

# تأثیر توالی لرزه‌یی در منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های دوگانه‌ی کوتاه‌مرتبه‌ی قاب خمشی با مهاربند واگرا

نوروز جهان (کارشناس ارشد)

امیر مهدی حیدری تفرشی (دانشجوی دکتری)

محسن گرامی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۸ (۲ - ۳۵، شماره ۴/۱، ص. ۱۱۹-۱۳۰، یادداشت‌نویس)

بعد از یک زلزله‌ی شدید، تعداد زیادی پس‌لرزه به دلیل اندرکنش پیچیده تنش بین و در داخل صفحات تکتونیکی به وقوع می‌پیوندد. اگرچه بزرگی پس‌لرزه‌ها عموماً کوچک‌تر است، لیکن شدت حرکت زمین می‌تواند بزرگ‌تر باشد و مقدار انرژی متفاوتی نسبت به زلزله‌ی اصلی داشته باشد. در پژوهش حاضر، عملکرد سازه‌های کوتاه‌مرتبه‌ی قاب خمشی فولادی با مهاربند واگرا تحت تأثیر توالی لرزه‌یی بررسی شده است. برای این منظور، سازه‌های کوتاه‌مرتبه‌ی ۳، ۵ و ۷ طبقه در نرم‌افزار Perform ۳D تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی قرار گرفته و با رسم منحنی شکنندگی سازه‌ها در سطوح عملکرد مختلف، آسیب‌پذیری لرزه‌یی سازه‌ها بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات، آسیب‌پذیری کاهش می‌یابد و احتمال فراگذشت خرابی در زلزله‌های دوراز گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل است. همچنین در بحث توالی لرزه‌یی با تکرار زلزله‌ی اصلی، معمولاً در زمانی زلزله‌ی دوم تأثیرگذار است که PGA آن از زلزله‌ی اول بزرگ‌تر باشد.

**واژگان کلیدی:** قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و دور از گسل، توالی لرزه‌یی، آسیب‌پذیری لرزه‌یی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی.

noroozejahan@gmail.com  
heidari.amirmahdi@semnan.ac.ir  
mgerami@semnan.ac.ir

## ۱. مقدمه

براساس گزارش مرکز تحقیقات ژئولوژیک ایالات متحده اندازه‌گیری شد.<sup>[۳]</sup> زلزله‌ی شدید توهوکو در تاریخ ۱۱ مارچ ۲۰۱۱ در ژاپن، ۶۰ پس‌لرزه با بزرگی ۶/۰ و با بزرگ‌تر و همچنین ۳ پس‌لرزه با بزرگی ۷/۰ ریشتر در پی داشت.<sup>[۴]</sup> بزرگی‌های پس‌لرزه‌ها معمولاً کمتر از زلزله‌ی اصلی است، اما یک رکورد پس‌لرزه ممکن است مدت زمان بیشتری، بیشینه‌ی شتاب زمین بزرگ‌تری، شدت بزرگ‌تری و انرژی متفاوتی نسبت به زلزله‌ی اصلی داشته باشد.<sup>[۵]</sup> بنابراین، تأثیر توالی‌های زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه (MS-AS)، بیشتر از زلزله‌ی اصلی به تنهایی است، به همین دلیل باید عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌ها تحت توالی لرزه‌یی بررسی و ارزیابی شود. همچنین ساختمان‌هایی که آسیب سازه‌یی دیده‌اند، بیشتر در معرض آسیب پس‌لرزه‌ها هستند. عموماً، نرخ وقوع پس‌لرزه‌ها با گذشت زمان بعد از زلزله‌ی اصلی کاهش می‌یابد. تقریباً تمامی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی در جهان فقط براساس «زلزله‌ی طرح» هستند که تأثیر زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه در نظر نمی‌گیرند. در نتیجه، نیاز به بررسی آثار توالی زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه انواع حرکت‌های زمین بر روی سازه‌های موجود است.

یک زلزله‌ی شدید می‌تواند تعداد زیادی پس‌لرزه به دلیل اندرکنش پیچیده تنش بین و داخل صفحات تکتونیکی ایجاد کند.<sup>[۱]</sup> پس‌لرزه‌ها توانایی این را دارند که خسارت شدیدی به ساختمان‌هایی که در زلزله‌ی اصلی خسارت دیده‌اند وارد کنند، همچنین باعث خسارت مالی قابل توجهی، حتی زمانی که خسارت کمی در زلزله‌ی اصلی به وجود آمده است، می‌شوند.

تاریخچه‌ی زلزله‌ها نشان داده است که بسیاری از پس‌لرزه‌ها اغلب به دنبال یک زلزله‌ی اصلی بزرگ رخ داده‌اند. در سال ۲۰۱۲، زلزله‌ی آذربایجان شرقی در تاریخ ۱۱ آگوست شمال تبریز را لرزاند که به دنبال آن پس‌لرزه‌ی بسیار شدیدی به بزرگی  $6.3M$  اندازه‌گیری شد که دقیقاً ۱۱ دقیقه بعد از زلزله‌ی اصلی با بزرگی  $8.6M$  به وقوع پیوست.<sup>[۲]</sup> در تاریخ ۱۱ آوریل ۲۰۱۲، زلزله‌یی به بزرگی  $8.6M$  اندونزی را لرزاند و فقط دو ساعت بعد از آن چند پس‌لرزه‌ی شدید با بزرگی  $8.2M$ ،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۹/۷، اصلاحیه ۱۳۹۷/۱/۱۴، پذیرش ۱۳۹۷/۱/۲۸.

DOI:10.24200/J30.2018.5211.2217

## ۲. آنالیز دینامیکی افزایشی

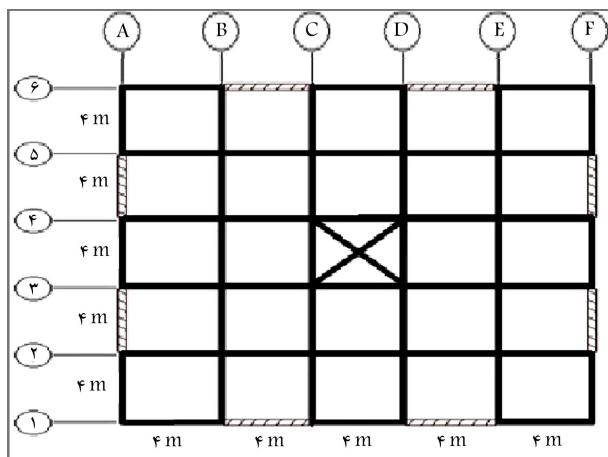
برای تهیه منحنی‌های شکنندگی از آنالیزهای مختلفی می‌توان استفاده کرد. با توجه به دقت بالاتر آنالیزهای دینامیکی غیرخطی نسبت به سایر آنالیزها، در پژوهش حاضر از روش آنالیز دینامیکی افزایشی استفاده شده است. برای آنکه احتمال خسارت سازه در سطوح مختلف شناسایی شود، لازم است سازه تحت سطوح مختلف بررسی شود. برای این منظور از روش تحلیل دینامیکی فراینده و همچنین نرم‌افزار 3D Perform<sup>[۱۶]</sup> برای انجام تحلیل‌های دینامیکی جهت بررسی رفتار سازه‌ها استفاده شده است. در روش تحلیل دینامیکی فراینده، یک مجموعه مناسبتی از شتاب‌نگاشت‌های زلزله انتخاب می‌شود و سپس آن‌ها به PGAهای مختلف مقیاس می‌شوند. با هر یک از شتاب‌نگاشت‌های منتخب، تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود، تا عملکرد دینامیکی سازه به دست آید.<sup>[۱۷]</sup> لذا رفتار دینامیکی سازه در شدت‌های مختلف به دست می‌آید که می‌توان از آن‌ها در تهیه منحنی شکنندگی استفاده کرد.

## ۳. مدل‌سازی سازه‌های قاب خمشی با مهاربند

هدف از انجام پژوهش حاضر، بررسی تأثیر توالی لرزه‌ی در منحنی شکنندگی سازه‌های قاب خمشی با مهاربند و اگر است (EBF)<sup>۶</sup>، برای این منظور، ۳ سازه کوتاه‌مرتبه‌ی ۳، ۵ و ۷ طبقه در نرم‌افزار ETABS تحلیل و براساس میخث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند. پلان سازه‌های مورد بررسی، به صورت مربع با ۵ دهانه به طول ۴ متر در هر دو جهت بوده است (شکل ۱). قاب‌های محیطی شامل قاب‌های ۱، ۶، A و F و قاب‌های داخلی شامل سایر قاب‌هاست. مقاطع طراحی شده برای اعضا در شکل‌های ۲ الی ۴ و جدول ۱ مشاهده می‌شوند.

