

Investigation on the seismic fragility of steel eccentrically braced frames with vertical link using slotted bolt connection

Danial Dehshiri¹, Hamed Tajammolian^{2*}, Mohammad Reza Mirjalili³

1- MSc Graduate, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

ABSTRACT

Passive control devices dissipate a significant amount of earthquake input energy and thus reduce the seismic demand for structural members. They are widely used in civil engineering due to their relatively low cost of installation, maintenance and simplicity. A slotted bolt connection type friction damper has the ability to provide more flexible performance due to frictional sliding during dynamic and static cyclic loads compared to the yielding dampers. The purpose of this research is to investigate the probabilistic approach and the seismic fragility of structures with slotted bolt connection using vertical link and compare it with the case without slotted bolt connection. In this study, by performing an incremental dynamic analysis with the help of 22 pairs of far-field earthquake records based on FEMA P-695, three types of 4, 8 and 12-story steel structures modeled in the OpenSEES software are investigated. Seismic fragility in different damage states, collapse margin ratios of the structure and also the possibility of collapse of the eccentrically bracing structure with the slotted bolted connection and without it have been discussed. The conducted research shows that the story velocity and base shear responses of the structure decreases when using slotted bolt connection. The results also indicate that the used friction damper leads to the improvement of seismic fragility and the increase of the collapse margin ratios, which can be mentioned as a 20% increase in the 12-story structure. In addition, the probability of structural failure has decreased by 35% on average compared to the eccentrically bracing structure without damper.

ARTICLE INFO

Receive Date: 10 November 2023

Revise Date: 31 January 2024

Accept Date: 08 April 2024

Keywords:

Damage state

Eccentrically brace

Friction damper

Incremental dynamic analysis

Probability of failure

Seismic fragility

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.422638.3253>

*Corresponding author: Hamed Tajammolian.

Email address: h.tajammolian@yazd.ac.ir

بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی واگرا با لینک قائم دارای اتصال

پیچی شکاف‌دار

دانیال دهشیری^۱، حامد تجملیان^{۲*}، محمدرضا میرجلیلی^۳

۱- کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، دانشگاه یزد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

چکیده

دستگاه‌های کنترل غیرفعال مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را اتلاف می‌کنند و در نتیجه تقاضای لرزه‌ای برای اعضای سازه را کاهش می‌دهند و به دلیل هزینه نسبتاً پایین نصب، نگهداری و سادگی در صنعت مهندسی عمران پرستفاده هستند. یک میراگر اصطکاکی از نوع اتصال پیچی شکاف‌دار، این توانایی را دارد که عملکرد انعطاف‌پذیر بیشتری را به واسطه لغزش اصطکاکی حین بارهای سیکنی دینامیکی و استاتیکی در مقایسه با تسلیم میراگرهای جاری‌شونده، فراهم آورد. هدف از این پژوهش بررسی رویکرد احتمالاتی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها در حضور اتصال پیچی شکاف‌دار به همراه تیر پیوند قائم و مقایسه آن با حالت بدون اتصال پیچی شکاف‌دار می‌باشد. در این مطالعه با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده به کمک ۲۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور برمبنای دستورالعمل FEMA P-695 بر روی سه نوع سازه فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با کاربری درمانی واقع در پهنه لرزه‌خیزی خیلی زیاد که در محیط نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است، به بررسی شکنندگی لرزه‌ای در سطوح خرابی مختلف، حاشیه ایمنی سازه و نیز احتمال وقوع فروریزش سازه مهاربندی واگرا با وجود اتصال پیچی شکاف‌دار و عدم وجود آن پرداخته شده است. پژوهش انجام‌گرفته نشان از کاهش پاسخ سرعت و برش پایه سازه در هنگام استفاده از اتصال پیچی شکاف‌دار دارد. نتایج به این موضوع دلالت دارند که میراگر اصطکاکی استفاده‌شده منجر به بهبود شکنندگی لرزه‌ای و افزایش حاشیه ایمنی فروریزش می‌گردد، که می‌توان به افزایش ۲۰ درصدی این مقدار در سازه ۱۲ طبقه اشاره نمود، همچنین احتمال وقوع خرابی سازه در مقابل سازه مهاربندی واگرا بدون میراگر به‌طور متوسط ۳۵ درصد کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: احتمال خرابی، تحلیل دینامیکی فزاینده، سطح خرابی، شکنندگی لرزه‌ای، مهاربند واگرا، میراگر اصطکاکی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/jsce.2024.422638.3253	۱۴۰۳/۰۹/۳۰	۱۴۰۳/۰۱/۲۰	۱۴۰۳/۰۱/۲۰	۱۴۰۲/۱۱/۱۱	۱۴۰۲/۰۸/۱۹
10.22065/jsce.2024.422638.3253	حامد تجملیان h.tajammolian@yazd.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

یکی از روش‌های کنترل ارتعاشات سازه‌ها تحت تأثیر بارهای لرزه‌ای، استفاده از وسایل اتلاف انرژی یا میراگرها است. کاربرد این وسایل هم در طراحی ساختمان‌های جدید و هم در مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود به سادگی امکان‌پذیر است. میراگرهای اصطکاکی به دلیل سادگی، قابلیت اطمینان و حداکثر اتلاف انرژی در نتیجه تولید حلقه‌های هیسترتیک مستطیلی، به‌عنوان یک دستگاه اتلاف انرژی، به ویژه برای تقویت لرزه‌ای سازه‌های مهندسی مناسب هستند. اتصالات پیچی شکاف‌دار^۱ (SBC)، اتصالات پیچ و مهره‌ای اصلاح شده‌ای هستند که به‌عنوان یک سیستم میرایی اصطکاکی غیرفعال و کم هزینه برای اتلاف انرژی از طریق اصطکاک در طی چرخه‌های بارگذاری کشش و فشار مستقیم طراحی می‌شوند. همان‌گونه که از نام میراگرهای اصطکاکی SBC پیداست مفهوم گسترده‌ای روی روش اتصال پیچی این ابزار وجود دارد. شکاف‌های موجود در صفحات اتصال اصلی که پیچ‌ها روی آن سوار می‌شوند، در راستای خط تأثیر بار اعمالی به میراگر هستند. هنگامی که نیرویی فشاری یا کششی به عضو وارد می‌شود، نیروی اصطکاکی افزایش یافته و بین صفحات اصطکاکی گسترش می‌یابد. پس از گذر نیرو از حدی مشخص، لغزش صورت می‌گیرد. با تغییر جهت راستای نیروی اصطکاکی، فرآیند لغزشی در راستای مخالف صورت می‌پذیرد. نهایتاً انرژی ورودی، با استفاده از اصطکاک بین صفحات لغزشی مستهلک خواهد شد. به دلیل سادگی ذاتی اتصال پیچ و مهره‌ای شکاف‌دار و هزینه بسیار پایین آن‌ها، استفاده از آن‌ها در طراحی لرزه‌ای و برنامه‌های مقاوم‌سازی بسیار امیدوارکننده به نظر می‌رسد.

۲- پژوهش‌های انجام‌شده

طی چند دهه گذشته، سیستم‌های نوآورانه مقاوم در برابر زلزله برای کنترل آسیب‌های موجود در سازه و بالا بردن سطح عملکرد لرزه‌ای توسعه یافته‌اند. نخستین تحقیقات در مورد اتصالات پیچ و مهره‌ای شکاف‌دار به‌عنوان اتلاف کننده انرژی به سال ۱۹۷۶ برمی‌گردد که یک سری آزمایشات در دانشگاه ایالتی سن خوزه روی نمونه‌هایی انجام شد [۱]. در سال ۱۹۸۹، فیتزجرالد^۲ و همکاران طرحی ساده برای میرایی اصطکاکی به نام اتصال پیچی شکاف‌دار ارائه کردند. SBC پیشنهادی با لغزش صفحه مهاربندی ناودانی بر روی یک صفحه اتصال که توسط پیچ‌های با استحکام بالا با واشر برای تنظیم کشش پیچ به هم متصل شده بودند، کار می‌کرد [۲]. گریگوریان^۳ و همکاران رفتار دو نمونه SBC را مورد بحث قرار دادند؛ که در آن سطوح اصطکاک با پدهای فولادی و برنجی پوشانده شده بود. آن‌ها دریافته‌اند که رفتار اتصالات با برنج بر روی سطوح اصطکاکی فولاد یکنواخت‌تر و ساده‌تر است و مدل آن از نظر تجزیه و تحلیل از فولاد روی سطوح فولادی ساده‌تر است. این اتصالات اساساً نیروی لغزش ثابت را حفظ می‌کنند و برخلاف اتصالات با فولاد روی سطوح فولادی، به حداقل مقاومت مازاد سیستم در طراحی نیاز دارند [۳].

برای بهبود SBC، لوکوناپراسیت^۴ و همکاران با انجام یک تحلیل دینامیکی غیرخطی، اثر زوال ضربه پیچ بر SBC را بررسی کردند. آن‌ها بیش از ۵۰ درصد کاهش نیروی اصطکاک را پس از لغزش دمپر تنها ۴ میلی‌متر فراتر از حد شکاف آن یافتند. از این رو برای حل این مشکل، محدودیتی را به SBC اضافه کردند که عملکرد آن را حتی در بدترین حالت به‌طور قابل توجهی بهبود بخشید [۴].

نیکوکلام و همکاران یک قاب مهاربندی واگرا با مقاطع مستطیل توخالی آزمایش شده انتخاب کردند؛ و تیر پیوند را با یک SSBC^۵ جایگزین کردند. آن‌ها یک مطالعه المان محدود بر روی مهاربند اصلاح شده انجام دادند و نتایج را با مهاربند معمولی مقایسه کردند. علاوه بر این، سه قاب یک دهانه‌ی یک طبقه با طول تیرهای مختلف انتخاب شد و به SSBC مجهز شدند و برای بررسی عملکرد آن‌ها در قاب

^۱ Slotted bolted connection

^۲ T.F.Fitzgerald

^۳ C.E.Grigorian

^۴ Panitan Lukkunaprasit

^۵ Shear slotted bolted connection

خمشی، تجزیه و تحلیل المان محدود انجام شد. نتایج نشان داد که SSBC قادر است به‌عنوان یک فیوز برشی مکانیکی انرژی را در هر دو سیستم قاب خمشی و مهاربندی واگرا بدون هیچ‌گونه تسلیم مواد، اتلاف کند [۵].

شاهینی و همکاران با استفاده از تجزیه و تحلیل المان محدود، عملکرد یکنواخت و چرخه‌ای اتصالات CFS^۶ شامل دو نوع آرایش گروه پیچ‌های مربعی و دایره‌ای با چهار نوع مقطع تیر، به همراه لغزش و بدون آن در سطوح مختلف را به‌صورت مقایسه‌ای مورد مطالعه قرار دادند تا مکانیزم لغزش اصطکاک در محل اتصالات پیچی در اتصالات خمشی فولادی به شکل سرد را بررسی کنند. نتایج نشان داد که اتصالات با مکانیزم لغزش ظرفیت اتلاف انرژی بالاتری را تا ۷۵ درصد در مقایسه با پیکربندی بدون لغزش فراهم می‌کنند؛ و در مقایسه نیروهای پیچ به‌دست‌آمده برای الگوهای دایره‌ای و مربعی، اتصالات با الگوی پیچ دایره‌ای توزیع نیروی یکنواخت‌تری را ایجاد می‌کردند که به روش ایده‌آل نزدیک‌تر است [۶].

هو^۷ و همکاران یک مطالعه عددی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با لینک برشی بسیار کوتاه به همراه اتصال پیچ و مهره‌ای برشی^۸ (SSL-SSBC) را با استفاده از روش المان محدود انجام دادند و نشان دادند SSL-SSBC جدید می‌تواند شکل‌پذیری را افزایش داده و مقدار زیادی انرژی را از طریق لغزش اصطکاک قبل از تسلیم لینک‌های برشی بسیار کوتاه در مراحل اولیه، اتلاف کند و پس از آن لینک‌های برشی بسیار کوتاه می‌توانند آسیب جدی ببینند و با افزایش تغییرشکل، انرژی لرزه‌ای را اتلاف می‌کنند. SSL-SSBC قادر است به‌عنوان یک دستگاه اتلاف برشی جدید و یک میراگر شکل‌پذیر فلزی کار کند [۷].

