4, pp. 315-342.
- [13] Rai, D.C. and Wallace, W.J. (1998), "Aluminium Shear-Links for Enhanced Seismic Resistance", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, No. 1, pp. 315-342.
- [14] Harries, K.A., Mitchell, D., Cook, W.D. and Redwood, R.G. (1993), "Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls", Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3611-3629.



- [15] Ghobarah, A. and Elfath, H.A. (2001), "Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing", *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 7, pp. 745-755.
- [16] Ramadan, T. and Ghobarah, A. (1995), "Analytical Model for Shear-Link Behavior", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 121, No. 11, pp. 1574-1580.

## 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>تیترا Bold</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



