

# ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با استفاه از منحنی‌های شکنندگی

محمد فلاح اصل<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲\*</sup>، علی خیرالدین<sup>۳</sup>

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، ایران

۲- استاد گروه آموزشی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۳- استاد گروه آموزشی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

mgerami@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۲/۰۷/۲۸

تاریخ دریافت ۱۴۰۲/۰۲/۲۷

## چکیده

مطالعات نشان داده‌اند که قاب‌های مهاربندی شده همگرای متداول، عملکرد لرزه‌ای نامطلوبی دارند. از طرفی با توجه به این‌که ارضای شرایط تغییرمکان-کنترل در قاب‌های خمشی دشوار است، پس محققین در دهه ۱۹۷۰ قاب‌های مهاربندی شده واگرا را ایجاد کردند که هم از نظر مقاومت و سختی و هم از نظر کنترل تغییرمکان جانبی عملکرد مطلوبی را به علت وجود تیر پیوند به عنوان فیوز دارا بودند. مطالعات انجام شده روی طول تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرا نشان داد که تیرهای پیوند کوتاه اصولاً در برش و تیرهای پیوند بلند در خمش و یا ترکیبی از خمش و برش تسلیم شدند. همچنین بررسی تأثیر طول تیر پیوند با استفاده از آنالیز غیرخطی پوش آور بر روی شکل‌پذیری مهاربندها و واگرا نشان داد طول تیر پیوند روی مقدار استهلاک انرژی، سازوکار انهدام سیستم و مقدار تنشی که به قسمت‌های دیگر قاب منتقل می‌شود، تأثیر زیادی دارد. با توجه به انجام پژوهش‌های محدود در زمینه بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی واگرا تحت حرکات نیرومند زمین توسط آنالیزهای غیرخطی دینامیکی قدرتمند و همچنین شناخت هر چه بیشتر رفتار لرزه‌ای این نوع قاب‌ها و در مجموع انتخاب یک سیستم مناسب برای مقابله با نیروهای لرزه‌ای، لزوم این پژوهش احساس شد. در این مقاله به مطالعه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرای با تعداد طبقات مختلف و طول‌های مختلف برای تیرهای پیوند پرداخته شده است که پس از تخمین مقاطع و طراحی کلیه مدل‌های مطالعه شده، برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی تحت زلزله‌های نزدیک گسل، از نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. در ادامه به محاسبه توزیع احتمال ظرفیت سازه در سطوح عملکرد مختلف پرداخته شده و منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد مختلف برای قاب‌های مورد مطالعه ترسیم شده و در نهایت با بررسی ۵۰ درصد احتمال فراگذشت شتاب طیفی وارده از ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه با طول تیر پیوند متفاوت در سطوح عملکرد مختلف، عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و منحنی‌های شکنندگی نشان داد، که عملکرد قاب‌های مهاربندی شده واگرا با لینک برشی در سطح عملکرد آستانه فروریزش بسیار مطلوب‌تر از قاب‌های مهاربندی واگرا با لینک برشی-خمشی است و همچنین عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا با لینک برشی-خمشی مطلوب‌تر از قاب‌های مهاربندی واگرا با لینک خمشی است.

**واژگان کلیدی:** قاب مهاربندی واگرا، تحلیل دینامیکی افزایشی، تیر پیوند، عملکرد لرزه‌ای، منحنی شکنندگی

## ۱- مقدمه و پیشینه تحقیقات

در گذشته، قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی همگرا، سیستم‌های معمول سازه‌ای بودند که برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی به کار برده می‌شدند. با این وجود، هیچ‌کدام از این سیستم‌های مقاوم نمی‌توانند به طور اقتصادی در برابر نیروهای جانبی، نیازمندی‌های لرزه‌ای سازه یعنی سختی و شکل‌پذیری را به طور هم‌زمان تأمین کنند [1].

سیستم‌های قاب خمشی معمولاً ظرفیت اتلاف انرژی کافی برای تأمین شکل‌پذیری مورد نیاز را دارند. با این وجود برای تأمین شرط جابه‌جایی مجاز، این سیستم‌ها نیازمند استفاده از اعضای با ابعاد بزرگ و صفحات تقویتی پرهزینه برای نواحی پانلی می‌باشند که باعث غیراقتصادی شدن قاب خمشی خواهد بود. برخلاف سیستم قاب خمشی، سیستم‌های قاب مهاربندی همگرا با استفاده از عملکرد خرابایی قادرند تغییر مکان‌ها را به طور اقتصادی در محدوده‌ی مجاز باقی‌نگه دارند ولی برای اتلاف انرژی ناشی از زلزله، سازوکار پایداری ندارند [1].

پوپوف<sup>۱</sup> و همکارانش در اواسط دهه ۷۰ سیستم مقاوم جانبی واگرا را در دانشگاه کالیفرنیا ایجاد کردند که می‌تواند به طور اقتصادی هر دو معیار طراحی لرزه‌ای سازه‌ها را تأمین نماید. این نوع سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی هم ویژگی اتلاف انرژی سیستم‌های قاب خمشی و هم سختی مناسب قاب‌های مهاربندی همگرا را هم‌زمان داراست که از نظر اقتصادی بسیار مطلوب است. این سیستم همچنین امکان ایجاد بازشو در سازه را فراهم می‌کند که از نظر معماری بسیار مطلوب خواهد بود. استفاده از سیستم قاب مهار واگرا به عنوان سیستم مقاوم جانبی، اولین بار در اوایل دهه ۸۰ در کالیفرنیا متداول شد.

قوبره<sup>۲</sup> و رامدان<sup>۳</sup> [2]، ویژگی‌های سیستم‌های مهاربندی واگرای متفاوت را با تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار دادند و برای این سیستم‌ها مقادیر ماکزیمم جابه‌جایی، برش پایه، دوران‌های مفاصل پلاستیک، لنگرهای خمشی و نیروهای محوری در اجزای مختلف سازه را

باهم مقایسه نمودند. نتایج تحلیل‌ها برای سیستم مهاربندی K شکل واگرا نشان داد که، به جز مقادیر اندک تغییر شکل‌ها در ستون مرکزی و تعدادی از مهاربند‌های طبقات بالا، تغییر شکل غیرارتجاعی در خارج از مناطق مستعد پلاستیک شدن (تیرهای پیوند و نقاط انتهایی ستون و بادبند‌های طبقه اول) مشاهده نشد. همچنین تیر خارج از ناحیه پیوند در طول تحلیل، الاستیک باقی ماند و بیشترین مقادیر نیروها در انتهای تیرهای پیوند ایجاد شد.

اینگلهارت و پوپوف [3] در تحقیق خود رفتار تیر پیوندهای بلند در مهاربند‌های قطری را مورد بررسی قرار دادند. مشاهده شد که تیرهای پیوند کوتاه اصولاً در برش و تیرهای پیوند بلند در خمش و یا ترکیبی از خمش و برش تسلیم شدند. همچنین مود خرابی اکثراً نمونه‌های آزمایشی تیرهای پیوند بلند، گسیختگی اتصال تیر پیوند به ستون بود که این امر به علت لنگرهای خمشی بالا در انتهای تیرهای پیوند بود.

الحسینی<sup>۴</sup> و ساد<sup>۵</sup> [4] در سال ۲۰۰۵، در مورد تأثیر طول تیر پیوند روی شکل‌پذیری مهاربند‌های واگرا با استفاده از آنالیز غیرخطی پوش‌آور تحقیق نمودند. مشاهده نمودند که طول تیر پیوند روی مقدار استهلاک انرژی، سازوکار انهدام سیستم و مقدار تنشی که به قسمت‌های دیگر قاب منتقل می‌شود، تأثیر زیادی دارد.