همچنین نخستین بار رسم و ایجاد منحنی‌های شکنندگی از سازه‌های تأسیسات هسته‌ای شروع گردید. نظر به اینکه این سازه‌ها حیاتی هستند و اندک‌ترین نقص آن‌ها در برابر زلزله مخاطره‌آمیز بوده از این‌رو در سال ۱۹۸۰ این منحنی‌ها توسط کندی^۹ و همکاران برای نیروگاه‌های هسته‌ای تحت عوامل متنوعی براساس PGA ترسیم گردیدند [۸]. سپس پژوهشگران از طریق روش‌های مختلف و برای دیگر سازه‌ها همانند ساختمان‌ها و پل‌ها منحنی‌های شکنندگی را تولید کردند. به‌عنوان مثال اوزل^{۱۰} و گونسی^{۱۱} در سال ۲۰۱۰ قابلیت اطمینان لرزه‌ای یک ساختمان بتن‌آرمه میان‌مرتبه مقاوم‌سازی شده با استفاده از مهاربندهای فولادی برون‌محور را از طریق تحلیل شکنندگی بررسی کردند، آن‌ها اثربخشی استفاده از انواع مهاربندهای فولادی برون‌محور در مقاوم‌سازی یک ساختمان ۶ طبقه بتن مسلح را مورد بررسی قرار دادند. از نتایج مطالعه آن‌ها، مشخص شد که منحنی‌های شکنندگی شبیه‌سازی شده پس از مقاوم‌سازی با مهاربندهای فولادی نسبت به قبل از مقاوم‌سازی تا ۱/۸ برابر بهبود را براساس مقادیر میانگین PGA شبیه‌سازی شده نشان می‌دادند [۹].

اکبری و همکاران ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های بتنی مقاوم‌سازی شده توسط سیستم‌های مهاربندی فولادی ضربدری و شورون را با استفاده از تحلیل شکنندگی لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند. پارامترهای متعددی از جمله ارتفاع قاب، اثر P-Δ و نوع سیستم مهاربندی بررسی شده‌اند. آن‌ها از تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی، برای سه قاب بتنی دوبعدی با ارتفاع‌های مختلف استفاده کردند. نتایج منحنی‌های شکنندگی نشان داد که تقویت قاب‌های بتنی با مهاربند فولادی می‌تواند احتمال خرابی را کاهش دهد و این کاهش در هنگام استفاده از سیستم مهاربندی شورون بیشتر است، همچنین اثر P-Δ باعث افزایش احتمال خرابی علی‌الخصوص در سازه‌های بلندتر می‌گردد [۱۰].

محسنیان و همکاران به نشان دادن کارایی سیستم‌های مهاربندی برون‌محور با پیوندهای عمودی به‌عنوان یک تکنیک مقاوم‌سازی لرزه‌ای برای سازه‌های قاب خمشی فولادی با ستون ضعیف-تیر قوی و توسعه منحنی‌های شکنندگی برای چنین سازه‌هایی پرداختند. آن‌ها برای دستیابی به این هدف، ابتدا تأثیر پیوندهای عمودی بر رفتار قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه را از طریق انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی^{۱۲} و تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی غیرخطی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی مورد بررسی قرار دادند. به‌دنبال تحلیل‌های

^۱ Cold-formed steel

^۲ Shujun Hu

^۳ Short shear link with shear slotted bolted connection

^۴ R.P. Kennedy

^۵ Adil Emre Ozel

^۶ Esra Mete Guneyisi

^۷ Nonlinear Static Analyses (NSA)

تاریخچه‌زمانی غیرخطی، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سیستم‌های مقاوم‌سازی شده قاب خمشی فولادی انجام شد. نتایج نشان داد که دوره تناوب اولین مود انتقالی ساختمان‌های مورد مطالعه تقریباً ۶۰ درصد کاهش می‌یابد به- علاوه اینکه تکنیک مقاوم‌سازی پیشنهادی به‌طور قابل توجهی شکنندگی را کاهش و قابلیت اطمینان را افزایش می‌دهد [۱۱].

برهان و همکاران به بحث مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی دورانی- لغزشی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک پرداختند آن‌ها سه سازه به تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ را طراحی کردند و در دو حالت مجهز به سیستم میرایی و فاقد آن، تحت رکورد زلزله‌های حوزه دور و نزدیک که در جهت طولی به سازه وارد می‌شدند، قرار دادند پس از انجام تحلیل دینامیکی افزایشی و ترسیم منحنی‌های شکنندگی در چهار سطح خرابی یعنی خفیف، متوسط، شدید و فروپاشی، نشان دادند که سازه‌ها تحت رکوردهای حوزه دور کمتر از خود مقاومت نشان داده‌اند و احتمال خرابی آن‌ها افزایش یافته است. شتاب به‌عنوان عامل اصلی خرابی سازه‌ها بخصوص تحت رکوردهای حوزه دور شناخته شده همچنین آن‌ها نشان دادند که سازه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی دارای حاشیه ایمنی بالاتری نسبت به سازه‌های بدون میراگر هستند [۱۲].

الجنابی^{۱۳} و یانگ^{۱۴} در سال ۲۰۲۱ به ارزیابی لرزه‌ای یک سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای جدید به نام قاب مهاربندی شده برون محور مبتنی بر اصطکاک خود محور پرداختند [۱۳]. همچنین درج و روستا یک پیکربندی ابتکاری تحت عنوان قاب مهاربندی واگرا با لغزش کنترل‌شونده برای مهاربندی قاب‌های فولادی با بکارگیری استهلاک کننده‌های انرژی ارائه کردند. قاب مهاربندی دو سطحی پیشنهادی آن‌ها شامل میراگرهای اتصال پیچی شکاف‌دار با عملکرد اصطکاکی و سیستم تیر پیوند برشی افقی بود. آن‌ها مطالعات عددی با نرم‌افزار آباکوس روی مدل‌ها انجام دادند و به این نتایج رسیدند که سیستم دو سطحی قابلیت اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سیستم‌های تک سطحی مشابه داشته و همچنین نشان دادند که با افزایش ضخامت جان تیر پیوند برشی، استهلاک انرژی و مقاومت نهایی قاب مهاربندی افزایش می‌یابد [۱۴].

کیدربندسری و همکاران ایده استفاده از مهاربندی شورون با میراگر لنت ترمز اصطکاکی^{۱۵} افقی که به راحتی پس از زلزله قابل تعویض است، را پیشنهاد دادند نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که تمرکز تنش بسیار بالایی در ناحیه میراگر لنت ترمز پس از اعمال بار به قاب مهاربندی اتفاق می‌افتد، در حالی که میراگرها در سایر المان‌ها مانند تیرها و ستون‌ها تنش کمتری ایجاد می‌کنند. در مقایسه با سایر قاب‌ها، قاب شورون با میراگر اصطکاکی ۳۲ درصد افزایش در جذب انرژی را نشان داد [۱۵].

گرچی آزندریانی و همکاران به تجزیه و تحلیل شکنندگی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از سیستم ستون فقراتی^{۱۶} پرداختند. برای این منظور قاب‌های خمشی بتن مسلح ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بر اساس ویرایش اول و چهارم استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران طراحی کردند، قاب‌های خمشی بتن مسلح طراحی شده طبق نسخه اول با استفاده از سیستم ستون فقراتی تقویت شدند. آن‌ها سازه‌های مورد مطالعه را تحت بارگذاری استاتیکی افزایشی و تحلیل تاریخچه‌زمانی مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند، نتایج نشان داد که نیروی تسلیم و حداکثر برش پایه برای سازه‌های طراحی شده با ویرایش چهارم، نسبت به سازه‌های طراحی شده با ویرایش اول افزایش یافته است. همچنین نتایج تجزیه و تحلیل شکنندگی نشان داد که افزودن سیستم مهاربندی مستحکم به‌طور قابل توجهی عملکرد سازه‌ها را بهبود می‌بخشد. سیستم مقاوم‌سازی نسبت دریافت بین طبقات و آسیب‌های سازه‌ای را نیز کاهش داد [۱۶].

خان^{۱۷} و همکاران با هدف ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای فولادی برون محور و ایجاد منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی بر روی قاب‌های بتن مسلح با مقیاس کاهش یافته حین ساخت و مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی برون محور انجام دادند. آن‌ها توابع شکنندگی قاب‌ها را از نظر قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و جلوگیری از فروپاشی با استفاده از روش‌شناسی مبتنی بر احتمال توسعه دادند. در نهایت بیان کردند قاب بتن مسلح حین ساخت

^۱ Musab Aied Qissab Al-Janabi

^۲ T.Y. Yang

^۳ Friction brake pad

^۴ Strongback braced (SB) system

^۵ Muhammad Shoab Khan

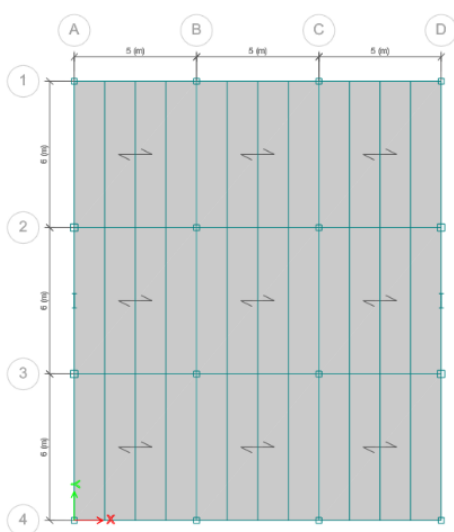
بدون مقاوم‌سازی از نظر قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آسیب‌های جلوگیری از فروپاشی در مقایسه با قاب مقاوم‌سازی‌شده، شکننده‌تر بوده است [۱۷].

تحقیقات گسترده بر روی میراگرهای اصطکاکی از نوع اتصال پیچی شکافدار نتایج قابل توجهی در برداشته است که سبب توجه ویژه صاحب نظران بر آن گردیده است. در اکثر مطالعات مرور شده این نتیجه حاصل شده که وجود اتصالات اصطکاکی یا میراگرهای اصطکاکی می‌تواند به بهبود شکنندگی سازه‌ها منجر شود با این حال تحقیقات بسیار مختصری بر روی بررسی احتمالاتی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های مجهز به این میراگر صورت گرفته است. شکنندگی لرزه‌ای مهاربندهایی که همزمان دارای المان جاری‌شونده و اتصال پیچی لغزنده باشند تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است و مهمترین نوآوری این مقاله نسبت به پژوهش‌های مشابه همین نکته می‌باشد. در این مطالعه سعی شده است شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های فلزی مهاربندی و اگر در حضور اتصال پیچی شکافدار به همراه تیرپیوند قائم بررسی و پارامترهای احتمال وقوع فروریزش و نسبت حاشیه ایمنی مربوط به آن‌ها محاسبه گردد.

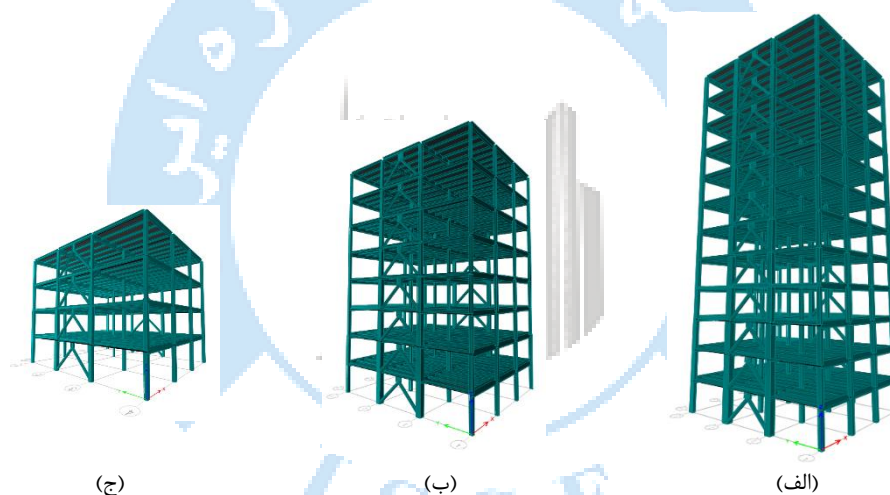
۳- روش تحقیق

• معرفی سازه‌های مورد مطالعه و نحوه مدل‌سازی آن‌ها

در این مطالعه برای پوشش دادن محدوده نسبتاً وسیعی از سازه‌ها، سه سازه با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ دارای کاربری درمانی و نیز پهنه لرزه‌خیزی خیلی‌زیاد بر روی خاک نوع II انتخاب شده است. جزئیات بارگذاری ثقلی براساس بارگذاری متعارف مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مفروض گردیده و بارگذاری جانبی بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام شده است. سازه‌های فولادی مورد مطالعه در این تحقیق دارای پلان مستطیل شکل می‌باشند. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، ابعاد تمام دهانه‌های پلان در جهت x، 5 متر و در جهت y، 6 متر و همچنین ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. سیستم باربر جانبی سازه‌ها در جهت x، قاب خمشی فولادی ویژه و در جهت y، قاب مهاربندی و اگر ای ویژه فولادی می‌باشد. شکل ۲ نمای سه‌بعدی سازه‌های مورد مطالعه را نمایش می‌دهد. در ابتدا سازه‌ها در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و بر اساس AISC360-10 طراحی شده و پس از آن در محیط نرم‌افزار اپنسیس با هدف انجام تحلیل دینامیکی فزاینده مدل‌سازی می‌گردد. مدل‌سازی قاب مهاربندی و اگر در نرم‌افزار اپنسیس به‌منظور کاهش خطا و حجم محاسبات، به‌صورت دوبعدی معادل انجام گرفته است. برای مطابقت مدل‌های دوبعدی با سه‌بعدی، مدل‌سازی در محیط اپنسیس به این صورت انجام گرفته که یک دهانه به قاب اضافه گردیده که نوع المان ستون‌های آن همانند مابقی ستون‌های قاب می‌باشد درحالی‌که المان تیر آن از نوع خرپایی و با دستور trussSection مدل شده است، و بار بعد سوم سازه به‌صورت جرم گرهی به گره‌های انتهایی اعمال می‌گردد. با توجه به فولادی بودن قاب، مصالح انتخابی جهت معرفی مصالح فولادی از نوع Steel102 می‌باشد. همچنین مقاطع که به‌عنوان یک مؤلفه تعیین‌کننده در معرفی اکثر المان‌ها مورد نیاز هستند با استفاده از مقطع فایبر ساخته شده است. علاوه بر این تمامی المان‌ها به صورت غیرخطی و با دستور المان dispBeamColumn معرفی شده است.