## ۴. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در پژوهش حاضر

برای ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها از ۲ شتاب‌نگاشت دور از گسل نورتریج و کالیفرنیا و ۲ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل طبس و کوه استفاده شده است (جدول ۲). به منظور



شکل ۱. پلان سازه‌های مورد بررسی.

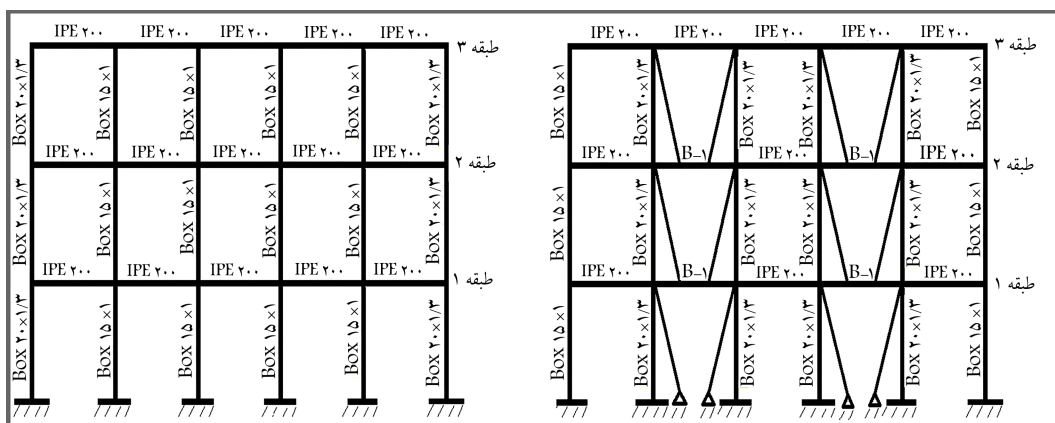
گاریس<sup>۱</sup> و همکاران،<sup>[۶]</sup> روشی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ی در برابر پس‌لرزه ارائه کردند که به وضوح دامنه‌ی تقاضاهای جابه‌جایی نسبی پسماند جانبی را بعد از واقعی زمین‌لرزه‌ی اصلی در نظر می‌گیرد. به خصوص، این روش را می‌توان برای محاسبه‌ی پتانسیل فروپاشی در برابر پس‌لرزه‌ها و ظرفیت پسماند بعد از زلزله‌ی اصلی استفاده کرد. سانگ و همکاران،<sup>[۲]</sup> چهارچوبی جهت تخمین خسارت سازه‌های فولادی که در معرض توالی زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه قرار دارند، پیشنهاد دادند. همچنین مشاهده کردند که اگرچه پس‌لرزه‌ها، تأثیر اندکی در رفتار سازه‌ی دارند، اما آن‌ها ممکن است تأثیر قابل توجهی در خسارت لرزه‌ی به دلیل عدم قطعیت در حالت‌های آسیب و در تخمین هزینه داشته باشند.

ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها موضوعی است که در دو دهه‌ی اخیر مطرح شده و به سرعت پیشرفت کرده است. به منظور ارزیابی راهکارهای مناسب برای کاهش خطرپذیری لرزه‌ی در نواحی شهری، پیش‌بینی آسیب‌پذیری سازه‌های ساختمانی موجود در اثر زلزله‌های احتمالی در آینده یکی از ضروری‌ترین اقدام‌های مهندسی است.

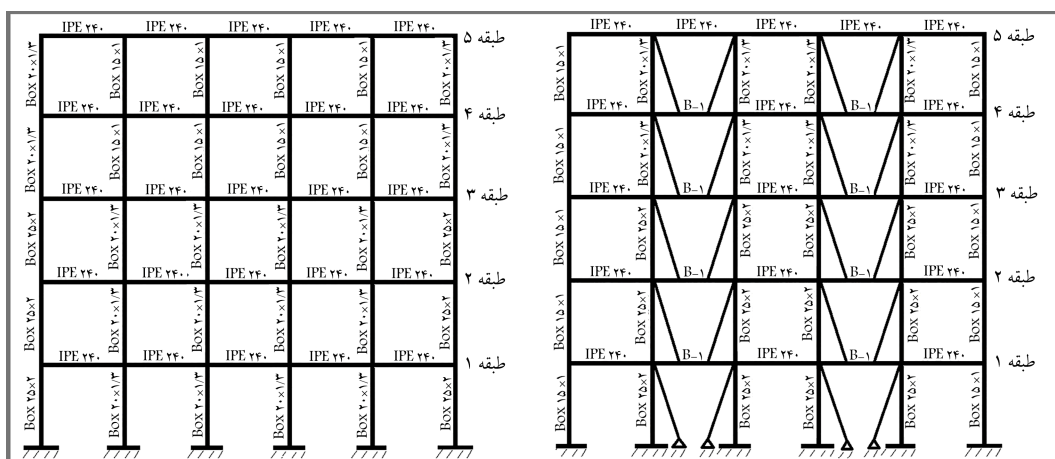
منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ی، یکی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی آسیب‌پذیری انواع سازه‌ها هستند و می‌توانند احتمال خرابی را با شدت‌های مختلف زمین‌لرزه‌های محتمل برقرار کنند. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ی، نشان‌دهنده‌ی احتمال افزایش یا کاهش شرایط آسیب برای سازه‌ی هستند که در معرض تهدید زلزله و همچنین ابزار مناسبی برای اولویت‌بندی مقاوم‌سازی سازه‌ها هستند. در ارزیابی آسیب‌پذیری معمولاً خسارت ناشی از تغییر مکان بین طبقه‌ی، چرخش مفاصل خمیری، و مواردی از این دست مدنظر قرار می‌گیرند.

تاریخچه‌ی مطالعات تحلیلی برای به دست آوردن منحنی شکنندگی به اوایل دهه‌ی ۹۰ میلادی بازمی‌گردد. در اوایل دهه‌ی ۹۰، برخی پژوهشگران،<sup>[۷]</sup> براساس مدل‌سازی عددی سازه‌های خاص روش‌هایی تحلیلی برای تهیه منحنی‌های شکنندگی ارائه کردند، که نتایج آن‌ها در گزارش‌های NCEER به چاپ رسیده است. سینگهال<sup>۲</sup> و کایمیدی‌جان<sup>۳</sup>،<sup>[۸]</sup> منحنی شکنندگی را برای سطوح مختلف به کمک روش تحلیل طیف ظرفیت و براساس خرابی پارک و آنگ، به دست آوردند.<sup>[۹]</sup> جون<sup>۴</sup> و همکاران،<sup>[۱۰]</sup> نیز منحنی شکنندگی را برای مکانیزم‌های مختلف پاسخ اجزاء قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر به کمک مدل‌سازی عددی ترسیم کردند. همچنین گرنی<sup>۵</sup> و همکاران،<sup>[۱۱]</sup> منحنی شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی آتش‌دیده به دست آوردند.