اوکازاکی<sup>۶</sup> و اینگلهارت<sup>۷</sup> در سال ۲۰۰۷ [5]، مجموعه‌ای از ۳۷ آزمایش برای بررسی عملکرد تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرای فولادی مقاوم در برابر زلزله تحت بارگذاری متناوب انجام شد. نمونه‌های تیر پیوند از پنج مقطع بال پهن متفاوت با طول‌های مختلف ساخته شدند که جنس همگی از فولاد ASTM A992 بود. نتایج نشان داد که تعدادی از تیرهای پیوند تحت آزمایش دچار گسیختگی زودرس ناشی از شکست جان تیر پیوند در نقاط انتهایی جوش‌های سخت‌کننده‌ها شدند. دلیل این امر، تمرکز تنش در انتهای جوش سخت‌کننده بود؛

4 Al-Hussaini  
5 Saad  
6 Okazaki  
7 Engelhardt

1 Popov  
2 Ghojarah  
3 Ramadan

تغییر شکل‌های پلاستیکی قابل توجهی در مقایسه با رکوردهای دور از گسل شد. اسپیچر<sup>۴</sup> و هریس<sup>۵</sup> در سال ۲۰۱۶ [10]، به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرای طراحی شده با آیین‌نامه ASCE 41-06 [11] در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP<sup>۱</sup>) پرداختند. همچنین همبستگی بین دو آیین‌نامه ASCE 7-10 [12] و ASCE 41-06 را برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای پیش‌بینی شده مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور عملکرد سه ساختمان دارای مهاربند واگرای ۴، ۸ و ۱۶ طبقه را با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی (خطی و غیرخطی) و دینامیکی (خطی و غیرخطی) مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج تحلیل خطی نشان‌دهنده مشکلات عملکردی در ستون‌ها و عدم وجود مشکل در تیرهای پیوند بود. در مقابل، نتایج تحلیل غیرخطی نشان داد که تیرهای پیوند در قاب‌های ۸ و ۱۶ طبقه به دلیل تمرکز قابل توجه نیازهای شکل‌پذیری، معیارهای ارزیابی را برآورده نکردند. سرانجام، در این پژوهش عوامل مؤثر بر موضوعات عملکردی ذکر شده در ASCE 41 مورد بررسی و توصیه‌هایی در این زمینه ارائه شد.

اوون<sup>۶</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۲ [13]، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا دارای تیرهای پیوند با عملکرد خمشی (لینک بلند) را با استفاده از دستورالعمل FEMA P695 [14] مورد ارزیابی قرار دادند. برای این منظور از ۲۴ قاب استفاده و پارامترهای مختلفی از قبیل عرض دهانه، تعداد طبقات، نسبت طول لینک به عرض دهانه مهاربندی شده و شرایط تکیه‌گاه ستون در نظر گرفته شد. عملکرد این قاب‌ها تحت حداکثر زلزله محتمل (MCE<sup>۸</sup>) و زلزله سطح فروپاشی (CLE<sup>۹</sup>) مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که کاهش مقاومت و سختی مقدار زاویه چرخش لینک را تا ۶۶ درصد افزایش می‌دهد. همچنین در این مطالعه مقادیر اصلاحی برای دستیابی به عملکرد قابل قبول برای احتمال فروپاشی ۱۰ درصد تحت رویدادهای سطح MCE مورد بررسی قرار گرفت.

چرا که سخت‌کننده بیش از اندازه نزدیک به جوش شیار بال به جان مقطع ساخته شده بود.

دانشجو و بدرلو در سال ۲۰۰۸ [6]، به مطالعه رفتار لرزه‌ای سه نوع قاب مهاربندی واگرای کوتاه، متوسط و بلند مرتبه با طول تیرهای پیوند مختلف، تحت رکوردهای نزدیک گسل پرداختند. طبق نتایج آن‌ها، ماکزیمم تغییر مکان نسبی در قاب‌های متوسط مرتبه در طبقه اول و در قاب‌های بلندمرتبه در طبقات میانی رخ داد. همچنین ملاحظه شد که به منظور مقاومت در برابر زلزله-های نزدیک گسل باید سازه شکل‌پذیرتری را طراحی نمود.

گولک<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۱ [7]، به ارزیابی خسارت و توابع شکنندگی قاب‌های مهاربندی واگرا پرداختند. برای این منظور برای ارزیابی عملکرد ساختمان‌های دارای مهاربند واگرا، توابع شکنندگی تیرهای پیوند با عملکرد برشی و خمشی را با بررسی و ارزیابی داده‌های آزمایشگاهی تولید کردند. در این پژوهش چرخش پلاستیک تیر پیوند به عنوان پارامتر نیاز در نظر گرفته شد. نتایج خسارت حاکی از کماتش موضعی در بال و جان تیر پیوند بود.

اسکندری و وفائی در سال ۲۰۱۵ [8]، آثار جهش-گام<sup>۲</sup> و پیش‌روندگی<sup>۳</sup> مربوط به رکوردهای نزدیک گسل را بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا را مورد مطالعه قرار دادند. برای این منظور از چهار قاب مهاربندی واگرا با تعداد طبقه‌های مختلف (۴، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه) در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای بالا بهره بردند. همچنین ۱۴ زلزله نزدیک گسل شامل هفت رکورد دارای حرکت جهش-گام و هفت رکورد دارای حرکت پیش‌روندگی برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی انتخاب نمودند. علاوه بر این، هفت رکورد دور از گسل برای مقایسه انتخاب کردند. یافته‌های این مطالعه نشان داد که بیشترین چرخش لینک‌های قاب‌هایی که تحت سه مجموعه حرکت زمین قرار گرفتند در محدوده قابل قبولی بوده و لینک‌ها به طور کامل ضوابط دستورالعمل FEMA 356 [9] را در سطح عملکرد LS برآورده نمودند. همچنین ملاحظه شد که ورود پالس سرعت در یک رکورد نزدیک به گسل باعث

4 Speicher

5 Harris

6 Collapse Prevention

7 Ün

8 Maximum Considered Earthquake

9 Collapse Level Earthquake

1 Gulec

2 fling-step

3 forward-directivity

## ۲- فرضیات طراحی و مدل‌سازی

در این بخش به تشریح پیکربندی‌ها و هندسه مدل‌های مورد مطالعه پرداخته می‌شود. همچنین جزئیات بارگذاری زلزله که برای تحلیل، طراحی و بررسی مدل‌های مورد مطالعه استفاده شده است، در این بخش تشریح می‌شود.

### ۲-۱- مدل‌های مورد بررسی

مدل‌های مورد بررسی در این پژوهش با سیستم دوگانه (قاب خمشی + مهاربند واگرا) و متشکل از سه گروه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه می‌باشند و هر گروه نیز شامل سه قاب با طول تیر پیوند مختلف انتخاب شده است به گونه‌ای که تیرهای پیوند هر کدام از قاب‌ها، عملکرد متفاوتی به صورت برشی، برشی-خمشی و خمشی خواهند داشت. پلان مدل‌های معرفی شده به همراه قاب انتخابی مورد مطالعه، در شکل (۲) نشان داده شده است. جانمایی دهانه‌های مهاربندی روی پلان نمایش داده شده و تمام طبقات این دهانه‌ها، مهاربندی شده است.

شکل ۲. پلان قاب‌های مورد مطالعه

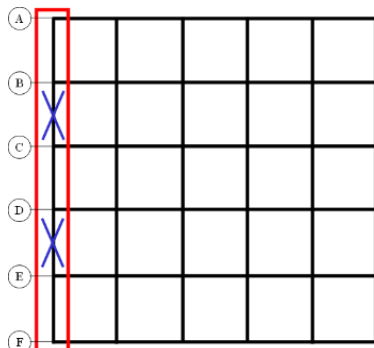


Fig.2. Plan view of the studied frames

کلید مدل‌های مورد بررسی از ابتدا و با فرضیات مشابه تحلیل و طراحی شده‌اند. بارگذاری و طراحی بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE7-16 و AISC2016 [16, 17] در نرم‌افزار SAP2000 نسخه 20.2.0 و با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی انجام شده است.

کلید مدل‌های مورد مطالعه قاب‌هایی با ۵ دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات یکسان و برابر با ۳/۲۰ متر می‌باشند. همچنین با توجه پلان قاب‌های مورد مطالعه، با توجه به این‌که قاب‌های

مطالعاتی که تاکنون روی عملکرد سیستم قاب مهاربندی واگرا انجام گرفته است به صورت ارزیابی عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا از طریق آنالیز استاتیکی غیرخطی و آنالیزهای دینامیکی می‌باشد، پس در این پژوهش مطابق با فلوجارت شکل (۱) با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی به بررسی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا پرداخته شده است و همچنین اثر طول لینک بر رفتار لرزه‌ای نیز مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، ابتدا با توجه به آیین‌نامه‌های مورد استفاده، طراحی اولیه اعضای مدل‌های مورد مطالعه، انجام شده است. لازم به ذکر است که مدل‌های مورد مطالعه شامل سه گروه قاب فولادی دو بعدی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه (قاب خمشی + مهاربند واگرا) می‌باشند. پس از تخمین مقاطع و طراحی کلیه مدل‌های مورد مطالعه، برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی از نرم‌افزار 'OpenSees' استفاده شده است. در ادامه به محاسبه توزیع احتمال ظرفیت سازه در سطوح عملکرد مختلف پرداخته شده و منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده و احتمال فراگذشت شتاب طیفی وارد شده از ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه و عملکرد قاب‌های با طول تیر پیوند مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

شکل ۱. فلوجارت کلی تحقیق

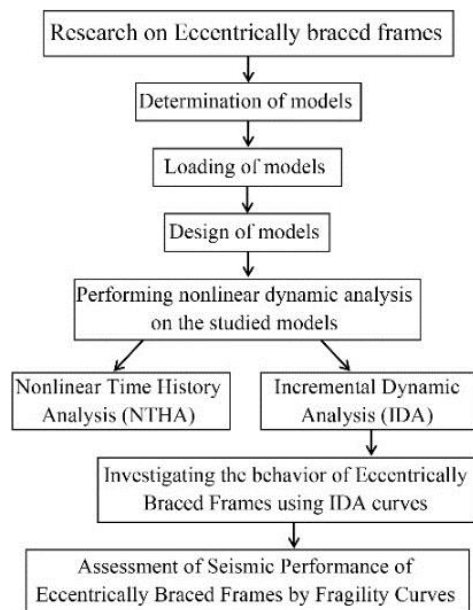


Fig.1. General flowchart of the research

مورد بررسی قاب‌های کناری هستند، پس عرض بارگیر برای قاب‌های مورد مطالعه ۲/۵ متر است.