شکل ۱: پلان سازه‌های مورد مطالعه.



شکل ۲: نمای سه بعدی سازه‌های مورد مطالعه، (الف) سازه ۱۲ طبقه، (ب) سازه ۸ طبقه، (ج) سازه ۴ طبقه.

• مدل سازی و طراحی لینک به همراه میراگر اصطکاکی SBC

طول لینک برشی انتخاب شده مطابق مطالعات هو و همکاران [۷]، برابر با ۶۶۰ میلی‌متر لحاظ شده است. براساس مکانیسم اتلاف انرژی، لغزش اصطکاکی SBC باید پیش از تسلیم شدن لینک برشی کوتاه در گام‌های اولیه اتفاق بیافتد، لینک‌های برشی کوتاه می‌توانند با افزایش تغییرشکل دچار آسیب جدی شوند، در عین حال SBC می‌تواند در زمان زلزله شدید همواره الاستیک باشد. خصوصیات مکانیکی مورد انتظار یک لینک برشی همراه با اتصال پیچی شکافدار باید شرایط روابط ۱ و ۲ را داشته باشد [۷].

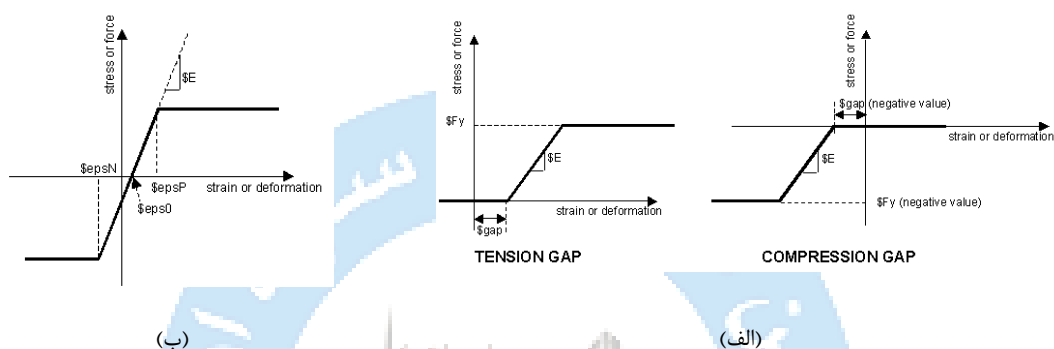
$$F_{slip} \leq V_y \quad (۱)$$

$$F_u \geq V_u \quad (۲)$$

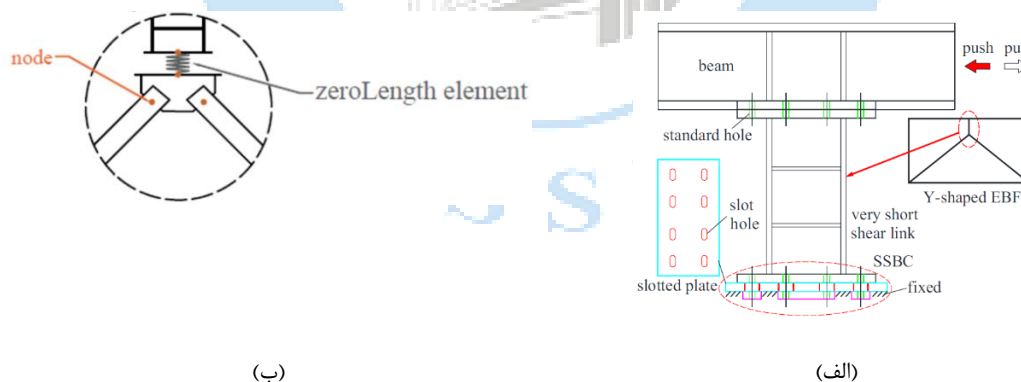
که F_u و F_{slip} به ترتیب مقاومت نهایی و مقاومت لغزشی SBC هستند. همچنین V_u و V_y به ترتیب ظرفیت برشی نهایی و ظرفیت برشی پلاستیک لینک هستند.

لینک برشی به همراه SBC مطابق شکل ۴ از دو جزء اصلی تشکیل شده است: لینک برشی کوتاه و SBC. لازم به ذکر است که طراحی لینک برشی کوتاه و SBC مطابق با روابط ارائه شده توسط هو و همکاران [۷] صورت گرفته است.

جهت مدل سازی اتصال پیچی شکاف دار در نرم افزار اپنسیس رفتار آن براساس مطالعات هو و همکاران [۷] به یک المان بدون طول اختصاص داده شده است، که با موازی کردن دو مصالح $ElasticPP^{18}$ و $ElasticPPGap^{19}$ ساخته شده است، شکل رفتاری این مصالح در شکل شماره ۳ و نیز نحوه مدل سازی آن در شکل ۴ آمده است. همچنین مشخصات اتصال پیچی شکاف دار در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۳: معرفی رفتار مصالح، (الف) Elastic Perfectly Plastic Gap، (ب) Elastic Perfectly Plastic [۱۸].



شکل ۴: (الف) جزئیات پیوند قائم با اتصال پیچی شکاف دار [۷]، (ب) نحوه مدل سازی آن در اپنسیس [۷]

جدول ۱: مشخصات اتصال پیچی شکاف دار به همراه لینک قائم

سازه	طبقات	F_{slip} (kN)	F_u (kN)
------	-------	-----------------	------------

^۱ Elastic Perfectly Plastic

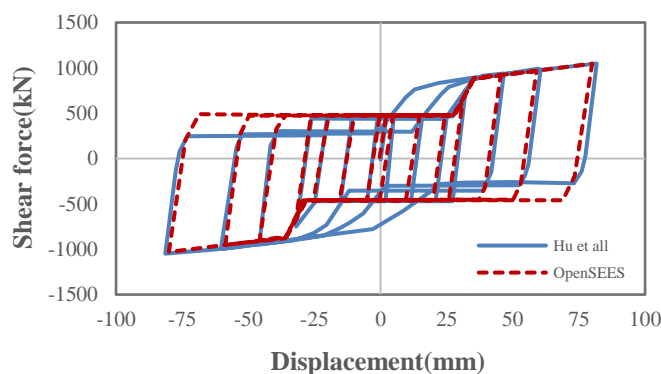
^۲ Elastic Perfectly Plastic Gap

۲۵۰۰	۵۰۰	۴-۱	۴ طبقه
۳۴۰۰	۱۲۰۰	۴-۱	
۲۵۰۰	۵۰۰	۸-۴	۸ طبقه
۴۴۰۰	۱۸۰۰	۴-۱	
۴۰۰۰	۱۴۰۰	۸-۴	۱۲ طبقه
۲۵۰۰	۴۵۰	۱۲-۸	

• صحت‌سنجی مدل‌سازی

به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی صورت‌گرفته در محیط نرم‌افزار اپنسیس به مقایسه نتایج به‌دست‌آمده با مطالعات هو و همکاران [۷] پرداخته شده است. آن‌ها براساس SSBC پیشنهادی و یک پیوند برشی بسیار کوتاه، یک SSL-SSBC جدید در مهاربند واگرا ایجاد کردند، که در شکل ۴ نشان داده شده است. این سازه دارای مزیت‌های شکل‌پذیری بالا، ظرفیت اتلاف انرژی بالا و آسیب کم است. رفتار مکانیکی SSL-SSBC با استفاده از نرم‌افزار ANSYS مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت و از المان Solid 185 برای مدل‌سازی آن استفاده شد. در مطالعه حاضر ایده‌آل‌ترین و نزدیک‌ترین رفتار به رفتار SSL-SSBC در اپنسیس با موازی کردن دو مصالح ElasticPP و ElasticPPGap ساخته شده است که شکل رفتاری این مصالح در شکل ۳ آورده شده است.

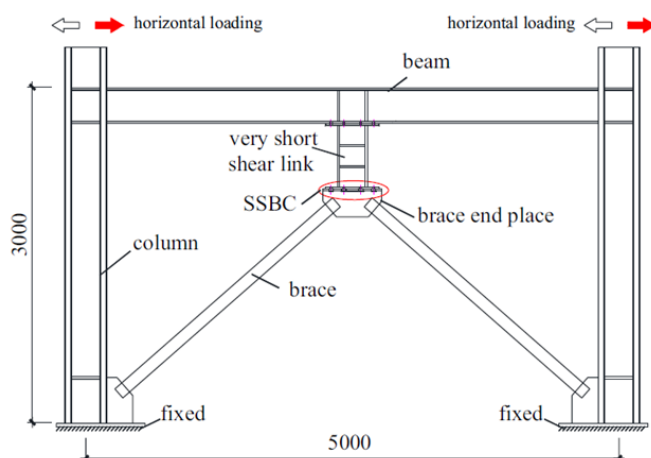
بارگذاری به‌صورت جابجایی‌های افقی در ۸ مرحله به انتهای تیر اعمال شده و نمودار نیرو-جابجایی SSL-SSBC مطالعات هو و همکاران [۷] و مدل‌سازی اپنسیس این پژوهش مطابق شکل ۵ نمایش داده شده است؛ اختلاف موجود در نمودارها به دلیل رفتار کلی‌تر که در نرم‌افزار اپنسیس ساخته شده با رفتار جزئی‌تر مدل در نرم‌افزار انسیس و همچنین مبهم بودن بعضی پارامترهای مدل‌سازی در مقاله مرجع است، ولی نیروی‌های برشی در جابجایی‌های اعمالی که پارامتر مهمی هستند تفاوت خاصی نداشته و رضایت‌بخش هستند. به‌عنوان نمونه در آخرین مرحله با اعمال جابجایی ۸۰ میلی‌متر، نیروی برشی حاصل برای مدل مرجع و مدل اپنسیس به ترتیب ۱۰۴۸ و ۱۰۴۷ کیلونیوتن به دست‌آمده است.



شکل ۵: نمودار نیرو-جابجایی SSL-SSBC مطالعات هو و همکاران و مدل‌سازی اپنسیس.

همچنین هو و همکاران [۷] مطالعه‌ی پارامتریکی در محیط انسیس برای یک قاب مهاربندی واگرا به همراه SSL-SSBC پیشنهاد دادند که تصویر آن در شکل ۶ نشان داده شده است. به این منظور قاب نشان داده شده را تحت جابجایی‌های رفت و برگشتی با اعمال جابجایی در بالای ستون‌ها که نمایانگر زمین‌لرزه‌های کوچک، متوسط و شدید بود قرار دادند و نتایج را به‌صورت منحنی هیستریزیس ارائه نمودند. در شکل ۷ به مقایسه نتایج آن‌ها با مدل ساخته‌شده در اپنسیس در این پژوهش پرداخته شده است. حداکثر نیروهای برشی مطالعات هو و همکاران طی تاریخچه زمانی جابجایی‌ها به ترتیب برابر ۱۰۰۳، ۱۵۱۱ و ۲۳۱۴ کیلونیوتن به دست آمده که در مقابل نتایج مدل‌سازی این پژوهش برابر با ۱۰۳۷، ۱۵۸۳ و ۲۳۹۵ کیلونیوتن بوده و اختلافی کمتر از ۵ درصد را نشان می‌دهد که قابل‌قبول به نظر

می‌رسد. مقایسه نمودارهای مقاله مرجع و مدل‌سازی انجام‌شده در این مطالعه نمایانگر آن است که مدل ساخته شده دقت لازم برای انجام تحلیل‌های مورد نظر را داراست.