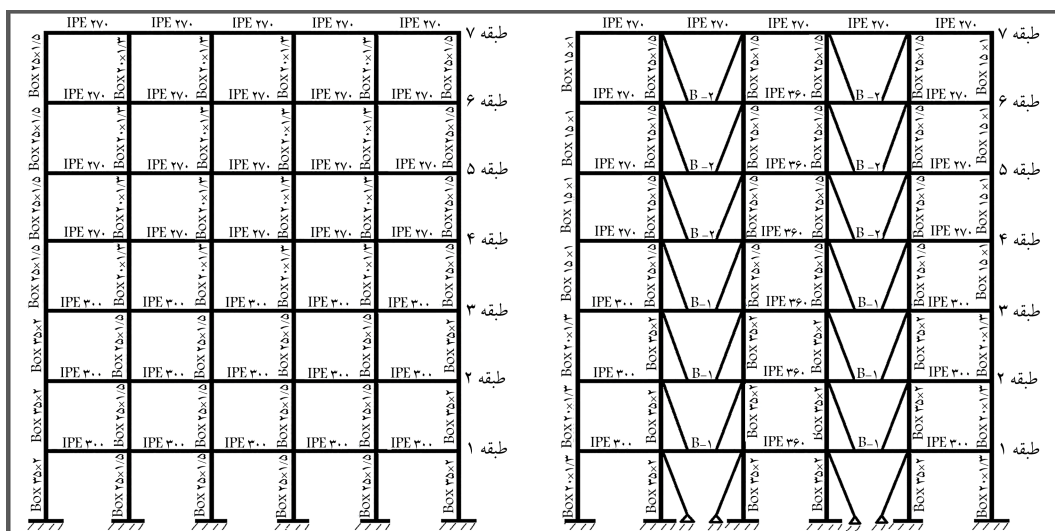
در ایران نیز مطالعاتی در زمینه‌ی ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی انجام شده است. عظیمی‌نژاد و مقدم (۲۰۰۹)،<sup>[۱۲]</sup> منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی را با لحاظ کردن آثار توزیع سختی، مقاومت و پیچش و براساس تغییر مکان بین طبقه‌ی، چرخش مفاصل و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA رسم کردند. همچنین حسینی و مجد (۲۰۱۱)،<sup>[۱۳]</sup> منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی منظم با مهاربندی ضربدری به دست آوردند. یاری و شابختی (۲۰۱۲)،<sup>[۱۴]</sup> نیز منحنی شکنندگی را برای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی بتنی ترسیم کردند. همچنین دوستی و همکاران (۲۰۱۵)،<sup>[۱۵]</sup> منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های بتنی ترسیم کردند. با توجه به رایج بودن استفاده از سیستم قاب خمشی فولادی همراه با مهاربند و اگر و همچنین احتمال رخداد پدیده‌ی توالی لرزه‌ی، لذا در پژوهش حاضر سیستم سازه‌ی اشاره شده از نقطه‌نظر آسیب‌پذیری لرزه‌ی با استفاده از منحنی شکنندگی ارزیابی شده است.



شکل ۲. مقاطع طراحی شده‌ی سازه‌ی ۳ طبقه‌ی EBF.



شکل ۳. مقاطع طراحی شده‌ی سازه‌ی ۵ طبقه‌ی EBF.



شکل ۴. مقاطع طراحی شده‌ی سازه‌ی ۷ طبقه‌ی EBF.

تولید رکوردها، شتاب‌نگاشت‌ها در نرم‌افزار SeismoSignal به شدت‌های  $g/۱۵$ ،  $g/۹$ ،  $g/۷$ ،  $g/۶$ ،  $g/۴$ ،  $g/۳$ ،  $g/۲$  و  $g/۱$  براساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند. در پژوهش حاضر، برای هر تحلیل دینامیکی از ۲ رکورد زلزله (در جهت‌های  $x$  و  $y$ ) به‌طور هم‌زمان استفاده شده است. هر شتاب‌نگاشت به همراه توالی در هر دو جهت، شامل ۴۲ حالت است که در مجموع ۸۴ زوج شتاب‌نگاشت مختلف برای تحلیل هر سازه در نظر گرفته شده است.

در توالی لرزه‌ی ابتدا سازه یک زلزله را تجربه می‌کند و در ادامه، نیروی وارد بر سازه حذف می‌شود و تا یک مدت زمان معینی، سازه ارتعاش آزاد دارد و بعد

جدول ۱. مقاطع تیر و مهاربندی سازه‌ها.

EBF	مقاطع مهاربند	مقطع تیر دهانه‌ی مهاربندی	
سازه‌ی ۳ طبقه	۳ تا ۱ طبقات ۲UNP۱۴	IPE۳۶۰ B-۱	
سازه‌ی ۵ طبقه	۳ تا ۱ طبقات ۲UNP۱۶	IPE۴۰۰ B-۱	
	۵ و ۴ طبقات ۲UNP۱۴	- -	
سازه‌ی ۷ طبقه	۳ تا ۱ طبقات ۲UNP۲۰	IPE۴۵۰ B-۱	
	۷ تا ۴ طبقات ۲UNP۱۸	IPE۴۰۰ B-۲	

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر.

زلزله	PGA	بزرگی	ایستگاه	فاصله (km)
طیس	۰/۴۰۵	۷/۳۵	Dayhook	۱۳
کوبه	۰/۶۱۷	۶/۹	Takatori	۱/۵
کالیفرنیا	۰/۱۳	۵/۷	Imperial Valley- Midway Well	۷۲
نورث‌ریج	۰/۳	۶/۶۹	Bell Gardens -Jaboneria	۴۲

دو عامل در ایجاد منحنی‌های شکنندگی نقش دارند: ۱. خسارت وارد بر سازه که توسط تابع احتمال بیان می‌شود؛ ۲. چگونگی حرکت زمین که می‌توان منحنی شکنندگی را براساس یکی از شاخص‌های حرکت زمین مانند بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA)، بیشینه‌ی سرعت زمین (PGV) یا بیشینه‌ی جابه‌جایی زمین (PGD) ترسیم کرد.

جهت ترسیم منحنی‌های شکنندگی براساس نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. هر نقطه از منحنی شکنندگی برای بیشترین شتاب زلزله اختصاص یافته است. در حالت کلی منحنی‌های شکنندگی به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شوند:

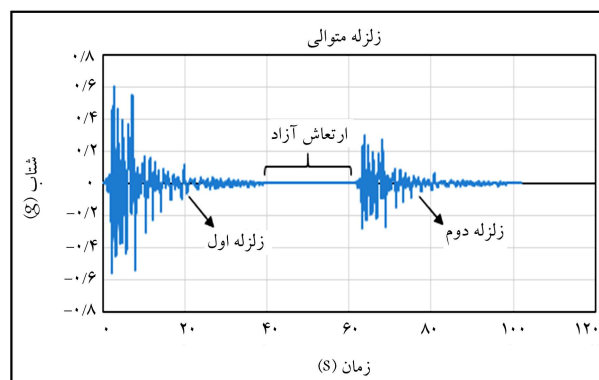
$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (۱)$$

برای هر پارامتر تقاضای مهندسی ( $EDP$ )، یک توزیع نرمال آماری در شدت‌های مختلف زلزله ( $IM$ ) در نظر گرفته شده است. سپس برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص ( $AC$ )، میانگین و انحراف معیار هر یک از  $EDP$  ها در اثر مجموع شتاب‌نگاشت‌های زلزله محاسبه شده و با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال (رابطه‌ی ۲)، احتمال تجاوز هر یک از  $EDP$  ها از حالت حدی داده شده به دست آمده است (رابطه ۳).

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (۲)$$

$$P = P[EDP > AC] = 1 - [P[EDP < AC]] \\ = 1 - \Phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (۳)$$

که در آن‌ها:  $\mu$  و  $\sigma$ : میانگین و انحراف معیار مقادیر هستند؛  $IM$ : شدت زلزله است که در پژوهش حاضر برابر بیشینه‌ی شتاب زمین ( $PGA$ ) در نظر گرفته شده است؛  $EDP$ : پارامتر تقاضای مهندسی (خروجی تحلیل دینامیکی)؛  $AC$ : شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی.



شکل ۵. تصویری شماتیک از یک رکورد توالی لرزه‌یی.

از آن زلزله‌ی دوم به سازه وارد می‌شود. در پژوهش حاضر، نیز رکوردهای متوالی به صورت ۲ رکورد با در نظر گرفتن ۲۰ ثانیه زمان ارتعاش آزاد مابین آن‌ها تولید شده‌اند (شکل ۵). همچنین ۲۰ ثانیه ارتعاش آزاد در پایان تمامی رکوردها در نظر گرفته شده است.

## ۵. تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی

با توجه به اینکه زمین لرزه، ماهیتی تصادفی دارد، لذا باید با یک رویکرد احتمالاتی به مسئله‌ی ذکر شده نگریست و با در نظر گرفتن کلیه‌ی عدم قطعیت‌ها، میزان خطرپذیری در طراحی ساختمان‌های موجود را بررسی کرد. بنابراین منطقی است که عملکرد سازه به فرم احتمالاتی در نظر گرفته شود، یعنی به جای بیان شدت زلزله‌یی که سازه را به سطح خاصی از عملکرد می‌رساند، احتمال رسیدن سازه به آن سطح عملکرد به ازاء شدت‌های مختلف زلزله بیان شود. منحنی‌هایی که به این طریق به دست می‌آیند، را منحنی‌های شکنندگی می‌نامند. معمولاً بیشترین تغییر مکان بین طبقه‌یی، تغییر شکل محوری خمیری و چرخش مفاصل به عنوان حالت‌های خسارت در آسیب‌پذیری در نظر گرفته می‌شود.