جدول ۱. طول تیرهای پیوند در قاب‌های مورد مطالعه

Type of Link Beam	5-Story	10-Storey	15-Storey
	The length of the link beams (cm)		
Shear Link	60	60	60
Shear- Flexural Link	110	110	120
Flexural Link	190	200	225

Table.1. Length of link beams in the studied frames

بار مرده و زنده به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است و بیست درصد از بار زنده برای تعیین نیروهای زلزله مشارکت می‌کنند. بارهای مرده و زنده به صورت بار گسترده یکنواخت به عنوان بار ثقلی بر روی تیرها منظور شده‌اند و نیروهای ناشی از زلزله با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی و با توجه به آیین‌نامه ASCE7-16 و طیف شتاب این آیین‌نامه تعیین شده است. مصالح فولادی مفروض در این مدل‌ها ST37، فولاد ساختمانی رایج در ایران با تنش تسلیم و گسیختگی ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال به ترتیب می‌باشد.

با توجه به این‌که هدف این پژوهش بررسی عملکرد لرزه قاب‌های مهاربندی شده و اگر با طول‌های متفاوت برای تیرهای پیوند است؛ طول‌های متفاوت مطابق با جدول (۱) به شکلی انتخاب شد که عملکرد تیرهای پیوند در سه حوزه عملکرد برشی، برشی-خمشی و خمشی باشد.

### ۲-۲- مشخصات مقاطع مدل‌های مورد مطالعه

مقاطع فولادی مورد استفاده در طراحی مدل‌های مورد مطالعه، مقاطع استاندارد TUBO برای ستون‌ها و مهاربندها و مقاطع استاندارد IPE برای تیرها به کار گرفته شده است که در جدول‌های (۲ تا ۴) خلاصه‌ای از طراحی اعضای مختلف قاب‌های مورد مطالعه ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات مقاطع ستون‌های قاب‌های مورد مطالعه

5-story frame with shear link	St	Axis A & F	Axis B & E	Axis C & D
	3-1	TUBO	TUBO	TUBO
5-4	TUBO	TUBO	TUBO	TUBO
		100X100X10	180X180X16	180X180X16
		100X100X10	100X100X12.5	100X100X12.5

5-story frame with shear-link flexural link	3-1	TUBO	TUBO	TUBO
	5-4	TUBO	TUBO	TUBO
		100X100X10	100X100X12.5	100X100X12.5
5-story frame with shear-link flexural link	5-1	TUBO	TUBO	TUBO
			100X100X10	100X100X10
10-story frame with shear-link flexural link	4-1	TUBO	TUBO	TUBO
			160X160X10	160X160X10
	6-5	TUBO	TUBO	TUBO
		120X120X10	120X120X10	120X120X10
10-story frame with shear-link flexural link	10-7	TUBO	TUBO	TUBO
			140X140X7.1	140X140X7.1
	4-1	TUBO	TUBO	TUBO
		160X160X10	160X160X10	160X160X10
10-story frame with shear-link flexural link	6-5	TUBO	TUBO	TUBO
			120X120X10	120X120X10
	10-7	TUBO	TUBO	TUBO
		120X120X7.1	120X120X7.1	120X120X7.1
10-story frame with shear-link flexural link	6-1	TUBO	TUBO	TUBO
			160X160X10	160X160X10
	10-7	TUBO	TUBO	TUBO
		120X120X7.1	120X120X7.1	120X120X7.1
15-story frame with shear-link flexural link	3-1	TUBO	TUBO	TUBO
			180X180X10	180X180X10
	9-4	TUBO	TUBO	TUBO
			160X160X10	160X160X10
	12-10	TUBO	TUBO	TUBO
		140X140X7.1	140X140X7.1	140X140X7.1
15-story frame with shear-link flexural link	15-13	TUBO	TUBO	TUBO
			120X120X7.1	120X120X7.1
	6-1	TUBO	TUBO	TUBO
			180X180X10	180X180X10
	12-7	TUBO	TUBO	TUBO
		140X140X10	140X140X10	
15-story frame with shear-link flexural link	15-13	TUBO	TUBO	TUBO
			120X120X7.1	120X120X7.1
	3-1	TUBO	TUBO	TUBO
			180X180X10	180X180X10
	6-4	TUBO	TUBO	TUBO
		160X160X10	160X160X10	
15-story frame with shear-link flexural link	12-7	TUBO	TUBO	TUBO
			140X140X10	140X140X10
	15-13	TUBO	TUBO	TUBO
			120X120X7.1	120X120X7.1
	3-1	TUBO	TUBO	TUBO
		180X180X10	180X180X10	
15-story frame with shear-link flexural link	6-4	TUBO	TUBO	TUBO
			160X160X10	160X160X10
	12-7	TUBO	TUBO	TUBO
			140X140X10	140X140X10
	15-13	TUBO	TUBO	TUBO
		80X80X7.1	80X80X7.1	

Table.2. Properties of the columns' sections in the studied frames

جدول ۳. مشخصات مقاطع تیرهای قاب‌های مورد مطالعه

	St	Axis E-F & A-B	Axis D-E & B-C	Axis D-C
		5-story frame with shear-link flexural link	3-1	IPE270
	5-4	IPE240	IPE240	IPE240
5-story frame with shear-link flexural link	3-1	IPE270	IPE300	IPE270
	5-4	IPE270	IPE270	IPE270
5-story frame with shear-link flexural link	5-1	IPE240	IPE240	IPE240
	8-1	IPE270	IPE270	IPE270
10-story frame with shear-link flexural link	10-9	IPE240	IPE240	IPE240
	10-1	IPE240	IPE240	IPE240
10-story frame with shear-link flexural link	10-1	IPE240	IPE240	IPE240
	15-1	IPE270	IPE270	IPE270
15-story frame with shear-link flexural link	15-1	IPE270	IPE270	IPE270
	15-1	IPE270	IPE270	IPE270

Table.3. Properties of the beams' sections in the studied frames

در این پژوهش برای شبیه‌سازی رفتار غیرالاستیک لینک برشی از المان غیرالاستیک لینک برشی متناسب به آنگ<sup>۲</sup> و ریچارد<sup>۳</sup> استفاده می‌شود که این المان مذکور بر اساس مدل رامادان<sup>۴</sup> و قباراه<sup>۵</sup> استوار است. این مدل در شکل‌های (۳ و ۴) نشان داده می‌شود [18].