شکل ۶: مهاربند و اگر با همراه یک SSL-SSBC [۷].

• دیدگاه آیین‌نامه‌ای

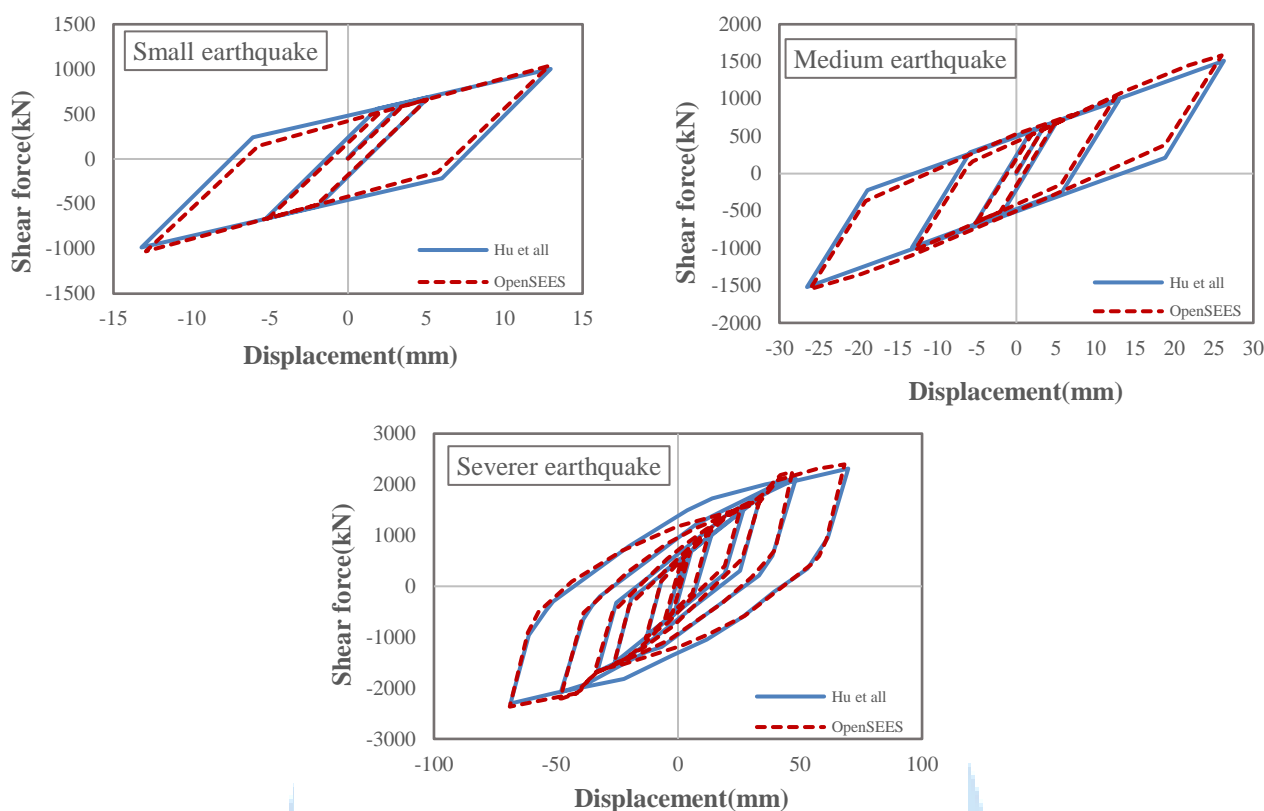
در این مطالعه چهار سطح خرابی^۲ (DS) مختلف، بر مبنای دستورالعمل فنی HAZUS شامل سطح خرابی خفیف، متوسط، گسترده و فروریزش، تعریف شده است. لازم به ذکر است در این تحقیق، برای اجزاء سازه‌ای دریفیت بین طبقات و برای اجزاء غیرسازه‌ای تنها پارامتر شتاب به‌عنوان پارامتر مؤثر مدنظر قرار گرفته است. مقادیر حدی مربوط به این پارامترها در جدول ۲ نشان داده شده است [۱۹]. در برآورد احتمال خرابی سازه در سطح فروریزش براساس آیین‌نامه FEMA P-695 تنها پارامتر تأثیرگذار دریفیت بین طبقات سازه می‌باشد. البته که اکثر آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های حاضر در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها عمدتاً دو پارامتر دریفیت بین طبقات و شتاب را به‌عنوان معیاری در راستای بررسی وقوع سطوح عملکردی مختلف در نظر می‌گیرند.

جدول ۲: مقادیر حدی شتاب و دریفیت برای سطوح خرابی متفاوت [۱۹].

DS4	DS3	DS2	DS1	سطح خرابی
۳/۶g	۱/۸g	۰/۹g	۰/۴۵g	حداکثر شتاب طبقه
۰/۰۸	۰/۰۳	۰/۰۱	۰/۰۰۵	حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای

مقادیر دریفیت ارائه‌شده در جدول شماره ۲ مختص سازه‌های کوتاه مرتبه (۱ تا ۳ طبقه) می‌باشد و نیاز است برای سازه‌های میان مرتبه (۴ تا ۷ طبقه) در ضریب $\frac{2}{3}$ و برای سازه‌های بلندمرتبه (۸ طبقه و بیشتر) در $\frac{1}{3}$ ضرب شود [۱۹].

^۱ Damage State



شکل ۷: منحنی هیستریزیس مطالعه هو و همکاران در مقایسه با مدل‌های ساخته شده در اپنسیس

• معرفی رکوردهای زلزله

جهت انجام تحلیل احتمالاتی پژوهش و در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ناشی از رکوردهای زلزله، ۲۲ رکورد مختلف حوزه دور مطابق با نشریه FEMA P-695 انتخاب شده، همان‌طور که در جدول ۳ نشان داده شده است. شایان توجه است که هر دو مؤلفه رکورد به صورت جداگانه و در راستای طولی به قاب اعمال گردیده است.

جدول ۳: رکوردهای زلزله حوزه دور مورد استفاده [۲۰].

No	Record	Station	Type Soil	Mw	Max. PGA (g)	Max. PGV (cm/s)
1	Northridge-01	Canyon Country-WLC	D	6.7	0.52	63
2	Northridge-01	Beverly Hills-Mulhol	D	6.7	0.48	45
3	Duzce	Bolu	D	7.1	0.82	62
4	Hector Mine	Hector	C	7.1	0.34	42
5	Imperial Valley-06	Delta	D	6.5	0.35	33
6	Imperial Valley-06	Elcentro Array #11	D	6.5	0.38	42
7	Kobe	Nishi-Akashi	C	6.9	0.51	37
8	Kobe	Shin-Osaka	D	6.9	0.24	38
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	7.5	0.36	59
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C	7.5	0.22	40
11	Landers	Yermo Fire Station	D	7.3	0.24	52
12	Landers	Cool Water	D	7.3	0.42	42
13	Loma Prieta	Capitola	D	6.9	0.53	35
14	Loma Prieta	Gilory Array #3	D	6.9	0.56	45
15	Manjil, Iran	Abbar	C	7.4	0.51	54
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co	D	6.5	0.36	46
17	Superstition Hills	Poe Road (temp.)	D	6.5	0.45	36
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	7	0.55	44
19	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	D	7.6	0.44	115
20	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	C	7.6	0.51	39
21	San Fernando	LA-Hollywood Stor	D	6.5	0.21	19
22	Friuli, Italy	Tolmezzo	C	6.5	0.35	31

۴- بحث و بررسی نتایج

• تحلیل استاتیکی غیرخطی

جهت توضیح ضرایب شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه‌ها و بررسی آن‌ها یک تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور در نرم افزار اپنسیس انجام گرفته است که برای تعیین مفهوم پارامترها در سیستم معادلات از روش انتگرال گیری کنترل شونده با جابجایی^{۲۱} استفاده شده است. در یک گام تحلیلی توسط روش کنترل شده با جابجایی، سعی می‌کنیم گام زمانی را تعیین کنیم که یک مقدار مشخص جابجایی افزایشی در یک درجه آزادی و یک گره مشخص را نتیجه دهد. همچنین به منظور حل معادلات جبری غیرخطی از الگوریتم نیوتن-رافسون اصلاح شده بهره گرفته شده است. یک الگوریتم حل جهت مشخص نمودن همگرایی در انتهای یک گام تحلیل به یک تست همگرایی نیاز دارد که براساس انرژی نامتعادل سیستم میزان ضابطه ترانس برای بررسی همگرایی^{۴-۱۰} و تعداد حداکثر تکرار برای بررسی پیش از اعلام شرایط گسیختگی ۲۵ می‌باشد. به عنوان نمونه منحنی بار-تغییر مکان سازه ۴ و ۸ طبقه برای حالت وجود اتصال پیچی و نیز عدم وجود آن در شکل ۸ نشان داده شده است. همانگونه که در شکل ۵ نشان داده شده است، در اتصال SBC ابتدا لغزش اتفاق افتاده و پس از بیشتر شدن جابجایی وارد فاز جاری شدن لینک قائم می‌گردد. در این مرحله ابتدا یک سخت شوندگی اولیه در رفتار بوجود آمده و سپس لینک جاری می‌گردد و در موجود برش تحمل شده بیش از برش موجود در لینک بدون SBC است.

با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور و ثبت منحنی ظرفیت می‌توان ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه‌ها را محاسبه نمود. ضریب اضافه مقاومت برابر است با نسبت مقاومت برش پایه ماکزیمم به برش پایه طراحی که مطابق رابطه ۳ محاسبه می‌گردد. همچنین ضریب شکل پذیری سازه براساس رابطه ۴ برابر نسبت جابجایی نهایی بام به جابجایی تسلیم مؤثر بام می‌باشد.

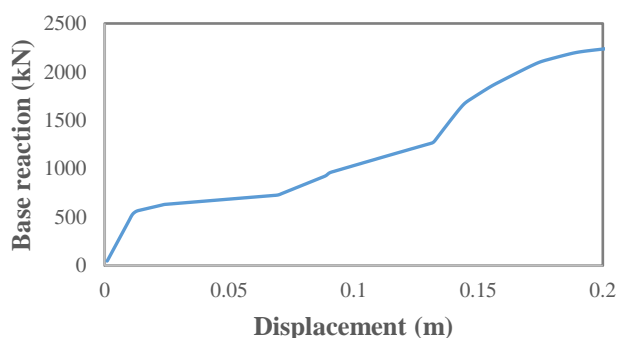
$$\Omega = V_{max} / V_{design} \quad (3)$$

$$\mu_T = \delta_u / \delta_{yeff} \quad (4)$$

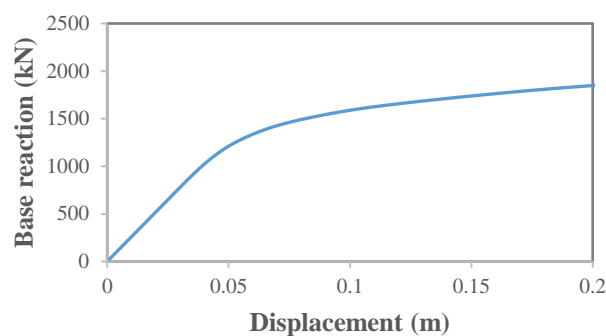
• تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ها

با انجام تحلیل‌های چرخه‌ای برای ساختمان‌های مفروض، منحنی تاریخچه زمانی سرعت بام و برش پایه تحت زلزله لاندردز^{۲۲} برای سازه‌های مورد مطالعه در شکل ۹ و ۱۰ ارائه گردیده است. بر این اساس می‌توان بیان کرد که حداکثر مقادیر پاسخ سازه کاهش یافته است به عنوان نمونه حداکثر مقادیر سرعت بام برای سازه ۸ طبقه بدون اتصال پیچی شکاف دار و با وجود آن در کنار لینک قائم به ترتیب ۰/۵۸۸ و ۰/۲۸۲ متر بر ثانیه ثبت شده است و این انتظار می‌رود که پاسخ سازه‌ها بهبود نسبتاً خوبی پیدا کرده باشند. لازم به ذکر است در سایر زلزله‌ها نیز نتایج مشابهی به دست آمده است که جهت رعایت اختصار از ارائه نمودارهای آن‌ها خودداری شده است. با توجه به شکل ۱۰، نتایج مربوط به برش پایه در ساختمان ۴ طبقه نشانگر کاهش این پارامتر با استفاده از SBC بوده، در حالی که این اتصال لغزنده در ساختمان ۸ و ۱۲ طبقه اثر کمی در کاهش برش پایه داشته است. در واقع با افزایش ارتفاع سازه، تأثیر SBC بر روی برش پایه نیز کاهش یافته است. برای زلزله لاندردز در سازه ۸ طبقه، مقدار ماکزیمم برش پایه سازه دارای SBC، ۱۴۲۱ کیلونیوتن و برای سازه بدون SBC، ۱۶۳۲ کیلونیوتن می‌باشد. همچنین این مقدار در سازه ۱۲ طبقه دارای SBC، ۲۰۵۰ کیلونیوتن و برای سازه بدون SBC، ۲۱۳۸ کیلونیوتن می‌باشد.