گام‌های تهیه‌ی منحنی شکنندگی توسط تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی در پژوهش حاضر عبارت‌اند از:

- مدل‌سازی سازه‌های انتخابی با توجه به میرایی و رفتار غیرخطی آن‌ها؛
- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به نوع خاک و شکل طیف و مقیاس کردن آن‌ها به شدت‌های مختلف؛
- تعیین عوامل مؤثر در شکنندگی (بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی)؛
- تعیین محدوده‌ی شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها؛
- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها در سطوح مختلف  $PGA$ ؛
- انتخاب توزیع آماری و معادله‌ی احتمال؛
- ایجاد جدول‌های شکنندگی و رسم منحنی‌های شکنندگی.

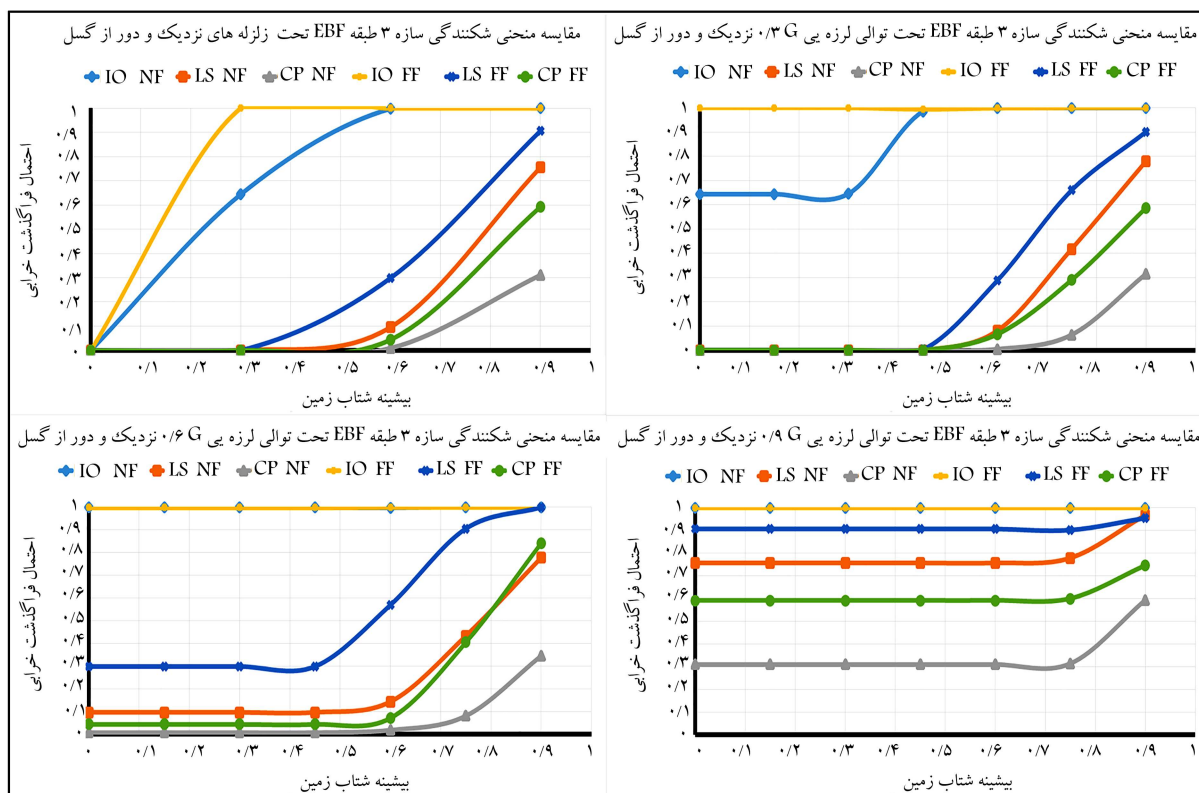
روش اتخاذ شده در پژوهش حاضر براساس روش شینزوکا<sup>۷</sup> و همکاران، است.<sup>[۷]</sup> منحنی‌های شکنندگی برای سه سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) ترسیم شده‌اند. در منحنی‌های شکنندگی مذکور، محور قائم احتمال فراگذشت خرابی و محور افقی میزان بیشینه‌ی شتاب زلزله ( $PGA$ ) وارد بر سازه است. برای رسم منحنی‌های شکنندگی، سازه‌هایی که تحت زلزله‌های متوالی قرار دارند، ابتدا با فرض اینکه زلزله‌ی اول با مقیاس موردنظر بر سازه وارد شده است، منحنی شکنندگی برای زلزله‌ی دوم براساس بیشینه‌ی شتاب زلزله‌ی ( $PGA$ ) مختلف ذکرشده ترسیم شده است. از آنجا که در منحنی‌های توالی، ابتدا سازه تحت یک زلزله قرار گرفته و منحنی‌ها برای زلزله‌ی دوم ترسیم شده‌اند، لذا احتمال خرابی در منحنی‌های مذکور معمولاً از صفر شروع نمی‌شود و یک مقدار اولیه دارند. البته در بعضی موارد که زلزله‌ی اول ضعیف است، احتمال خرابی مخصوصاً برای سطح عملکرد (CP) ممکن است از صفر شروع شود. مقادیر مجاز نسبت تغییرمکان نسبی طبقات با توجه به دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) به ترتیب برابر  $0.05$ ،  $0.15$  و  $0.2$  در نظر گرفته شده است (جدول ۱-۴ در تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی).<sup>[۱۸]</sup> منحنی‌های به‌دست آمده در شکل‌های ۶ الی ۸ ترسیم شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل در سازه‌ی ۳ طبقه‌ی EBF دارد. سازه در زلزله‌های دور از گسل، در شتاب پایین‌تری نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل دچار آسیب‌پذیری می‌شود. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3$  برابر با  $35/6\%$  است، که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش یافته است، به‌گونه‌ی که مقدار آن از  $0.6 = PGA$  به بعد با هم برابر می‌شود و اختلاف آن‌ها به صفر می‌رسد. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، زمانی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم بزرگ‌تر و یا مساوی  $PGA$  زلزله‌ی اول باشد. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.3 = PGA$  برابر با  $35/4\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار آن از  $0.45 = PGA$  به بعد با هم برابر می‌شود و اختلاف آن‌ها به صفر می‌رسد. همچنین میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی

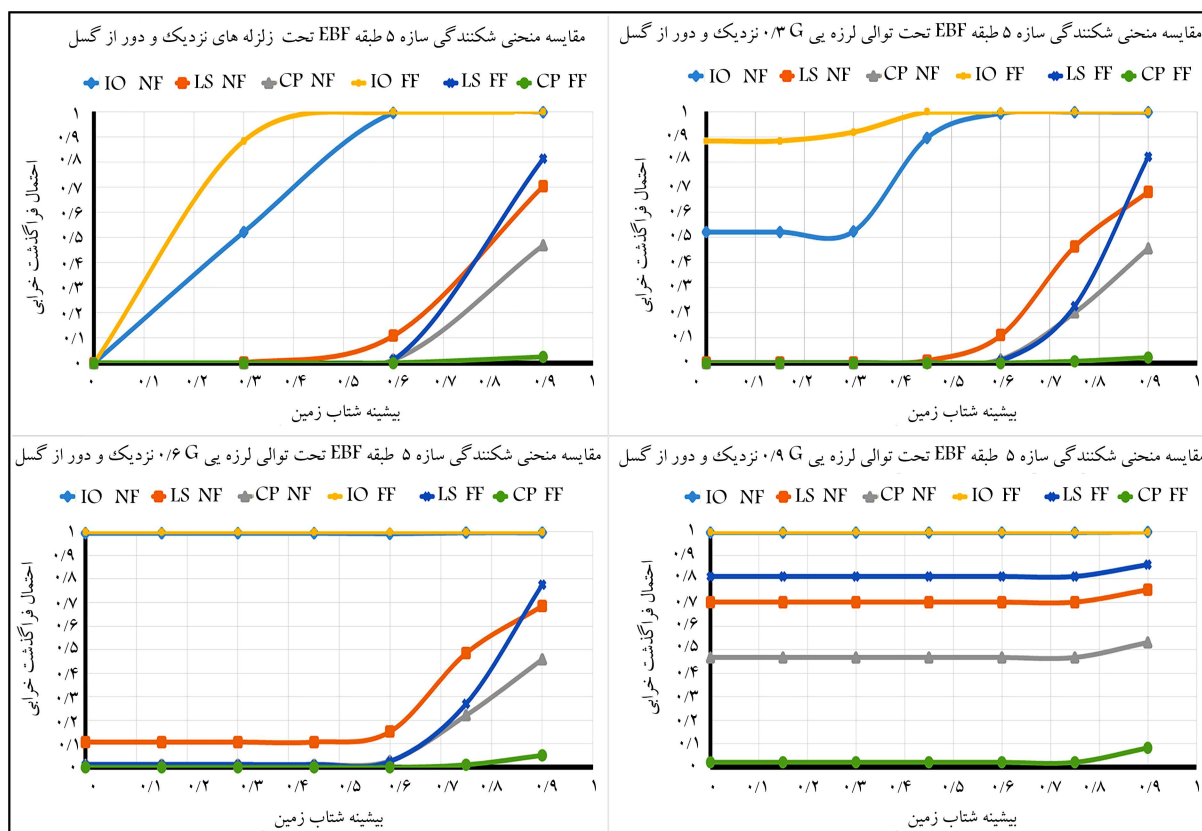
لرزه‌ی  $0.6g$  و  $0.9g$ ، صفر است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، فقط در توالی دور از گسل  $0.9g + 0.6g$  به مقدار ۱ رسیده است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در تمامی حالت‌ها کمتر از ۱ است. در توالی  $0.3g$  مشاهده می‌شود، که احتمال فراگذشت خرابی برای سطوح عملکرد (LS) و (CP) به دلیل ضعیف بودن زلزله‌ی اول، مقدار اولیه‌ی صفر دارد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل بر روی سازه‌ی ۵ طبقه EBF دارد. سازه در زلزله‌های دور از گسل در شتاب پایین‌تری نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل دچار آسیب‌پذیری می‌شود. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3$  برابر با  $36/3\%$  است که با افزایش  $PGA$  مقدار آن کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار آن از  $0.6 = PGA$  به بعد با هم برابر می‌شود و اختلاف آن‌ها به صفر می‌رسد. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، زمانی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم بزرگ‌تر و یا مساوی  $PGA$  زلزله‌ی اول باشد. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3$  برابر با  $39/5\%$  است که با افزایش  $PGA$  مقدار آن کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار آن از  $0.6 = PGA$  به بعد با هم برابر می‌شود و اختلاف آن‌ها به صفر می‌رسد. همچنین میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی لرزه‌ی  $0.6g$  و  $0.9g$ ، صفر است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در تمامی حالت‌ها کمتر از ۱ است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در تمامی حالت‌ها کمتر از  $0.53$  است. در توالی  $0.3g$  و  $0.6g$  مشاهده می‌شود که احتمال فراگذشت خرابی برای سطوح عملکرد (LS) و (CP) به دلیل ضعیف بودن زلزله‌ی اول، مقدار اولیه‌ی صفر دارد.

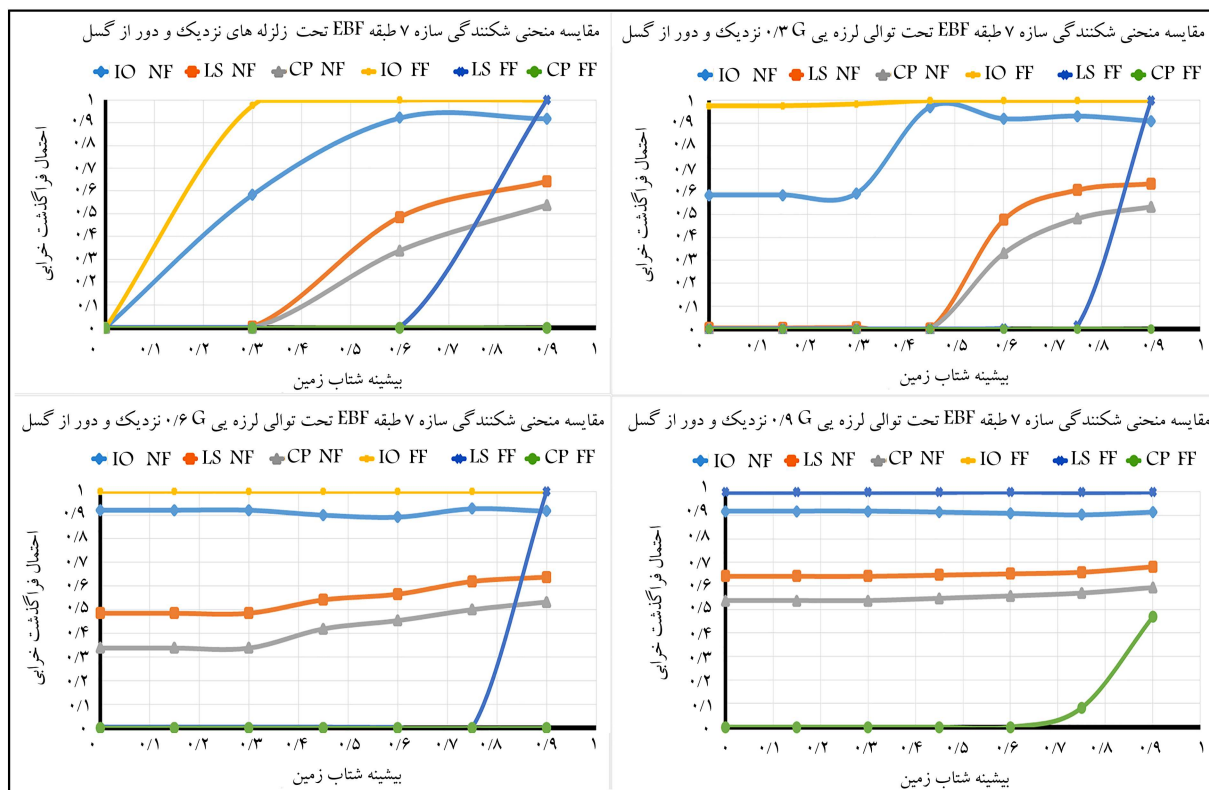
همان‌طور که مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل بر روی سازه‌ی ۷ طبقه‌ی EBF دارد. سازه در زلزله‌های دور از گسل در شتاب پایین‌تری نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل دچار آسیب‌پذیری می‌شود. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) در  $PGA = 0.3$  برابر با  $39\%$  است که با افزایش  $PGA$  مقدار آن کاهش می‌یابد؛ به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6 = PGA$  به بعد برابر  $0.8\%$  می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، زمانی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم بزرگ‌تر از  $PGA$  زلزله‌ی اول باشد. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.3g$  در  $PGA = 0.3$  برابر با  $39/2\%$  است که با افزایش  $PGA$  مقدار آن کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6 = PGA$  به بعد تقریباً برابر با  $0.8\%$  می‌شود. همچنین میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی‌های لرزه‌ی  $0.6g$  و  $0.9g$ ، بین ۸ تا ۱۰ درصد است. لازم به ذکر است که احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌ها و توالی‌های نزدیک گسل در سطح عملکرد (IO) در هیچ حالت به مقدار ۱ نرسیده است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، چه در زلزله  $0.9 = PGA$  و چه در توالی‌های  $0.9 = PGA$ ، برای زلزله



شکل ۶. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۳ طبقه‌ی EBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.



شکل ۷. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۵ طبقه EBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.



شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۷ طبقه EBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.