شکل ۳. رابطه نیرو-تغییر شکل برای فنر انتقالی ترکیبی [18]

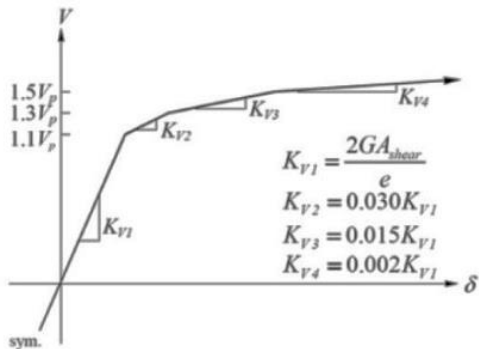


Fig.3. Force-deformation relationship for the hybrid transmission spring [18]

شکل ۴. مدل تحلیلی استفاده شده برای لینک برشی [18]

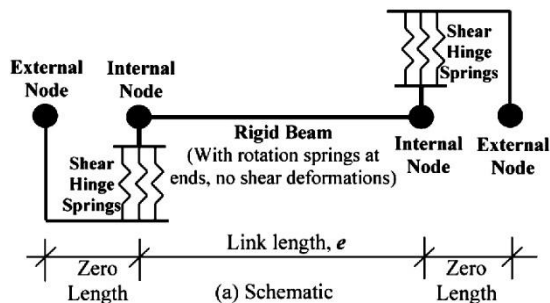


Fig.4. Analytical model for shear link [18]

در این مدل دو گره در دو انتهای لینک به عنوان گره‌های خارجی<sup>۶</sup> (اصلی) و داخلی<sup>۷</sup> (تابع گره اصلی) با مختصات یکسان تعریف می‌شود. بنابراین فاصله بین هر گره خارجی و داخلی برابر با صفر می‌باشد [18]. در هریک از دو انتهای المان لینک، سه فنر انتقالی موازی<sup>۸</sup> وجود دارد که درجه آزادی تغییر شکل قائم گره‌های اولیه و تابع را به هم وابسته می‌کند و همه فنرهای انتقالی موجود در یک انتها، به صورت سری با همه

جدول ۴. مشخصات مقاطع مهاربندهای قاب‌های مورد مطالعه

	St	The braced member on the left side of B-C span & right side D-E span	The braced member on the right side of B-C span & left side D-E span
5-story frame with shear link	3-1	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	5-4	TUBO100X100X7.1	TUBO100X100X7.1
5-story frame with shear-flexural link	3-1	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	5-4	TUBO100X100X7.1	TUBO100X100X7.1
5-story frame with flexural link	3-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	5-4	TUBO100X100X7.1	TUBO100X100X7.1
10-story frame with shear link	4-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	8-5	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	10-9	TUBO90X90X7.1	TUBO90X90X7.1
10-story frame with shear-flexural link	4-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	8-5	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	10-9	TUBO100X100X7.1	TUBO100X100X7.1
10-story frame with flexural link	4-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	8-5	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	10-9	TUBO90X90X8	TUBO90X90X8
15-story frame with shear link	9-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	12-10	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	15-13	TUBO90X90X7.1	TUBO90X90X7.1
15-story frame with shear-flexural link	9-1	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	12-10	TUBO120X120X7.1	TUBO120X120X7.1
	15-13	TUBO90X90X7.1	TUBO90X90X7.1
15-story frame with flexural link	9-1	TUBO180X126X8	TUBO180X126X8
	12-10	TUBO140X140X7.1	TUBO140X140X7.1
	15-13	TUBO100X100X7.1	TUBO100X100X7.1

Table.4. Properties of the EBFs' sections in the studied frames

### ۳-۲- مدلسازی غیرخطی قاب‌های طراحی شده برای تحلیل‌های غیرخطی

به منظور مطالعه رفتار و عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا، پس از تحقیق و بررسی، ساختار نرم‌افزاری OpenSees<sup>۱</sup> برای شبیه‌سازی رفتار قاب‌های مهاربندی شده واگرا انتخاب و استفاده شده است.

2 Uang  
3 Richard  
4 Ramadan  
5 Ghobarah  
6 External node  
7 Internal node  
8 Shear Hinge Spring

تیرها و ستون‌ها در دهانه مهاربندی شده با استفاده از فولاد Steel02، مقطع Fiber و المان Force-Based Beam-Column Element مدل شده‌اند. این المان، پلاستیسته را در کل طول عضو در نظر می‌گیرد [19]. ستون معادل با استفاده از المان elasticBeamColumn مدل شده است و مهاربندها با استفاده از فولاد Steel02 و المان truss مدل شده اند [19]. لازم به ذکر است که مصالح Steel02 به منظور شبیه سازی رفتار چرخه ای المان‌ها استفاده می‌شود.

#### ۴-۲- مشخصات رکوردهای انتخاب شده

در طراحی لرزه‌ای سازه‌های واقع در نزدیکی گسل مسبب زلزله در حوزه نزدیک گسل (ناحیه‌ای با فاصله کمتر از ۲۰ تا ۳۰ کیلومتر از گسل) باید خصوصیات ویژه‌ای از حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل در نظر گرفته شود [20, 21].

این حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل می‌تواند شدیدتر از حرکات نیرومند زمین در حوزه دور از گسل (ناحیه‌ای با فاصله بیشتر از ۲۰ تا ۳۰ کیلومتر از گسل) باشد، به ویژه در سایت‌هایی که آثار پیش‌روندگی<sup>۱</sup> را تجربه می‌کند. هنگامی که راستای پارگی گسل و راستای لغزش لرزه‌ای روی یک گسل هم‌تراز با سایت باشد، ایجاد ویژگی پیش‌روندگی را در یک سایت مشخص نتیجه می‌دهد. علاوه بر این، برای رخ دادن پیش‌روندگی باید بخش قابل توجهی از پارگی گسل بین سایت و مرکز زلزله واقع شود. بخش غالب انرژی در حرکت پیش‌روندگی، در یک باند فرکانسی باریک متمرکز می‌شود و به عنوان یک یا چند پالس سرعت با شدت بالا متمایل به راستای عمود بر گسل، تعریف می‌شود [20, 21].

کرنل و شومه نشان دادند که برای سازه‌هایی با پرپود کوتاه و یا متوسط، در صورتی که از  $S_a(T_1, 5\%)$  به عنوان معیار شدت زمین‌لرزه استفاده شود، معمولاً تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد به منظور ارزیابی نیاز لرزه‌ای سازه کافی می‌باشد [22]. در این مطالعه از ۱۰ رکورد استفاده شده است که همگی دارای ویژگی پیش‌روندگی می‌باشند. این رکوردها که با دقت از پایگاه داده‌های PEER انتخاب شده‌اند، با روش یکسانی پردازش

فنرهای انتقالی موجود در سمت دیگر عمل می‌کند [18]. به منظور در نظر نگرفتن دوباره برش الاستیک در مدل، سختی برشی الاستیک از المان تیر با تعیین هیچ‌گونه تغییرشکل برشی حذف می‌شود. این فنرهای انتقالی برای تسلیم برشی مدل استفاده می‌شود، اما ممکن است ترکیبی از تسلیم برشی و خمشی و یا تسلیم خمشی بر پاسخ لینک غالب شود [18]. بنابراین مدل باید برای این مورد اصلاح شود. پس ماتریس سختی خمشی المان تیر به منظور ایجاد یک تیر صلب با فنرهای انتقالی در دو انتها اصلاح می‌شود. سختی خمشی پس‌کمانشی لینک، معادل با ۵٪ سختی خمشی الاستیک لینک بر اساس آزمایش‌های UTA (دانشگاه تگزاس) در نظر گرفته می‌شود [18]. تغییر مکان افقی هر گره داخلی به منظور برابری با گره خارجی متناظر، محدود می‌شود. درجه آزادی تغییرشکل پیش‌خی گره‌های داخلی از گره‌های خارجی متناظر تبعیت می‌کند. اگرچه مدل‌های قبلی دارای رفتار تسلیم خمشی چندخطی هستند، اما تسلیم خمشی دوخطی و دقت این مدل به وسیله ریچارد و با مطالعه تصحیحی با مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برای تعدادی از تیرهای پیوند UTA با فولادی A992، راستی‌آزمایی شده است [18].

برای محاسبه جرم متمرکز قاب، بارهای مرده کل به علاوه ۲۰٪ از بار زنده تشکیل می‌شود و جرم‌ها در طول گره‌های طبقه توزیع می‌شود. به منظور در نظر گرفتن اثر سیستم بارهای ثقلی داخلی بر تقویت آثار P-Delta در قاب‌های اصلی ساختمان سه بعدی، ستون مایل برای قاب‌های دوبعدی حاضر تعریف می‌شود. در آنالیز مدل‌ها، تغییرشکل‌های برشی در اعضا، به ویژه در تیرهای پیوند، در نظر گرفته می‌شود.

همان‌گونه که در طراحی سازه اتصالات به صورت گیردار فرض شده بودند، در مدل تحلیلی نیز اتصالات تیر به ستون و ستون به صفحه ستون در دهانه مهاربندی به دلیل وجود صفحه اتصال مهاربند به قاب، به صورت گیردار مدل شده‌اند. همچنین برای جلوگیری از پیچیده‌تر شدن مدل، پی سازه به صورت صلب مدل شده و اجازه بلند شدن به فنداسیون‌های قاب‌های مورد مطالعه داده نشده است.