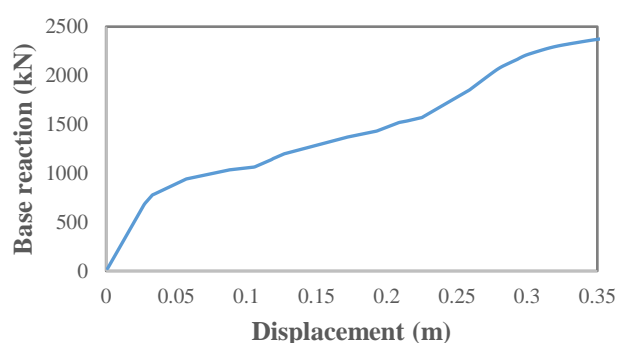
^۱ Displacement control^۱ Landers Cool Water_0.21g



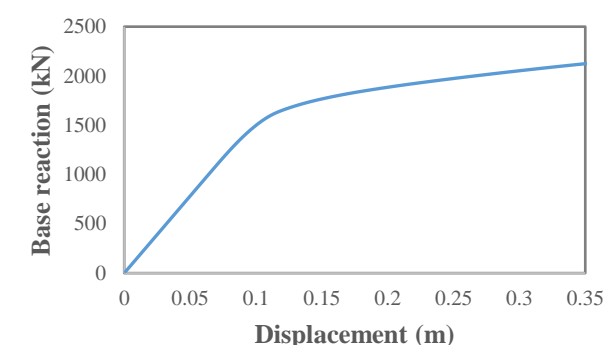
(ب)



(الف)



(ت)



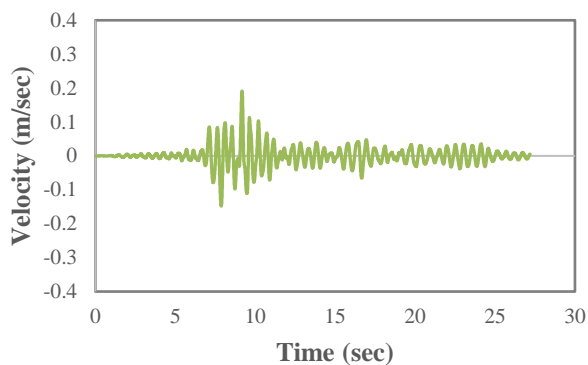
(پ)

شکل ۸: نمودارهای پوش آور سازه‌ها، (الف) ۴ طبقه بدون SBC، (ب) ۴ طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC.

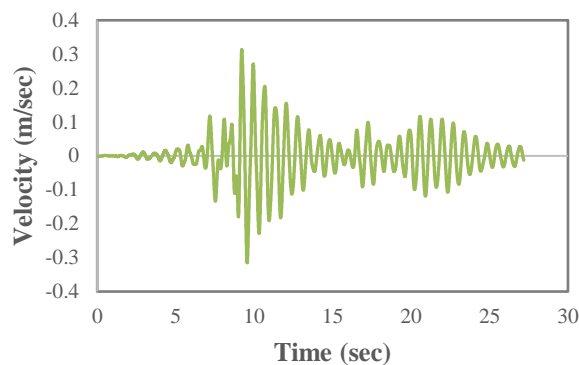
• تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده

به منظور دیده شدن تأثیر ناشی از تغییرپذیری ذاتی موجود در زلزله در تحلیل پاسخ‌های سیستم مهاربندی واگرا با تیر پیوند قائم، از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. در این روش برای در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی شدت لرزه‌ای، یک رکورد زلزله به گونه‌ای مقیاس می‌گردد تا طیف وسیعی از شدت‌های لرزه‌ای را پوشش دهد. شکل ۱۲ نتایج تحلیل فزاینده انجام‌شده برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در حضور اتصال پیچی شکاف‌دار و همچنین بدون آن را نمایش می‌دهد. در این شکل تحلیل فزاینده به صورت الگوریتم Hunt & Fill صورت گرفته است که در این الگوریتم معیار شکست رسیدن حداکثر شتاب و یا دریافت طبقات به مقداری مشخص و یا ناپایداری سازه می‌باشد. پس از انجام هر گام میزان حداکثر دریافت طبقات به صورت نمودار ترسیم شده‌اند [۲۱].

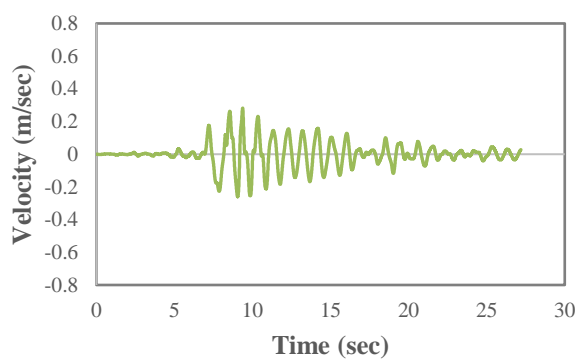
با توجه به شکل ۱۱ اولین مرحله در الگوریتم Hunt & Fill، مرحله Hunt می‌باشد. در این مرحله یک ضریب اولیه کوچک برای سنجش شدت لرزه‌ای انتخاب می‌گردد. سپس ضرایب گام‌های بعدی به صورت تصاعدی افزایش پیدا می‌کند. این روند تا گامی ادامه دارد که از حد فروریزش عبور کند. پس از عبور اولین نقطه از حد فروریزش الگوریتم وارد مرحله Bracket می‌شود. در این مرحله نقطه بعدی در یک سوم فاصله بین نقطه قبل و بعد از فروریزش انتخاب می‌گردد. این روند تا زمانی که فاصله بین نقاط کم شود ادامه می‌یابد. پس از این مرحله، تحلیل وارد مرحله Fill شده که در این مرحله فواصل بین نقاط اولیه منحنی تکمیل می‌شود [۲۲].



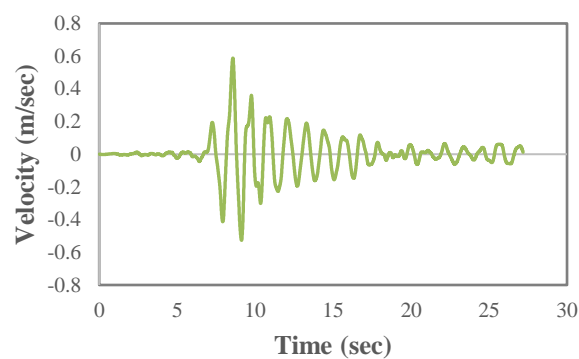
(ب)



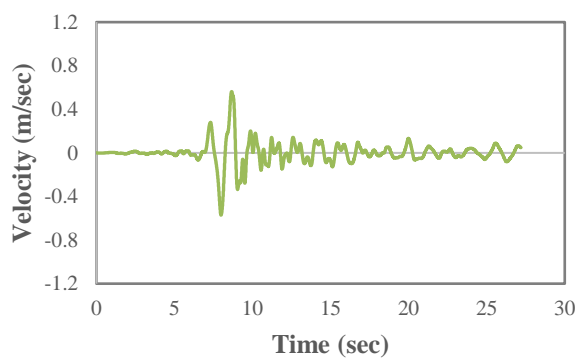
(الف)



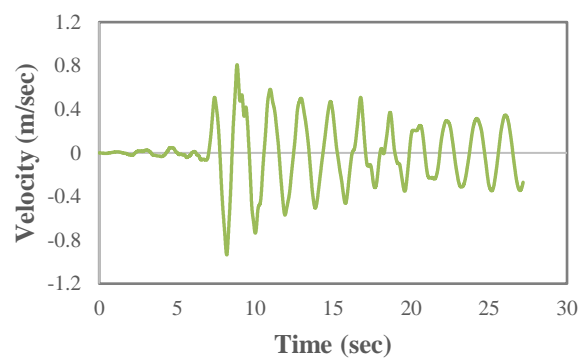
(ت)



(پ)

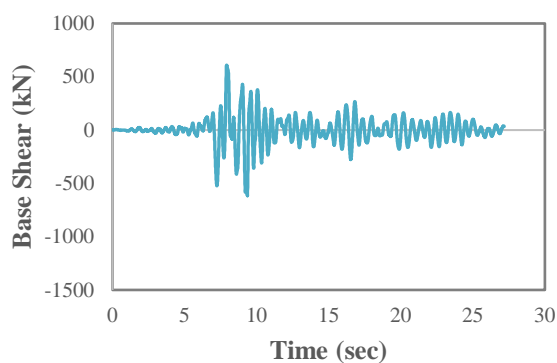


(د)

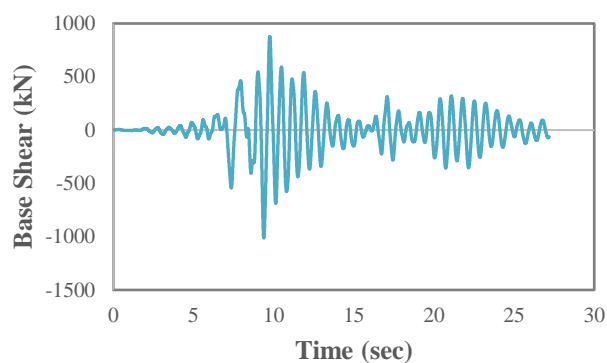


(ج)

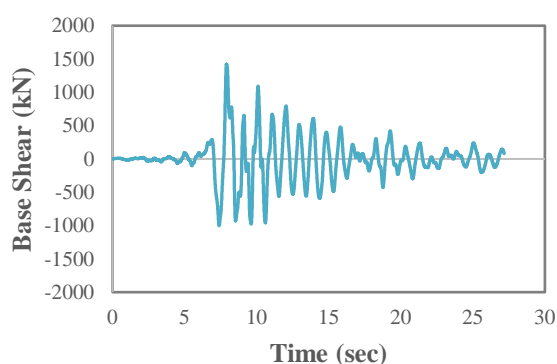
شکل ۹: نمودارهای حداکثر سرعت بام سازه‌ها، (الف) طبقه بدون SBC، (ب) طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC، (ج) ۱۲ طبقه بدون SBC، (د) ۱۲ طبقه همراه با SBC.



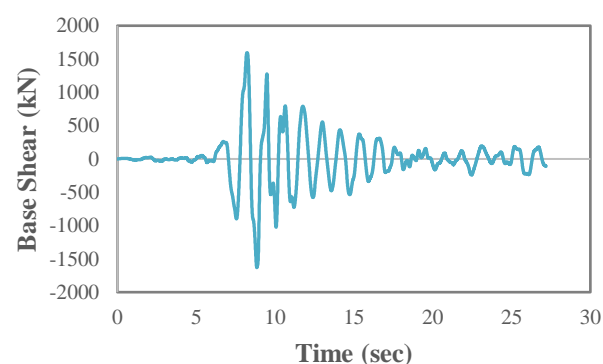
(ب)



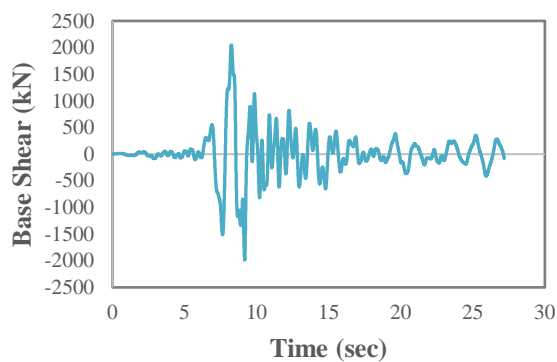
(الف)



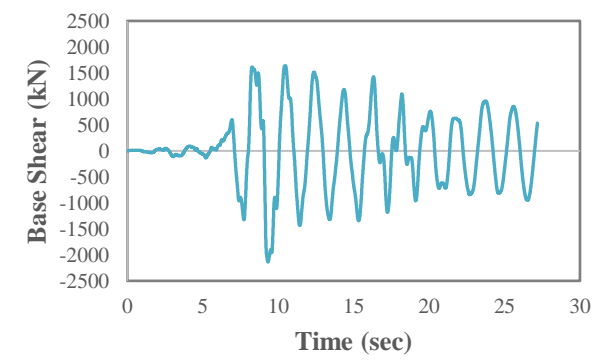
(ت)



(پ)



(د)



(ج)

شکل ۱۰: نمودارهای حداکثر برش پایه سازه‌ها، (الف) ۴ طبقه بدون SBC، (ب) ۴ طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC، (ج) ۱۲ طبقه بدون SBC، (د) ۱۲ طبقه همراه با SBC.