$PGA$  آن از زلزله‌ی اول بزرگ‌تر باشد. به عبارت دیگر، هنگامی که  $PGA$  زلزله‌ی دوم کوچک‌تر و یا برابر با  $PGA$  زلزله‌ی اول باشد، تأثیر آن در سازه بسیار جزئی است. در توالی  $0.3g$ ، کالیفرنیا، مقدار بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، طبقه‌ی میانی در توالی  $0.3g + 0.45g$  نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.27$ ، افزایش یافته و در توالی  $0.3g + 0.9g$  نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.203$ ، افزایش یافته است. به‌طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، در توالی  $0.3g$ ، کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.56$ ؛ در توالی  $0.3g + 0.9g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.26$ ؛ و در توالی  $0.3g$ ، کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.9g$ ،  $PGA = 0.2$ ، افزایش یافته است. به‌طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، در توالی  $0.3g$ ، نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.107$ ؛ در توالی  $0.3g + 0.9g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.22$ ؛ و در توالی  $0.3g + 0.9g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.9g$ ،  $PGA = 0.3$ ، افزایش یافته است. به‌طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، در توالی  $0.3g$ ، طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.54$ ؛ در توالی  $0.3g + 0.9g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.15$ ؛ و در توالی  $0.3g + 0.9g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.9g$ ،  $PGA = 0.33$ ، افزایش یافته است. به‌طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، در توالی  $0.3g$ ، کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.84$ ؛ در توالی  $0.3g + 0.9g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.3g$ ،  $PGA = 0.18$ ؛ و در توالی  $0.3g + 0.9g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $0.9g$ ،  $PGA = 0.2$ ، افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که بیشترین مقدار افزایش بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی، در توالی‌های نورتریج رخ داده است. با توجه به مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی به‌دست آمده و استاندارد  $2800$  می‌توان نتیجه گرفت سازه در زلزله و توالی لرزه‌ی

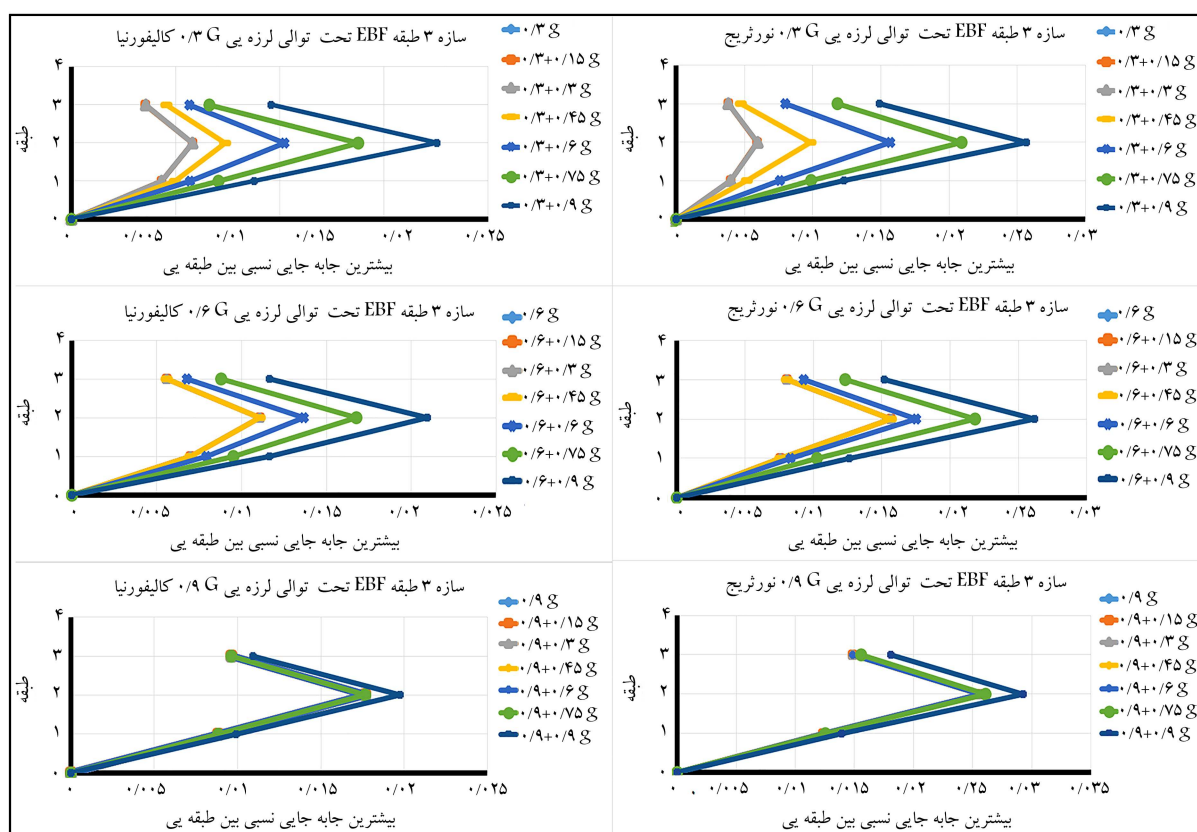
و توالی‌های دور از گسل به مقدار ۱ رسیده است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در زلزله و توالی‌های دور از گسل برای سایر  $PGA$ ها ناچیز است. لذا در سازه‌ی ۷ طبقه EBF، احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله و توالی‌های دور از گسل است. در توالی  $0.3g$  مشاهده می‌شود که احتمال فراگذشت خرابی برای سطوح عملکرد (LS) و (CP) به دلیل ضعیف بودن زلزله‌ی اول با مقدار اولیه‌ی صفر است. به دلیل اینکه طیف زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل در بازه‌ی دوره‌ی تناوب سازه‌های مورد بررسی مقادیر بیشتری دارند، لذا سازه‌ها در زلزله‌های دور از گسل در شتاب پایین‌تری نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل دچار آسیب‌پذیری می‌شوند.

## ۶. بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات (Max IDR) در برابر طبقات

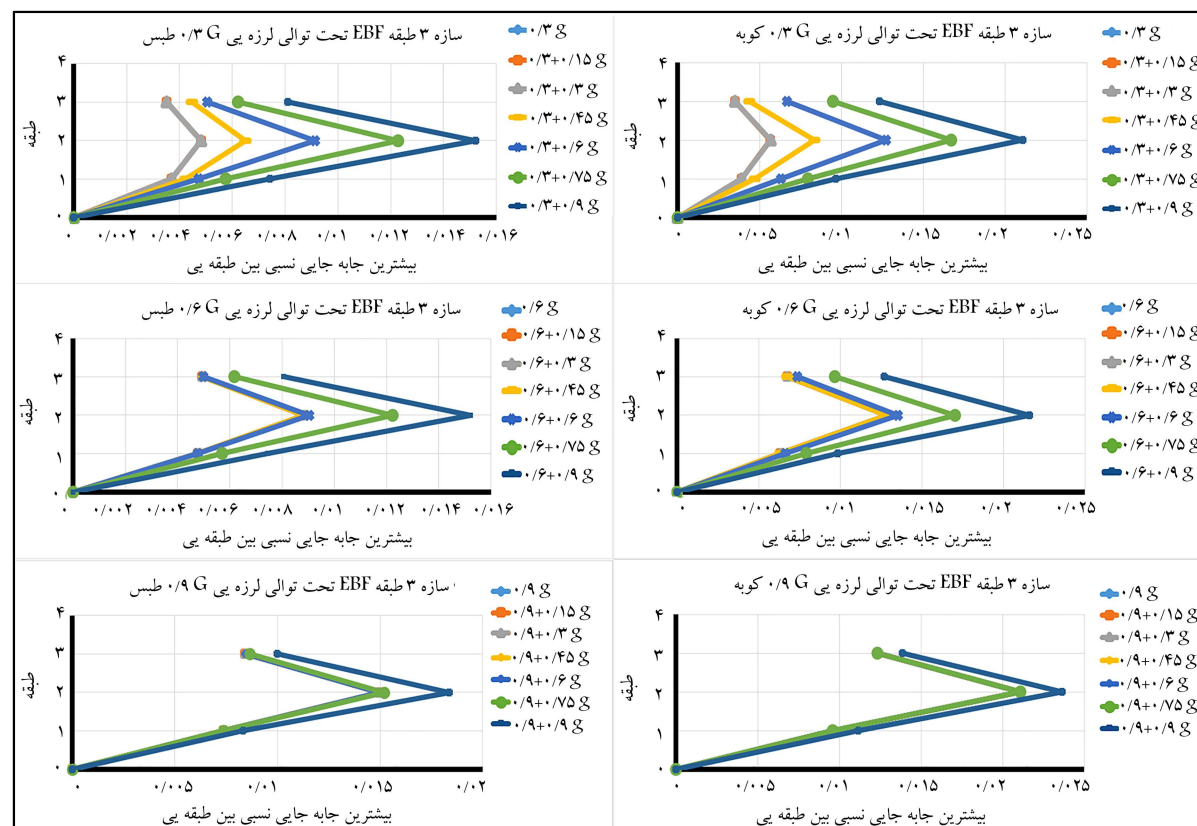
در بخش حاضر به بررسی منحنی‌های بیشترین جابه‌جایی نسبی پرداخته شده است. منحنی‌های مذکور برای زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک گسل تولید شده‌اند، و در تمامی نمودارها رکورد تک به همراه توالی‌های مرتبط با آن ترسیم شده است. منحنی‌های به‌دست آمده در شکل‌های ۹ الی ۱۴ ترسیم شده‌اند.