طوری که برای همگرا نمودن مدل، الگوریتم‌های حل مختلف و گام‌های زمانی متفاوت را در خطاهای مختلف می‌آزماید. برای بررسی ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، در حدود ۲۰۰۰ تحلیل دینامیکی افزایشی روی قاب‌های مورد نظر انجام شد و نتایج به دست آمده به صورت منحنی‌های IDA توسط صدک‌های ۱۶٪ و ۵۰٪ (میان) و ۸۴٪ در شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵ درصد برحسب بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مطابق شکل (۵ الف تا خ) بدست آمدند. همچنین در این شکل‌ها نقطه متناظر با حالت حدی هر یک از سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه ( $IO^0$ ) و آستانه فروریزش ( $CP^1$ ) معرفی شده در جدول (۶)، بر روی منحنی‌های IDA نشان داده شده است.

جدول ۶. حالات حدی برای سطوح عملکرد مختلف اجزای سازه‌ای.

Performance Level	Damage Measure	Limit State	Reference
IO	Residual Drift	0.50%	FEMA351
	Drift	2× Elastic Limit ≈1%	≈FEMA356
CP	Drift (or)	10%	FEMA351
	Slope of IDA Curve	0.2 Se*	FEMA351

Table.6. Limit states for different structural performance level.

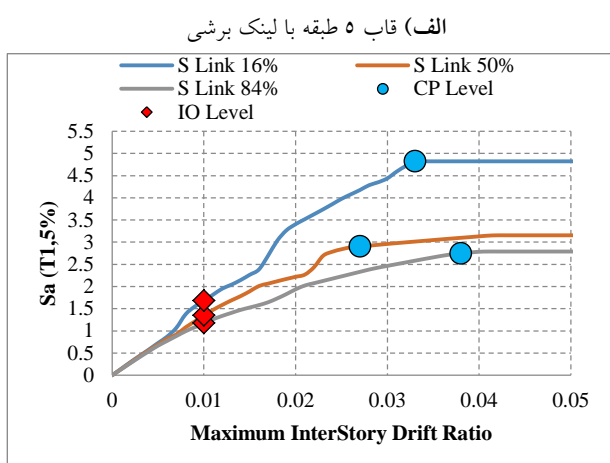


Fig. 5. Capacity points for IO & CP levels on IDA curves  
a) 5-story frame with shear link

5 Immediate Occupancy  
6 Collapse Prevention

شدند [23]. در انتخاب رکوردها سعی شده محدوده متنوعی از بزرگا، فاصله، دوام، زمان و مکان وقوع در نظر گرفته شود. مشخصات رکوردهای انتخاب شده در جدول (۵) آورده شده است.

جدول ۵. زلزله‌های استفاده شده در مطالعه [20, 21].

Record ID	Event	Station	Mechanism	R (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
GM 1	Parkfield	Cholame #2	SS <sup>1</sup>	0.1	0.476	75
GM 2	Morgan Hill	Coyote lake dam	SS	0.1	1.298	68.7
GM 3	Imprial Valley	El Centro array #5	SS	1.0	0.519	91.5
GM 4	Duzce	Bolu	SS	17.6	0.82	62.1
GM 5	Northridge	NewHall-fire Sta	R <sup>2</sup>	7.1	0.72	120
GM 6	Kobe	KJMA (Kobe)	SS	0.6	0.821	96
GM 7	Northridge	Pacoima dam (upper left)	SS	8	1.585	107
GM 8	Erzincan, Turkey	Erzincan	OB <sup>3</sup>	2.0	0.49	95.5
GM 9	Parkfield	Temblor		9.9	0.272	17.5
GM 10	Loma Prieta	LGPC		6.1	0.65	102

Table.5. Earthquake records used in this study

### ۳- نتایج و تفسیر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی

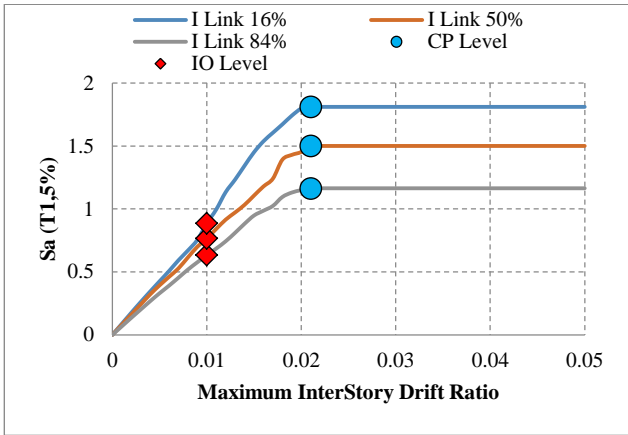
به منظور ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، تحلیل دینامیکی افزایشی برای رکوردهای GM1 تا GM10 انجام شد. برای مقیاس کردن رکوردها از گام‌های ثابت با طول  $\Delta IM = \Delta S_a(T_1, 5\%) = 0.1g$  استفاده شد که البته در برخی موارد برای دستیابی به دقت بالاتری برای تحلیل دینامیکی افزایشی، گام‌های کوچکتر  $\Delta IM = \Delta S_a(T_1, 5\%) = 0.05g$  برای مقیاس کردن رکوردها استفاده شده است.

در برخورد با مسئله همگرایی از الگوریتم Try Everything پیشنهاد شده توسط هاسلتون<sup>۴</sup> در OpenSees استفاده شد به

- 1 Strike-slip
- 2 reverse
- 3 oblique-slip
- 4 Haselton

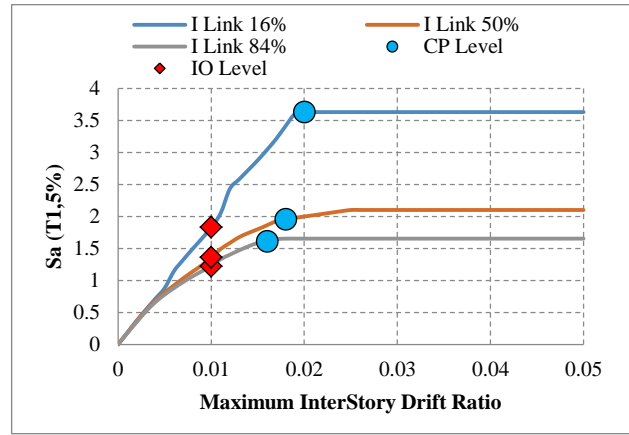


ث) قاب ۱۰ طبقه با لینک برشی خمشی



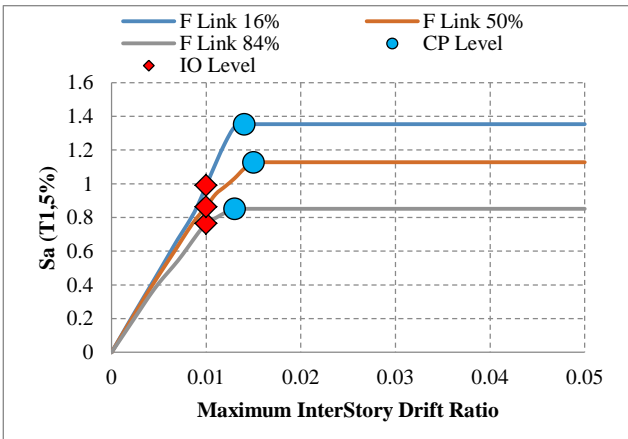
e) 10-story frame with a shear-bending link

ب) قاب ۵ طبقه با لینک برشی خمشی



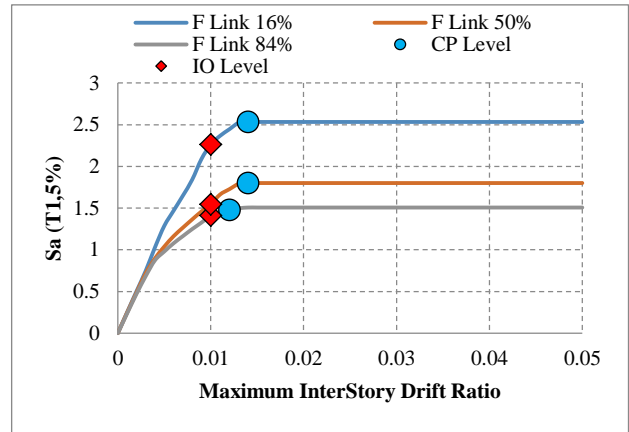
b) 5-story frame with shear-bending link