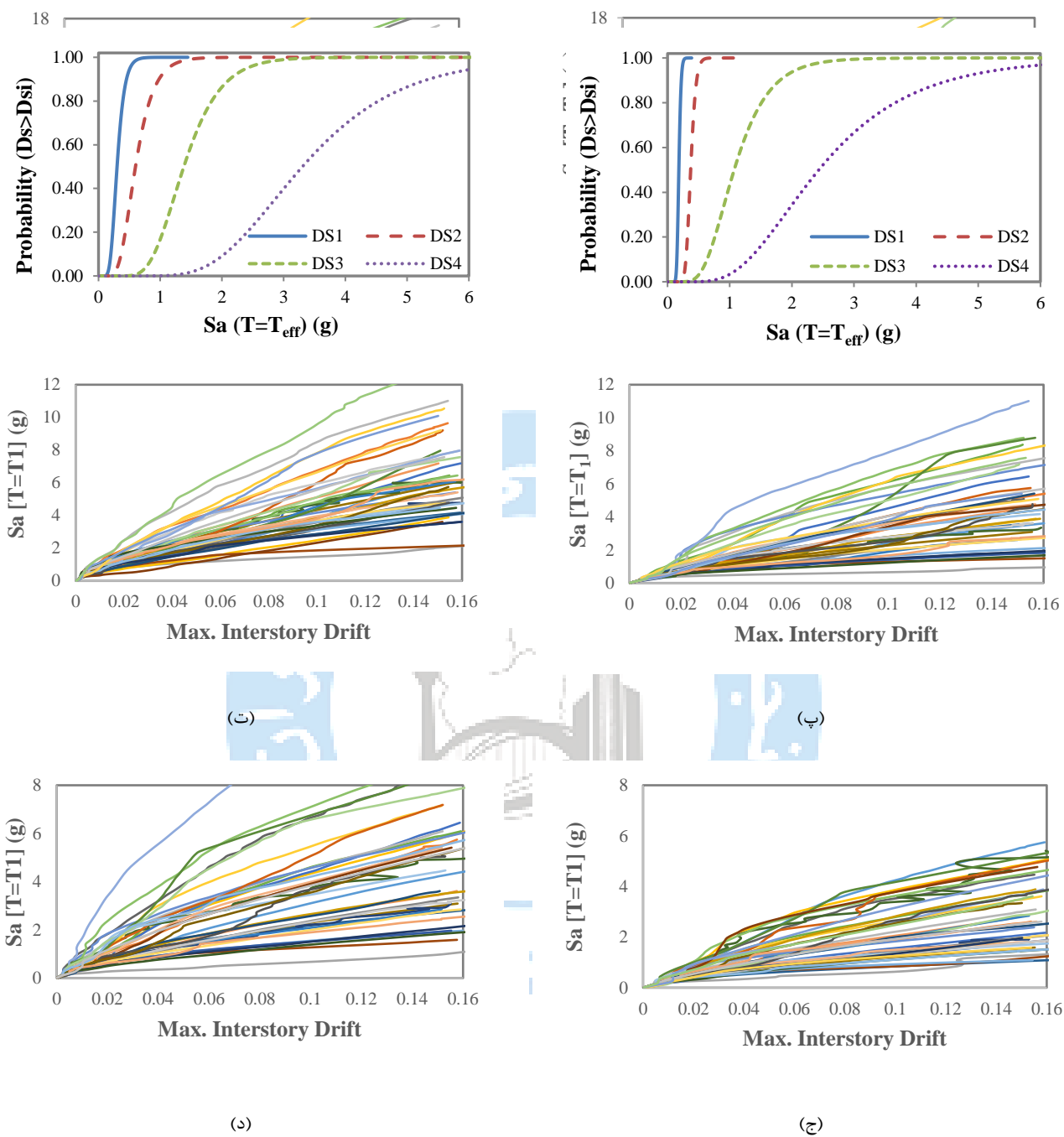
شکل ۱۱: نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی به کمک الگوریتم Hunt & Fill [۲۲].

• احتمال وقوع حالت حدی سطوح خرابی مختلف

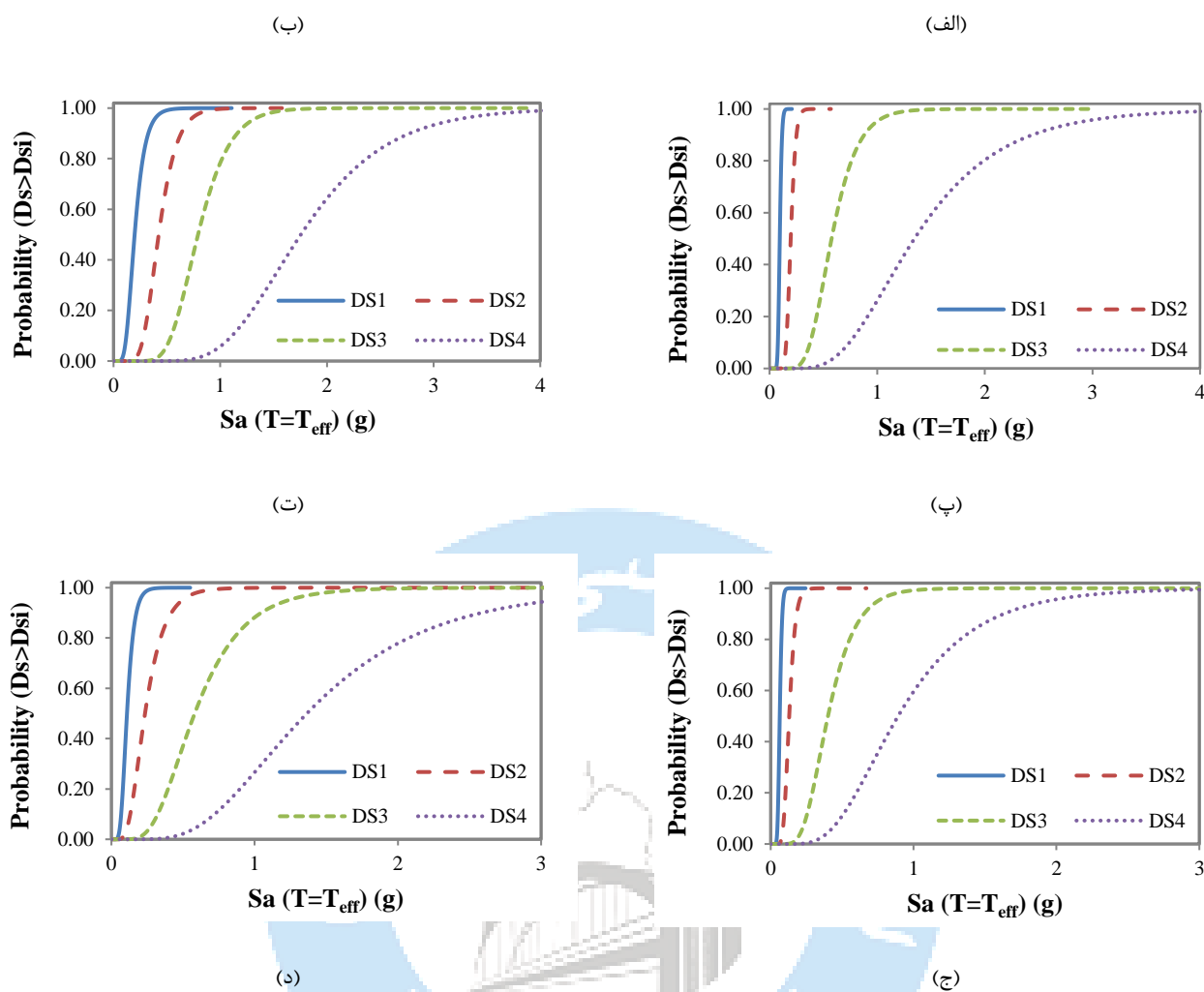
به دنبال انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای هر یک از مدل‌ها، احتمال وقوع تمام سطوح خرابی بیان شده در برابر تغییرات شدت لرزه‌ای، محاسبه شده است. چگونگی برآورد احتمال وقوع سطوح خرابی به این صورت است که به ازای هر سطح شتاب طیفی S_a تعداد زلزله‌هایی که به سطح خرابی مدنظر رسیدند تعیین گردیده است. معیار وقوع هر یک از سطوح خرابی به صورت رسیدن در یافت یا شتاب حداکثر به مقادیر حدی جدول ۲ بوده است. سپس احتمال وقوع خرابی برابر است با تعداد زلزله‌هایی که به سطح خرابی رسیده‌اند تقسیم بر تعداد کل رکوردهای زلزله (۴۴ رکورد حوزه دور). در شکل ۱۳ نتایج به دست آمده از تحلیل فزاینده برای سطوح خرابی مختلف در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در حضور اتصال پیچی شکاف دار و نبود آن ارائه گردیده است. همچنین به منظور راحتی مقایسه منحنی تجمعی احتمال^{۲۳} (CDF) با یک توزیع لگ‌نرمال که دارای انحراف معیار، میانگین و میانه برابر با توزیع اصلی بوده بر نتایج برازش شده است.

مقادیر میانگین (μ)، انحراف معیار (σ) و میانه ($S_a-50\%$) و یا مقدار شدتی که احتمال وقوع آن ۵۰ درصد می‌باشد، برای توزیع‌های لگ‌نرمال همه مدل‌ها در جدول ۴ ارائه گردیده است. میانه توزیع به عنوان شدت لرزه‌ای که احتمال وقوع آن در هر یک از سطوح خرابی ۵۰ درصد است از پارامترهای مورد استفاده در محاسبات احتمال خرابی FEMA P-695 می‌باشد [۲۰]. به همین دلیل همراه با میانگین و انحراف معیار توزیع‌های به دست آمده، میانه هم مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق با این جدول مشخص شده است که در حضور اتصال پیچی شکاف دار و با تغییر از سطح خرابی خفیف به سمت سطح خرابی فروریزش، مقادیر میانه نیز افزایش پیدا می‌کند، ضمن اینکه با افزایش تعداد طبقات مقدار آن کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه میانه سطح خرابی ۴ برای ساختمان ۴ و ۸ طبقه به ترتیب بدون اتصال پیچی شکاف دار ۲/۴۳۴ و ۱/۳۴۶ و با وجود آن ۳/۳۰۴ و ۱/۷۵۶ برابر شتاب جاذبه (g) می‌باشد. همچنین افزایش پراکندگی نتایج حول نقطه میانگین با بیشتر شدن شدت خرابی مشهود است.

^۱ Cumulative Density Function



شکل ۱۲: تحلیل IDA برای مدل‌ها و شدت لرزه‌ای شتاب طیفی متناسب با زمان تناوب مود اول سازه به ازای حداکثر دریفت طبقه، (الف) طبقه بدون SBC، (ب) ۴ طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC، (ج) ۱۲ طبقه بدون SBC، (د) ۱۲ طبقه همراه با SBC.



شکل ۱۳: احتمال وقوع سطوح خرابی مختلف در سازه‌ها، (الف) ۴ طبقه بدون SBC، (ب) ۴ طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC، (ج) ۱۲ طبقه بدون SBC، (د) ۱۲ طبقه همراه با SBC.