نتایج نشان می‌دهد که بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی سازه‌ی ۳ طبقه در توالی حوزه‌ی دور از گسل بیشتر از توالی حوزه‌ی نزدیک گسل است. همچنین، بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی در طبقه‌ی میانی رخ داده است. معمولاً زمانی زلزله‌ی دوم باعث افزایش بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی می‌شود که



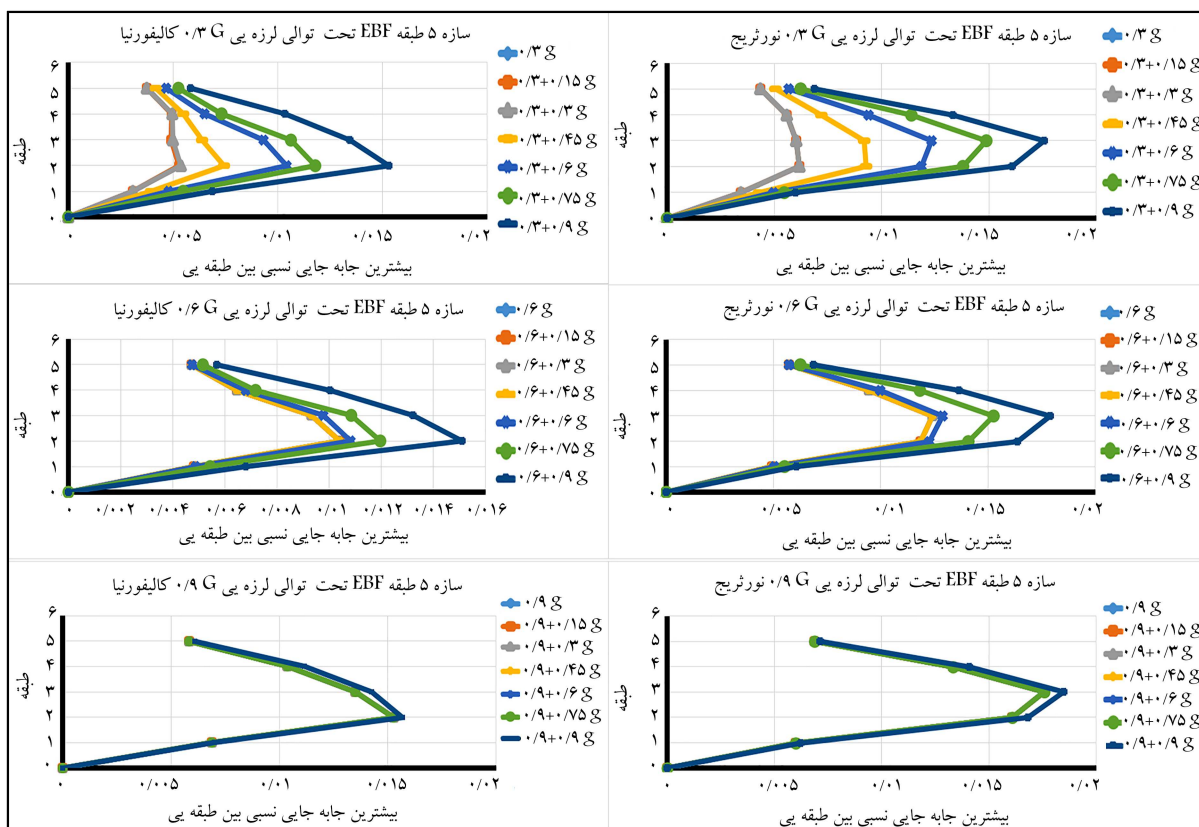


شکل ۹. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی ۳ طبقه‌ی EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزی دور از گسل.

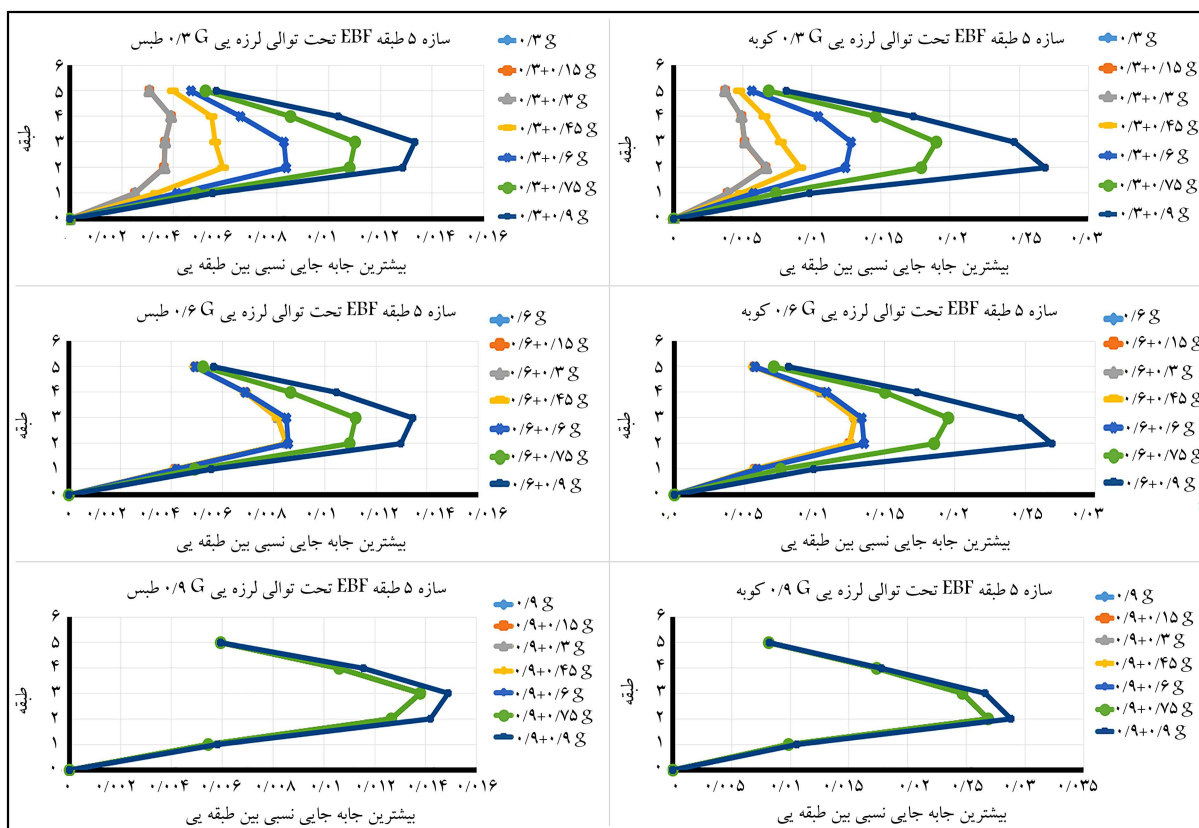


شکل ۱۰. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی ۳ طبقه‌ی EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزی نزدیک گسل.