ج) قاب ۱۰ طبقه با لینک خمشی



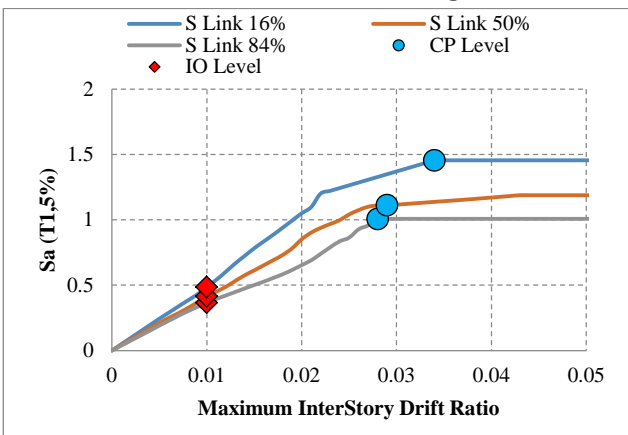
f) 10-story frame with flexural link

پ) قاب ۵ طبقه با لینک خمشی



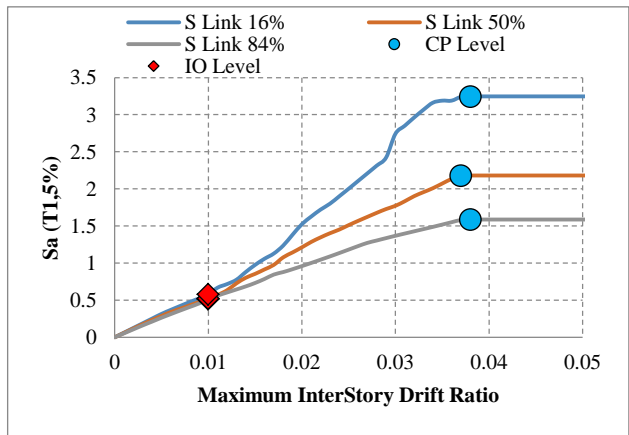
c) 5-story frame with flexural link

چ) قاب ۱۵ طبقه با لینک برشی



g) 15-story frame with shear link

ت) قاب ۱۰ طبقه با لینک برشی



d) 10-story frame with shear link

از مقدار شتاب طیفی وارده به قاب‌های نظیر با لینک برشی-خمشی است.

۴- مقدار شتاب طیفی وارده  $S_a(T_1, 5\%)$  به قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی-خمشی به ترتیب ۱۷، ۳۳ و ۱۰ درصد بیشتر از مقدار شتاب طیفی وارده به قاب‌های نظیر با لینک خمشی است.

۵- در قاب‌های با لینک خمشی بیشتر فاصله کمی بین سطوح عملکرد IO و CP وجود دارد که علت را می‌توان شکل‌پذیری کم در قاب‌های مهاربندی با لینک خمشی قلمداد کرد.

۶- با افزایش طول لینک، ظرفیت قاب‌ها به شدت کاهش می‌یابد.

۷- با افزایش تعداد طبقات ظرفیت قاب‌ها به شدت کاهش می‌یابد.

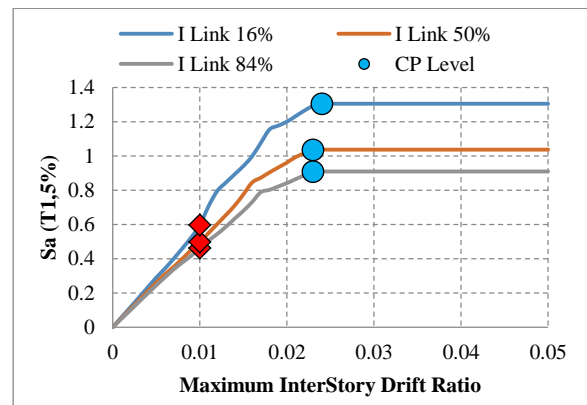
#### ۴- بررسی و مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد مختلف بر اساس احتمال ۵۰ درصد

منحنی‌های شکنندگی بر مبنای فلسفه احتمالی پاسخ سازه‌ها شکل می‌گیرند و خسارت وارد شده به سازه را با رویکردی احتمالاتی بیان می‌کنند. به طور معمول در تهیه منحنی‌های شکنندگی از لگاریتم طبیعی متغیرهای تصادفی پیوسته به عنوان ورودی تابع توزیع نرمال استفاده می‌شود. در این صورت می‌توان این تابع را تابع توزیع لوگ‌نرمال نامید.

برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت زیر منحنی نرمال استفاده می‌شود و به آن تابع توزیع تجمعی نرمال گفته می‌شود. تابع توزیع تجمعی، یک تابع غیر صفر هم‌نوی صعودی است که احتمال آن‌که متغیر تصادفی X دارای مقداری کوچک‌تر از X باشد را نشان می‌دهد.

رابطه (۱) تابع شکنندگی را که مبین احتمال تجاوز  $EDP^2$  (پارمتر تقاضای مهندسی یا پارمتر نشان‌دهنده پاسخ سازه در مقابل تحریکات ورودی مانند جابه‌جایی مرکز جرم بام، بیشترین دررفت میان‌طبقه‌ای و غیره) مورد نظر از یک حد مرزی مشخص  $DS^3$  (سطح عملکردی یا حالت حدی خرابی

ح) قاب ۱۵ طبقه با لینک برشی-خمشی

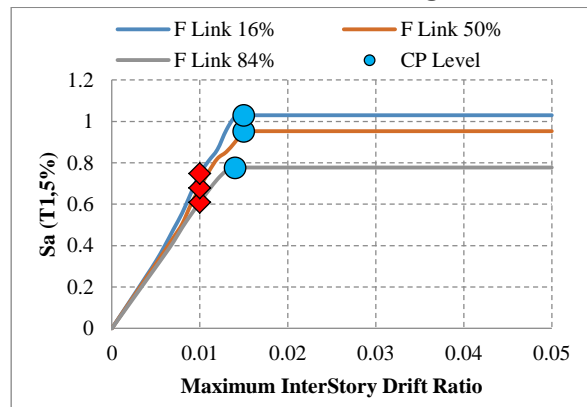


h) 15-story frame with shear-bending link

شکل ۵. نقاط ظرفیت سطوح عملکرد IO و CP بر روی منحنی‌های صدک

۱۶ و ۵۰ و ۸۴ درصد منحنی‌های IDA

خ) قاب ۱۵ طبقه با لینک خمشی



i) 15-story frame with flexural link

نتایج زیر در مورد منحنی‌های فوق قابل ذکر است:

۱- مقدار پارمتر بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات ( $MIDR^1$ ) در قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مهاربندی با لینک برشی به ترتیب تقریباً ۶۸، ۷۶ و ۸۷ درصد بیشتر از مقدار این پارمتر در قاب‌های مهاربندی با لینک برشی-خمشی می‌باشد.

۲- مقدار پارمتر بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات ( $MIDR$ ) در قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مهاربندی با لینک برشی-خمشی به ترتیب ۷۹، ۴۰ و ۵۳ درصد بیشتر از مقدار این پارمتر در قاب‌های مهاربندی با لینک خمشی است.

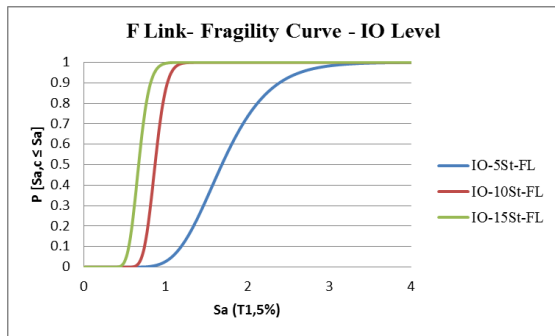
۳- مقدار شتاب طیفی وارده  $S_a(T_1, 5\%)$  به قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی به ترتیب ۵۰، ۴۵ و ۱۵ درصد بیشتر

2 Engineering Demand Parameter

3 Damage State

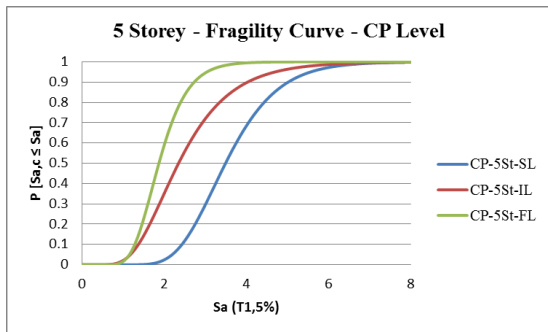
1 Maximum Interstory Drift Ratio

پ) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک خمشی در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه



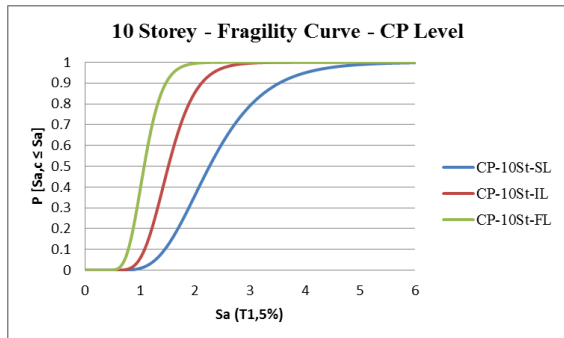
c) 5, 10, 15-story frames with flexural link in IO level

ت) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی در سطح عملکرد آستانه فروریزش



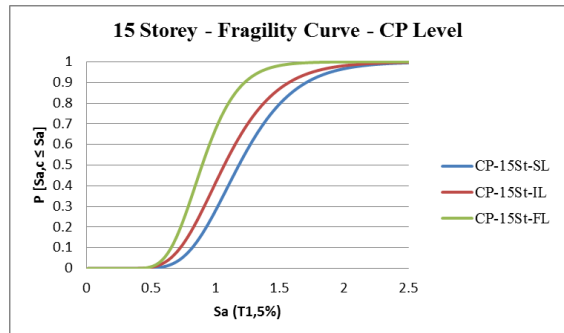
d) 5, 10, 15-story frames with shear link in CP level

ث) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی-خمشی در سطح عملکرد آستانه فروریزش



e) 5, 10, 15-story frames with shear-flexural link in CP level

ج) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک خمشی در سطح عملکرد آستانه فروریزش



f) 5, 10, 15-story frames with flexural link in CP level

6. Fragility curves

متناظر با EDP مورد نظر) را در شدت  $IM^1$  (پارامتر بیان‌کننده شدت لرزش زمین مانند  $PGA$ ،  $PGV$ ،  $S_a$  و غیره) نشان می‌دهد.

$$P = P[EDP > DS | IM] = 1 - P[EDP < DS] = 1 - \quad (1)$$

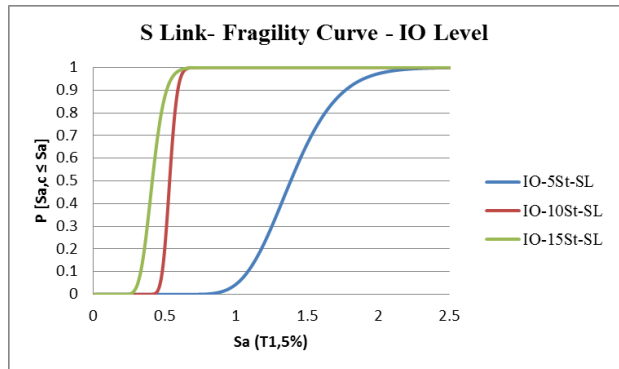
$$\Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)$$

در رابطه (۱)،  $\mu$  و  $\sigma$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار متغیر  $X$  هستند.

با توجه به این‌که منحنی‌های شکنندگی، احتمال فراگذشت نیاز از ظرفیت را نشان می‌دهند و با توجه به اینکه پارامتر شدت در منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفته است، لذا مطابق شکل ۶ (الف تا ج) منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه در سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش مورد ارزیابی قرار گرفته است.

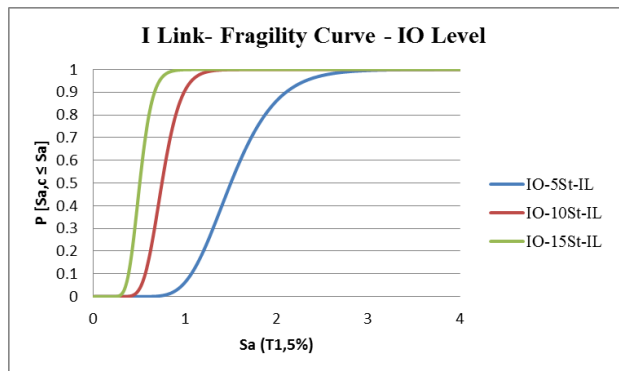
شکل ۶. منحنی‌های شکنندگی

الف) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه



a) 5, 10, 15-story frames with shear link in IO level

ب) قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با لینک برشی-خمشی در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه



b) 5, 10, 15-story frames with shear-flexural link in IO level

1 Intensity Measure

۲- در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بر اساس احتمال ۵۰٪، با افزایش تعداد طبقات به شدت ظرفیت قاب‌ها کاهش می‌یابد، به طوری که ظرفیت قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه تقریباً ۶۰ تا ۷۰ درصد کمتر از ظرفیت قاب‌های ۵ طبقه است. علت این مورد را می‌توان افزایش تأثیر مودهای بالاتر دانست و همچنین می‌توان خاطر نشان کرد که قاب‌های کوتاه‌مرتبه سختی بیشتری نسبت به قاب‌های بلندمرتبه دارند.

۳- در سطح عملکرد آستانه فروریزش بر اساس احتمال ۵۰٪، قاب‌های با لینک برشی دارای ظرفیت بیشتری است و این اختلاف محسوس است.

۴- اختلاف ظرفیت بین قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه با لینک‌های مختلف، بسیار بیشتر از اختلاف ظرفیت بین قاب‌های ۱۵ طبقه با لینک‌های مختلف است. به طوری که ظرفیت قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه با لینک برشی-خمشی تقریباً نصف ظرفیت قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه با لینک برشی است ولی ظرفیت قاب ۱۵ طبقه با لینک برشی-خمشی تنها ۱۰٪ کمتر از ظرفیت قاب ۱۵ طبقه با لینک برشی است.

۵- در سطح عملکرد آستانه فروریزش بر اساس احتمال ۵۰٪ نیز با افزایش تعداد طبقات به شدت ظرفیت قاب‌ها کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، شدت کاهش ظرفیت نیز کاهش می‌یابد.

## ۵- نتیجه‌گیری

با توجه به کاربرد و توسعه مهندسی زلزله بر اساس عملکرد و همچنین با توجه به حساس بودن انتخاب سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، در این پژوهش به مطالعه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا پرداخته شد. در این بخش به جمع‌بندی نتایجی که در بخش‌های قبل بدست آمده است، به شرح ذیل پرداخته می‌شود:

- در قاب‌های با لینک خمشی بیشتر فاصله کمی بین سطح عملکرد IO و CP وجود دارد که علت را می‌توان شکل‌پذیری کم در قاب‌های مهاربندی با لینک خمشی قلمداد کرد.

شکل‌های (۷ و ۸) مقایسه‌ای از منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش با احتمال ۵۰٪ بین قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه صورت گرفته است، که هدف از این بررسی، ارزیابی عملکرد تیرپیوند در محدوده‌های عملکرد برشی، برشی-خمشی و خمشی است.

شکل ۷. ۵۰ درصد احتمال فراگذشت شتاب طیفی وارده از ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه بر اساس گروه‌بندی بر مبنای نوع عملکرد تیر پیوند در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه

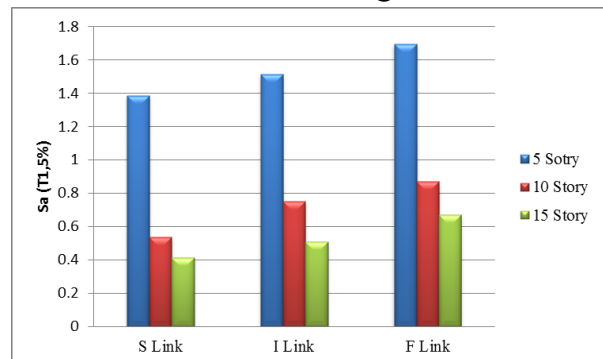


Fig. 7. 50% probability of exceedance of  $S_a$  for the studied frames based on the type of link's performance in CP level

شکل ۸. ۵۰ درصد احتمال فراگذشت شتاب طیفی وارده از ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه بر اساس گروه‌بندی بر مبنای نوع عملکرد تیر پیوند در سطح عملکرد آستانه فروریزش

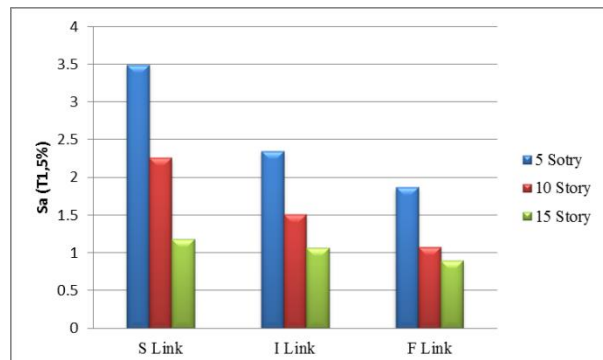


Fig. 8. 50% probability of exceedance of  $S_a$  for the studied frames based on the type of link's performance in IO level

از شکل‌های فوق نتایج زیر به دست می‌آید:

- ۱- در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بر اساس احتمال ۵۰٪، قاب‌های با لینک خمشی دارای ظرفیت بیشتری هستند. علت این مورد را می‌توان شکل‌پذیری پایین قاب‌های با لینک خمشی دانست و این که رفتار قاب‌های با لینک خمشی رفتاری تردتر نسبت به قاب‌های با لینک برشی است.