جدول ۴: نتایج آماری توزیع احتمال لگ نرمال برای سطوح خرابی مختلف در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه

مدل				Ds	
۴	۳	۲	۱	μ (Mean)	۴ طبقه بدون SBC
۲/۷۳۹	۱/۱۶۵	۰/۳۷۸	۰/۱۸۴	(Std.deviation) σ	
۰/۵۰۴	۰/۴۳۱	۰/۲۳۲	۰/۲۱۵	Sa-50%	
۲/۴۳۴	۱/۰۷۲	۰/۳۷۲	۰/۱۸۲	μ (Mean)	۴ طبقه همراه با SBC
۳/۵۴۶	۱/۴۶۳	۰/۶۴۵	۰/۳۱۶	(Std.deviation) σ	
۰/۳۹۸	۰/۳۲۹	۰/۳۷۱	۰/۳۵۰	Sa-50%	
۳/۳۰۴	۱/۳۸۲	۰/۵۹۹	۰/۳۰	μ (Mean)	۸ طبقه بدون SBC
۱/۴۹۹	۰/۶۰۸	۰/۲۰	۰/۰۹۶	(Std.deviation) σ	
۰/۴۵۹	۰/۳۳۳	۰/۲۰۵	۰/۱۹۳	Sa-50%	
۱/۳۴۶	۰/۵۷۶	۰/۱۹۶	۰/۰۹۵	μ (Mean)	۸ طبقه همراه با SBC
۱/۸۷۲	۰/۸۲۸	۰/۴۴۵	۰/۲۱۳	(Std.deviation) σ	
۰/۳۴۶	۰/۳۰۹	۰/۳۲۰	۰/۴۰۴	Sa-50%	
۱/۷۵۶	۰/۷۹۲	۰/۴۲۳	۰/۱۹۷	μ (Mean)	۱۲ طبقه بدون SBC
۰/۹۹۷	۰/۴۳۱	۰/۱۳۴	۰/۰۶۴	(Std.deviation) σ	
۰/۴۹۳	۰/۴۰۸	۰/۲۶۳	۰/۲۲۹	Sa-50%	
۰/۸۹۲	۰/۴۰۱	۰/۱۳۰	۰/۰۶۳	μ (Mean)	۱۲ طبقه همراه با SBC
۱/۵۴۵	۰/۶۴۵	۰/۳۶۰	۰/۱۱۶	(Std.deviation) σ	
۰/۵۳۶	۰/۴۶۳	۰/۴۵۳	۰/۴۱۹	Sa-50%	
۱/۳۶۵	۰/۵۸۱	۰/۲۳۴	۰/۱۰۹	μ (Mean)	

در جدول شماره ۵، درصد مقدار افزایش میانه در سازه‌ها با وجود اتصال پیچی شکافدار نسبت به حالت بدون آن را نشان می‌دهد. با توجه به این جدول می‌توان بیان نمود که سازه‌ها در سطوح خرابی خفیف و متوسط به نسبت افزایش میانه بیشتری نسبت به سطوح خرابی گسترده و فروریزش داشته‌اند و همچنین سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه افزایش میانه بیشتری نسبت به سازه ۴ طبقه را نشان می‌دهند، که این افزایش میانه نشانگر این موضوع می‌باشد که خرابی در شدت زلزله بالاتری رخ می‌دهد.

جدول ۵: درصد افزایش میانه در حالت با SBC نسبت به حالت بدون SBC

سازه	سطح خرابی			
	۴	۳	۲	۱
۴ طبقه	٪۳۶	٪۲۹	٪۶۱	٪۶۵
۸ طبقه	٪۳۰	٪۳۷	٪۱۱۵	٪۱۰۷
۱۲ طبقه	٪۵۳	٪۴۴	٪۸۰	٪۷۳

• تصحیح منحنی شکنندگی بر مبنای FEMA P-695

در این بخش منحنی شکنندگی سازه‌ها با استفاده از معیار دریافت در سطح فروریزش به دست آمده است. به منظور لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت‌های چهارگانه بیان شده در آیین‌نامه FEMA P-695 منحنی‌های شکنندگی نشان داده شده در شکل ۱۴ با استفاده از رابطه ۵ اصلاح می‌شوند.

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT} \lambda_{TOT} \quad (5)$$

که در این رابطه S_{CT} و \hat{S}_{CT} منحنی شکنندگی بعد و قبل از تصحیح هستند و همچنین λ_{TOT} یک توزیع لگ نرمال با میانگین ۱ و انحراف معیار β_{TOT} (عدم قطعیت کلی سازه) است و با رابطه ۶ محاسبه می‌گردد.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{KTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (6)$$

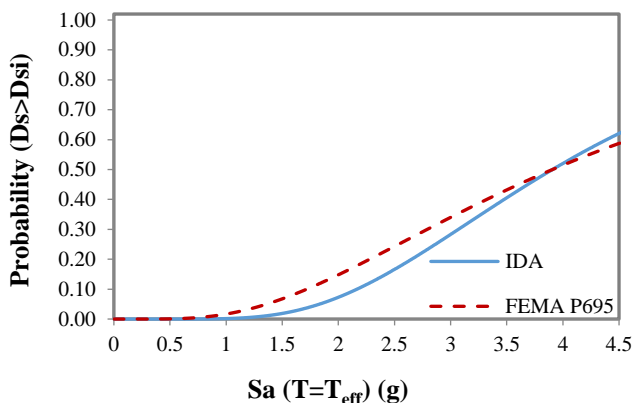
به ترتیب عدم قطعیت‌های رکوردهای انتخابی زلزله، طراحی، اطلاعات آزمایشگاهی و مدل‌سازی می‌باشند. در این مطالعه مقدار عدم قطعیت مرتبط با رکوردهای زلزله بنابر توصیه FEMA P-695 که حاصل از اختلاف‌های موجود بین رکوردهای گوناگون از قبیل بزرگا و محتوای فرکانسی هر رکورد می‌باشد برابر با انحراف معیار توزیع‌های لگ نرمال به دست آمده از تحلیل IDA مفروض شده است که با مقادیر متداول آیین‌نامه (بین ۰/۲ تا ۰/۴) تطابق دارد. همچنین عدم قطعیت طراحی، خصوصیات مصالح و مدل‌سازی بنابر توصیه FEMA به ترتیب ۰/۳۵، ۰/۲ و ۰/۳۵ منظور گردیده است. عدم قطعیت مرتبط به ملزومات طراحی از آن جهت لحاظ می‌گردد که توانایی حفاظت از سازه را در برابر مدهای شکست غیرقابل پیش‌بینی داشته باشد. این نوع عدم قطعیت به صورت کیفی براساس نیازهای موجود در طراحی هر نوع سازه تعیین می‌گردد. عدم قطعیت مصالح به موجب عدم ثبات خصوصیات آزمایشگاهی مصالح متنوع مورد استفاده به میان می‌آید، همچنین عدم قطعیت مدل‌سازی وابسته به کیفیت مدل تحلیلی و توانایی آن در پیش‌بینی درست پاسخ‌های سازه مربوط می‌باشد. بدین لحاظ منحنی‌های شکنندگی تصحیح شده سازه‌های مورد نظر به صورت شکل ۱۴ درآمده است.

• احتمال وقوع فروریزش و نسبت حاشیه ایمنی آن

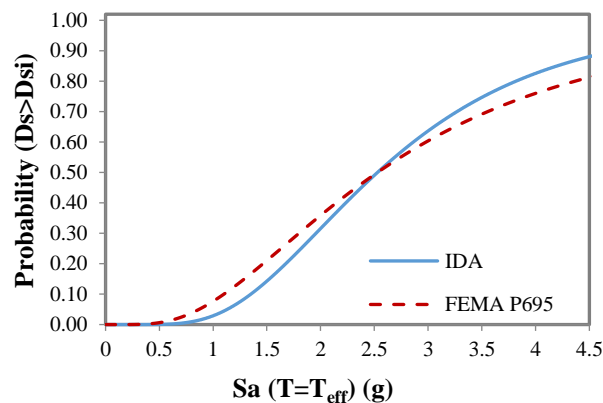
براساس منحنی تصحیح شده، احتمال وقوع فروریزش (P_r) در هر یک از مدل‌ها قابل محاسبه می‌باشد. لازم به ذکر می‌باشد این احتمال برای شدت لرزه‌ای (S_a) متناظر با زمان تناوب مود اصلی هر سازه که از طیف MCE آیین‌نامه ASCE7-2016 به دست آمده محاسبه شده است. شایان توجه است که مطابق با FEMA P-695 سازه‌ای از نظر طراحی مطلوب سنجیده می‌گردد که احتمال خرابی آن کمتر از ۰/۱ باشد. احتمال وقوع فروریزش برای تمامی مدل‌های مورد بررسی در جدول ۶ نمایش داده شده است و با نظر به این جدول می‌توان دریافت سازه‌ها با اتصال پیچی شکاف دار احتمال وقوع فروریزش کمتری را دارا هستند و عملکرد بهتری را ارائه می‌دهند؛ به عنوان نمونه در سازه ۸ طبقه این مقدار ۴۳ درصد کاهش یافته است.

جدول ۶: احتمال وقوع خرابی برای سازه‌ها

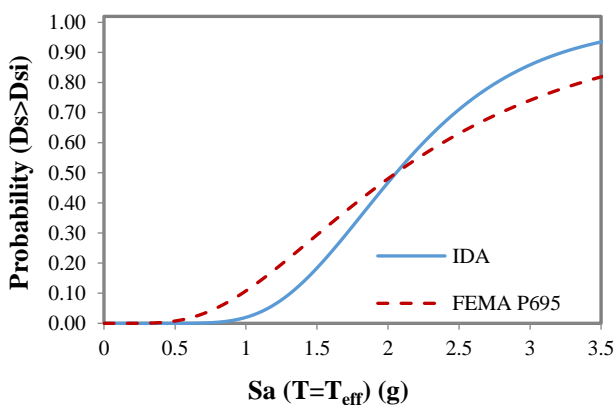
احتمال وقوع فروریزش (P_r)	مدل
۰/۱۱۶	۴ طبقه بدون SBC
۰/۰۸۲	۴ طبقه همراه با SBC
۰/۱۱۶	۸ طبقه بدون SBC
۰/۰۶۶	۸ طبقه همراه با SBC
۰/۰۹۲	۱۲ طبقه بدون SBC
۰/۰۶۴	۱۲ طبقه همراه با SBC



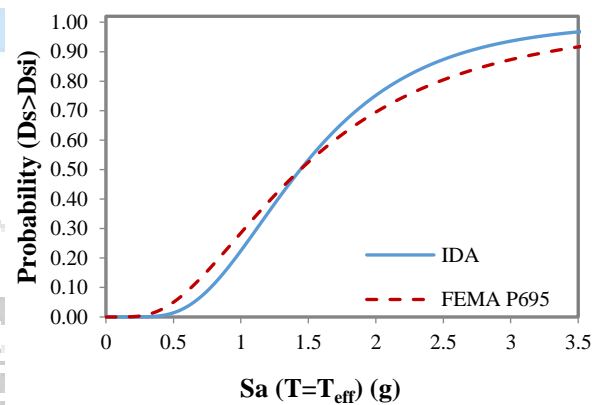
(ب)



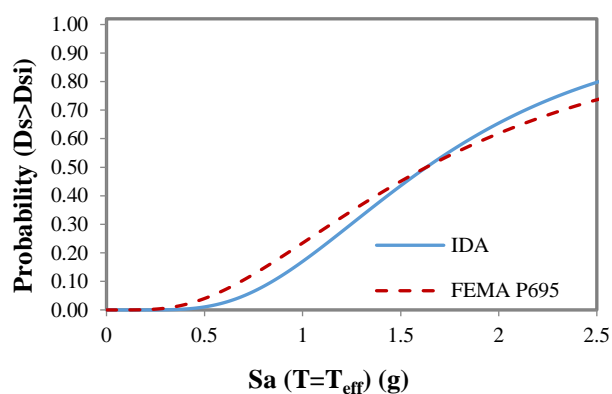
(الف)



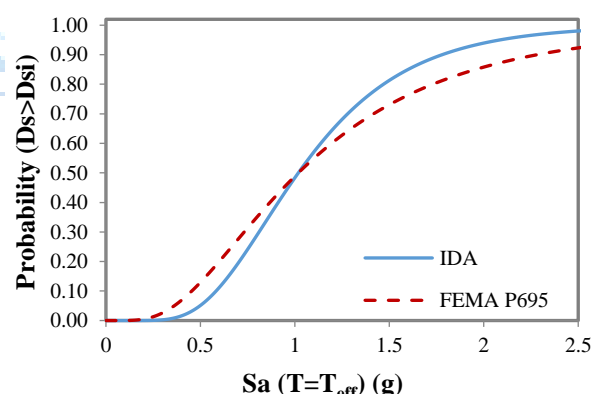
(ت)



(پ)



(د)



(ج)

شکل ۱۴: منحنی شکنندگی و تصحیح آن مطابق FEMA P-695 برای سازه‌ها، (الف) ۴ طبقه بدون SBC، (ب) ۴ طبقه همراه با SBC، (پ) ۸ طبقه بدون SBC، (ت) ۸ طبقه همراه با SBC، (ج) ۱۲ طبقه بدون SBC، (د) ۱۲ طبقه همراه با SBC.