- dynamic behavior of eccentrically braced steel frames under near-fault earthquakes," *J. Steel Struct.*, vol. 4, no. 2, pp. 45–58, 2008.
- [7] C. K. Gulec, B. Gibbons, A. Chen, and A. S. Whittaker, "Damage states and fragility functions for link beams in eccentrically braced frames," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 67, no. 9, pp. 1299–1309, 2011.
- [8] R. Eskandari and D. Vafaei, "Effects of near-fault records characteristics on seismic performance of eccentrically braced frames," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 56, no. 5, pp. 855–870, 2015.
- [9] P. FEMA, "Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," 2000.
- [10] M. S. Speicher and J. L. Harris III, "Collapse prevention seismic performance assessment of new eccentrically braced frames using ASCE 41," *Eng. Struct.*, vol. 117, pp. 344–357, 2016.
- [11] C. D. Poland and A. D. Mitchell, "A New Seismic Rehabilitation Standard—ASCE/SEI 41-06," in *New Horizons and Better Practices*, 2007, pp. 1–2.
- [12] ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures," *ASCE/SEI 7-10-2010*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.
- [13] E. M. Ün, M. A. Q. Al-Janabi, and C. Topkaya, "Seismic performance evaluation of eccentrically braced frames with long links using FEMA P695 methodology," *Eng. Struct.*, vol. 258, p. 114104, 2022.
- [14] FEMA P695, *Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695*. Federal Emergency Management Agency Washington, District of Columbia, 2009.
- [15] D. Vamvatsikos, *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*. Stanford University, 2002.
- [16] A. Specification, "Specification for structural steel buildings," *ANSI/AISC 360-16*.
- [17] ASCE, "Minimum design loads and Associated Criteria for buildings and other structures," *ASCE/SEI 7-16-2016*.
- [18] D. Özhendekci and N. Özhendekci, "Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behaviour of eccentrically braced chevron steel frames," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 64, no. 3, pp. 326–343, 2008, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.07.009>.
- [19] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, vol. 264, no. 1, pp. 137–158, 2006.
- [20] J. D. Bray and A. Rodriguez-Marek, "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 24, no. 11, pp. 815–828, 2004, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.05.001>.
- [21] J. L. Gillie, A. Rodriguez-Marek, and C. McDaniel, "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 1, pp. 273–285, 2010, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.014>.
- [22] N. Shome, C. A. Cornell, P. Bazzurro, and J. E. Carballo, "Earthquakes, records, and nonlinear responses," *Earthq. spectra*, vol. 14, no. 3, pp. 469–500, 1998.
- [23] "PEER Strong Motion Database Website."
- با افزایش طول لینک و تمایل تیرپیوند به عملکرد خمشی، ظرفیت قاب‌ها به شدت کاهش می‌یابد.
  - با افزایش تعداد طبقات و رفتار خمشی کلی قاب در ارتفاع، ظرفیت قاب‌ها به شدت کاهش می‌یابد.
  - در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بر اساس احتمال ۰.۵۰٪، قاب‌های با لینک خمشی دارای ظرفیت بیشتری هستند.
  - در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بر اساس احتمال ۰.۵۰٪، با افزایش تعداد طبقات به شدت ظرفیت قاب‌ها کاهش می‌یابد، به طوری که ظرفیت قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه تقریباً ۶۰ تا ۷۰ درصد کمتر از قاب‌های ۵ طبقه است.
  - در سطح عملکرد آستانه فروریزش بر اساس احتمال ۰.۵۰٪، قاب‌های با لینک برشی دارای ظرفیت بیشتری است و این اختلاف محسوس می‌باشد.
  - در سطح عملکرد آستانه فروریزش بر اساس احتمال ۰.۵۰٪ نیز با افزایش تعداد طبقات به شدت ظرفیت قاب‌ها کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، شدت کاهش ظرفیت نیز کاهش می‌یابد.
  - در مجموع رفتار قاب‌های دارای تیرپیوند با عملکرد برشی در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش مطلوب‌تر از تیرهای پیوند با سایر عملکردها ارزیابی می‌شود.

## منابع

- [1] K. Kasai and E. P. Popov, "Cyclic web buckling control for shear link beams," *J. Struct. Eng.*, vol. 112, no. 3, pp. 505–523, 1986, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:3\(505\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:3(505)).
- [2] A. Ghobarah and T. Ramadan, "Seismic analysis of links of various lengths in eccentrically braced frames," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 18, no. 1, pp. 140–148, 1991.
- [3] M. D. Engelhardt and E. P. Popov, "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames," *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 11, pp. 3067–3088, 1992, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:11\(3067\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:11(3067)).
- [4] al- Hussaini and S.Saad, "Inelastic behavior of eccentrically braced frame with several links length," in *1st International Congress on Earthquake and Lightweight Construction*, 2005.
- [5] T. Okazaki and M. D. Engelhardt, "Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel," *J. Constr. steel Res.*, vol. 63, no. 6, pp. 751–765, 2007, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.08.004>.
- [6] F. Daneshjou and B. Badrlou, "Nonlinear

# Assessment of Seismic Performance of Eccentrically Braced Frames (EBF) by Fragility Curves

Mohammad Fallah Asl<sup>1</sup>, Mohsen Gerami<sup>2\*</sup>, Ali Kheyroddin<sup>3</sup>

1- MS.c of Earthquake Engineering, Department of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran

2- Professor of Department of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran

3- Professor of Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Email: mgerami@semnan.ac.ir

## Abstract

Studies have shown that conventional concentrically braced frames, despite the fact that they are able to economically keep displacements within the allowable range using the truss performance, but they do not have a stable mechanism for energy loss caused by earthquakes, so the seismic performance of these frames is considered unsuitable. On the other hand, moment resistant frames usually have sufficient energy dissipation capacity to provide the required ductility, but since it is difficult to satisfy the displacement-control conditions in these frames, they require the use of large-sized members and expensive reinforcement plates for panel zones making the moment frames uneconomical. Due to the fact that it is difficult to satisfy the displacement-control conditions in flexural frames, researchers invented eccentrically braced frames in the 1970s, which can economically satisfy both criteria of seismic design of structures. The studies conducted on the length of the link beam in eccentrically braced frames showed that the short link beams mainly yielded in shear mode and the long link beams yielded in flexural mode or a combination of flexural and shear modes. Also, the investigation of the effect of the beam's length on the ductility of the eccentrically braces using pushover analysis showed that the length of the beam has a significant effect on the amount of energy consumption, the mechanism of destruction of the system and the amount of stress that is transferred to other parts of the frame. Due to limited researches in the field of the seismic performance of eccentrically bracing systems under strong ground motions using nonlinear dynamic analyses, the necessity of this research was felt. Therefore, in this paper, the seismic behavior of eccentrically braced frames with different numbers of stories and different lengths for link beams has been studied so that the length of the link beam is within the ranges of shear, shear-flexural and flexural performances. To this end, firstly using design codes, the preliminary design of the members has been done. It should be noted that the studied frames include three groups of 2D 5-, 10-, and 15-story eccentrically braced frames with a dual system (i.e. flexural resistant frame + eccentrically braced frame). After estimating the cross-sections for all members of the studied models, OpenSees software has been used to perform incremental dynamic analyses under near-field ground motions. Then, the probability distribution of the frame's capacity was calculated and fragility curves were drawn for the studied frames at different performance levels, and finally by examining the 50% probability of exceeding the spectral acceleration from the capacity of the studied frames at the different performance levels, seismic performance of these frames have been compared with each other. The results of the nonlinear dynamic analyses and the fragility curves showed that at the performance level of collapse prevention, the performance of the eccentrically braced frames with shear link is much more suitable than the eccentrically braced frames with shear-flexural link and the performance of the eccentrically braced frames with shear-flexural link is more suitable than the eccentrically braced frames with flexural link as well.

**Keywords:** Eccentrically Braced Frame (EBF), Incremental Dynamic Analysis (IDA), Link Beam, Seismic Performance, Fragility.