علاوه بر این، از مفهوم نسبت حاشیه ایمنی فروریزش²⁴ (CMR) ارائه شده در دستورالعمل FEMA P-695 برای توضیح بهتر نتایج در مورد میانگین و میانه شتاب طیفی با توجه به سطوح خرابی برای سازه‌های مختلف استفاده شده است. این نسبت که طبق رابطه ۷ محاسبه می‌شود نمایانگر رابطه مابین میانه شدت لرزه‌ای در سطح خرابی فروریزش (\hat{S}_{CT}) و شتاب طیفی MCE مرتبط به پریمود مود اصلی سازه (SMT) می‌باشد، افزایش این نسبت به این معناست که سازه مورد نظر از ایمنی بیشتری برخوردار است، مقادیر به دست آمده آن‌ها در جدول ۷ ارائه شده است. با توجه به این جدول می‌توان دریافت که همواره حاشیه ایمنی فروریزش با استفاده از اتصال پیچی شکافدار افزایش می‌یابد.

$$CMR = \hat{S}_{CT} / S_{MT} \quad (7)$$

حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده سازه (ACMR) که براساس رابطه ۸ محاسبه می‌گردد، نباید از یک مقدار حداقل که در آیین-نامه FEMA مطرح است کمتر باشد، تا وقوع فروپاشی قابل قبول باشد. مقادیر حداقل ACMR در مقایسه با مقادیر محاسبه شده در جدول ۷ آورده شده است.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (8)$$

در این رابطه SSF^{25} ضریب مربوط به اثرات طیفی می‌باشد که بستگی به زمان تناوب و نسبت شکل پذیری سازه‌ها دارد. این ضریب نشان می‌دهد که شکل طیفی حرکات شدید زمین که منجر به فروپاشی می‌گردد از منظر طراحی مخاطره یکنواخت متفاوت است. با مقایسه مقادیر حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده با مقادیر مجاز مطابق با FEMA-P695 تمامی سازه‌ها قادر به تأمین حاشیه ایمنی قابل قبولی در برابر زلزله نادر هستند. همچنین در سازه‌های بلندمرتبه افزایش ACMR با استفاده از اتصال پیچی شکافدار بیشتر بوده است. لازم به ذکر است که حالت اولیه یعنی مدل بدون SBC از نوع قاب مهاربندی واگرا (EBF)، خود قابلیت بسیار خوبی برای شکل-پذیری سازه دارد.

جدول ۷: مقادیر حاصل از تحلیل و مقایسه با FEMA

$\beta_{tot} = 0.7$											
عملکرد	ACMR قابل قبول		ACMR	CMR	S_{MT}	\hat{S}_{CT}	SSF	μ_T	Ω	T (sec)	مدل
قبول	۱/۸۳	<	۲/۴۱	۲/۱۷	۱/۱۶	۲/۵۳	۱/۱۱	۳/۴۷	۱/۴۴	۰/۷۲	۴ طبقه بدون SBC
قبول	۱/۸۰	<	۲/۶۶	۲/۴۴	۱/۶۰	۳/۹۱	۱/۰۹	۳/۸۹	۲/۷۱	۰/۵۲	۴ طبقه همراه با SBC
قبول	۱/۸۰	<	۲/۵۲	۲/۱۵	۰/۶۷	۱/۴۴	۱/۱۷	۳/۱۰	۱/۴۱	۱/۲۵	۸ طبقه بدون SBC
قبول	۱/۷۳	<	۲/۷۲	۲/۴۰	۰/۸۶	۲/۰۶	۱/۱۳	۳/۰۴	۳/۱۱	۰/۹۶	۸ طبقه همراه با SBC
قبول	۱/۸۰	<	۲/۸۰	۲/۳۳	۰/۴۴	۱/۰۲	۱/۲۰	۲/۸۸	۱/۵۸	۱/۹۴	۱۲ طبقه بدون SBC
قبول	۱/۸۸	<	۳/۴۰	۲/۷۹	۰/۵۸	۱/۶۳	۱/۲۲	۳/۷۰	۱/۳۵	۱/۳۹	۱۲ طبقه همراه با SBC

¹ Collapse margin ratio

² Spectral Shape Factor

۵- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر به بحث و بررسی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی و اگرای فولادی به همراه لینک قائم در صورت وجود اتصال پیچی شکاف‌دار و عدم وجود آن پرداخته شده است. در راستای هدف مطالعه، سه سازه فولادی با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ در نرم-افزار ایتبس و پس از آن در محیط اپنسیس جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) مدل‌سازی شده‌اند. با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و اعمال ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 منحنی شکنندگی هر یک از مدل‌ها در سطوح خرابی مختلف اعم از خفیف، متوسط، شدید و فروریزش به دست آمده است. سرانجام حاشیه ایمنی فروریزش و احتمال وقوع فروریزش سازه‌ها با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های موجود نظیر عدم قطعیت مدل‌سازی، طراحی، خصوصیات مصالح و رکورد زلزله محاسبه شده است. نتایج کلیدی پژوهش به شرح زیر آمده است.

(۱) بر مبنای تحلیل تاریخچه‌زمانی و نتایج حاصل از آن می‌توان اشاره نمود که مقادیر پاسخ سرعت بام و برش پایه در سازه‌هایی که میراگر در آن‌ها وجود داشته بهبود یافته است، به‌عنوان نمونه حداکثر سرعت بام برای سازه ۸ طبقه ۵۲ درصد کاهش پیدا کرده است.

(۲) سنجش عملکرد سازه‌ها در سطح خرابی خفیف، متوسط، شدید و فروریزش که معیارهای کمی آن از سوی توصیه‌نامه HAZUS مشخص گردیده، نشان می‌دهد که در حضور اتصال پیچی شکاف‌دار و با تغییر از سطح خرابی خفیف به سمت سطح خرابی فروریزش، مقادیر میانه نیز افزایش پیدا می‌کند ضمن اینکه با افزایش تعداد طبقات مقدار آن کاهش می‌یابد. همچنین افزایش پراکندگی نتایج حول نقطه میانگین با بیشتر شدن شدت خرابی مشهود است.

(۳) سازه‌ها با وجود اتصال پیچی شکاف‌دار در سطوح خرابی خفیف و متوسط به نسبت افزایش میانه بیشتری نسبت به سطوح خرابی گسترده و فروریزش داشته‌اند؛ به‌عنوان مثال در سازه ۱۲ طبقه برای سطوح خرابی ۱ تا ۴ به ترتیب ۷۳، ۸۰، ۴۴ و ۵۳ درصد افزایش میانه با وجود اتصال پیچی شکاف‌دار مشاهده شده است.

(۴) نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده با شاخص شدت لرزه‌ای Sa در قالب منحنی‌های IDA و نیز منحنی‌های شکنندگی ارائه گردید که نشان‌دهنده عملکرد بهتر سازه به همراه میراگر اصطکاکی در کنار لینک قائم است.

(۵) با بررسی و مقایسه مفهوم نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) که ایمنی سازه‌ها در سطح خرابی فروریزش را نشان می‌دهد، می‌توان دریافت که مقادیر این پارامتر در سازه‌های مجهز به اتصال پیچی شکاف‌دار بیشتر بوده است؛ به‌عنوان مثال برای سازه ۱۲ طبقه این مقدار ۲۰ درصد افزایش یافته است، این مسئله بیانگر این موضوع می‌باشد که سازه‌های مجهز به اتصال پیچی شکاف‌دار از ایمنی نسبتاً بیشتری برخوردار هستند؛ و در واقع عملکرد مطلوب‌تری از خود در مقابل فروریزش ارائه می‌دهند.

(۶) در این پژوهش مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 که به بررسی احتمال وقوع خرابی در سطح خرابی ۴ (سطح خرابی فروریزش) و ضمن اینکه معیار ورود به این سطح را تنها دریافت در نظر می‌گیرد، پرداخته شده است، نتایج حاکی بر این است که استفاده از اتصال پیچی شکاف‌دار به همراه لینک قائم به‌طور میانگین موجب کاهش ۳۵ درصدی احتمال خرابی در سازه‌ها می‌گردد.

مراجع

- [1] Venuti, W. J. (1976). Energy absorption of high strength bolted connections. Test report for the Structural Steel Educational Council, Department of Civil Engineering, San Jose State University, San Jose, California, May 1976.
- [2] Fitzgerald, T. F., Anagnos, T., Goodson, M., & Zsutty, T. (1989). Slotted bolted connections in aseismic design for concentrically braced connections. *Earthquake spectra*, 5(2), 383-391.
- [3] Grigorian, C. E., Yang, T. S., & Popov, E. P. (1993). Slotted bolted connection energy dissipators. *Earthquake Spectra*, 9(3), 491-504.
- [4] Lukunaprasit, P., Wanitkorkul, A., & Filiatrault, A. (2004, August). Performance deterioration of slotted-bolted connection due to bolt impact and remedy by restrainers. In *Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*.
- [5] Nikoukalam, M. T., Mirghaderi, S. R., & Dolatshahi, K. M. (2017). Shear slotted bolted connection. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(3), e1313.
- [6] Shahini, M., Sabbagh, A. B., Davidson, P., & Mirghaderi, R. (2019). Development of cold-formed steel moment-resisting connections with bolting friction-slip mechanism for seismic applications. *Thin-Walled Structures*, 141, 217-231.
- [7] Hu, S., Zeng, S., Xiong, J., Wang, X., Zhou, Q., & Xiong, X. (2020). Seismic Analysis and Evaluation of Y-shaped EBF with an Innovative SSL-SSBC. *International Journal of Steel Structures*, 20, 1026-1039.
- [8] Kennedy, R. P., Cornell, C. A., Campbell, R. D., Kaplan, S., & Perla, H. F. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear engineering and design*, 59(2), 315-338
- [9] Özel, A. E., & Güneyisi, E. M. (2011). Effects of eccentric steel bracing systems on seismic fragility curves of mid-rise R/C buildings: A case study. *Structural Safety*, 33(1), 82-95.
- [10] Akbari, R., Aboutalebi, M. H., & Maheri, M. R. (2015). Seismic fragility assessment of steel X-braced and chevron-braced RC frames.
- [11] Mohsenian, V., Filizadeh, R., Ozdemir, Z., & Hajirasouliha, I. (2020, August). Seismic performance evaluation of deficient steel moment-resisting frames retrofitted by vertical link elements. In *Structures* (Vol. 26, pp. 724-736). Elsevier.
- [12] Borhan, S., Tajammolian, H., & Yazdian, M. (2021). Evaluation of seismic performance of rotational-friction slip dampers in near-field and far-field earthquakes. *Earthq. Struct*, 21, 147-159.
- [13] Al-Janabi, M. A. Q., & Yang, T. Y. (2021). Seismic performance assessment of novel self-centering friction-based eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 241, 112456.
- [14] Dorj, M., & Rousta, A. M. (2021). Numerical investigation of seismic behavior system of braced frame with innovative two level dampers system: Friction slotted bolt connection and Horizontal Shear panel.
- [15] Kiadarbandsari, S., Nezamabadi, M. F., Abbasi, H., & Vayeghan, F. Y. (2022, June). Analytical and experimental investigation of steel friction dampers and horizontal brake pads in chevron frames under cyclic loads. In *Structures* (Vol. 40, pp. 256-272). Elsevier.

- [16] Azandariani, M. G., Azandariani, A. G., Rousta, A. M., & Nia, H. M. (2023). Seismic fragility assessment of reinforced concrete moment frames retrofitted with strongback braced system. *Results in Engineering*, 20, 101504.
- [17] Khan, M. S., Basit, A., Rizwan, M., & Ahmad, N. (2023, April). Seismic fragility functions for RC As-built and eccentric steel brace frames. In *Structures* (Vol. 50, pp. 1338-1352). Elsevier.
- [18] PEER "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)" development platform by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), <http://opensees.berkeley.edu>, 2008.
- [19] FEMA-NIBS. (2003). Earthquake Loss Estimation Methodology, HAZUS-MH MR4, Technical Manual. Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences, Washington, DC.
- [20] FEMA P-695. (2009). Quantification of Buildings Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- [21] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491-514.
- [22] Fahimi Farzam, M. Yousefi, MA. (2023). Probabilistic seismic performance evaluation of the steel frame buildings controlled with lead rubber bearings (LRBs), *Amirkabir J. Civil Eng*, 55(1), 163-184.