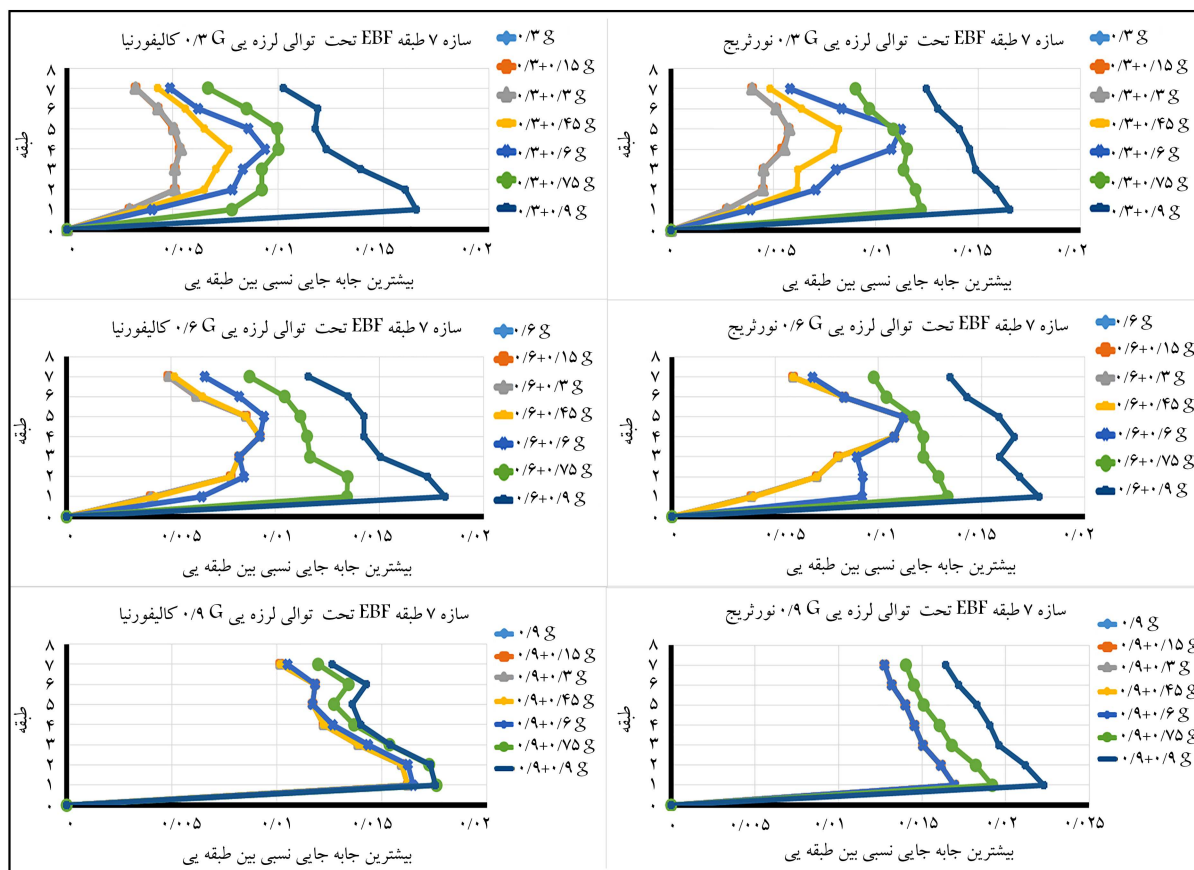




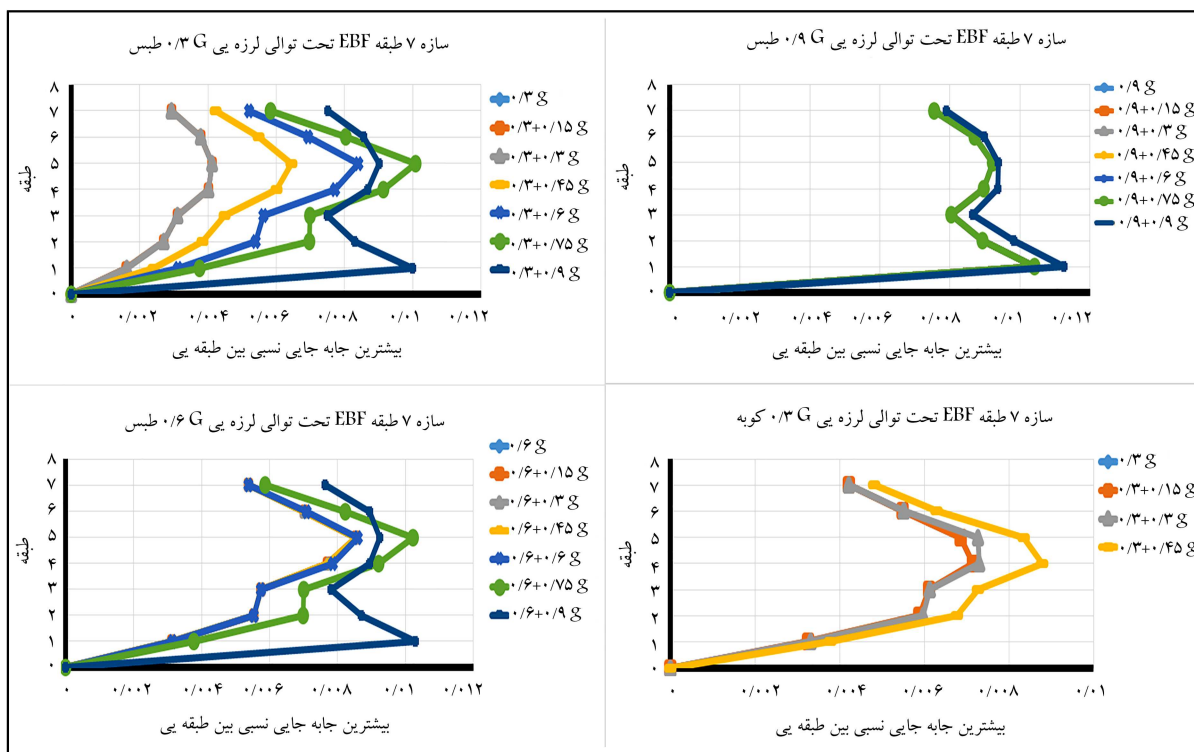
شکل ۱۱. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی ۵ طبقه‌ی EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزی دوراز گسل.



شکل ۱۲. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی ۵ طبقه‌ی EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزی نزدیک گسل.



شکل ۱۳. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی سازه‌ی ۷ طبقه EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزه‌ی دور از گسل.



شکل ۱۴. بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی سازه‌ی ۷ طبقه EBF تحت توالی لرزه‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل.

کالیفرنیا، طیس و کوبه سطح عملکرد (LS) را تأمین کرده است، اما در توالی  $0.9g + 0.3g$ ،  $0.9g + 0.6g$  و توالی  $0.9g$  نورتریج، مقادیر بیشترین دریافت بین طبقه‌یی از مقادیر طراحی آیین‌نامه‌یی بیشتر شده و سطح عملکرد (LS) تأمین نشده است.

نتایج نشان می‌دهند که بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی سازه‌ی ۵ طبقه در توالی حوزه‌ی نزدیک گسل کوبه، بیشتر از سایر توالی‌هاست. همچنین، بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی در طبقات میانی رخ داده است. معمولاً زمانی زلزله‌ی دوم باعث افزایش بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی می‌شود که  $PGA$  آن از زلزله‌ی اول بزرگ‌تر باشد. به عبارت دیگر، هنگامی که  $PGA$  زلزله‌ی دوم کوچک‌تر و یا برابر با زلزله‌ی اول باشد، تأثیر آن در سازه بسیار جزئی است. در توالی  $0.9g$  کالیفرنیا، مقدار بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، طبقه‌ی میانی (طبقه‌یی که مقدار آن بیشتر از سایر طبقات است)، در توالی  $0.9g + 0.3g$  نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $40\%$  افزایش یافته و در توالی  $0.9g + 0.3g$  نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $190\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $50\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $10\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $80\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $54\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $9\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $80\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $24\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $11\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $12\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $88\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $20\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $9\%$  افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که بیشترین مقدار افزایش، بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی‌های کوبه رخ داده است. با توجه به مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی به دست آمده و استاندارد  $2800$  می‌توان نتیجه گرفت سازه در زلزله و توالی لرزه‌یی کالیفرنیا، نورتریج، و طیس، سطح عملکرد (LS) را تأمین کرده است، اما در توالی  $0.9g + 0.3g$  و  $0.9g + 0.6g$  و توالی  $0.9g$  کوبه مقادیر بیشترین دریافت بین طبقه‌یی از مقادیر طراحی آیین‌نامه‌یی بیشتر شده و سطح عملکرد (LS) تأمین نشده است.

نتایج نشان می‌دهند معمولاً زمانی زلزله‌ی دوم باعث افزایش بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی می‌شود که  $PGA$  آن از زلزله‌ی اول بزرگ‌تر باشد. به عبارت دیگر، هنگامی که  $PGA$  زلزله‌ی دوم کوچک‌تر و یا برابر با زلزله‌ی اول باشد، تأثیر آن در سازه بسیار جزئی است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $67\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $39\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  کالیفرنیا نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $5\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $83\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $38\%$ ؛ و در توالی  $0.9g$  نورتریج نسبت به زلزله‌ی تک با

$0.9g + 0.3g$ ،  $7\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $77\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $13\%$ ؛ و در توالی  $0.9g + 0.9g$  طیس نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $1\%$  افزایش یافته است. به طور میانگین مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی، در توالی  $0.9g + 0.3g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.3g$ ،  $86\%$ ؛ در توالی  $0.9g + 0.6g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.6g$ ،  $75\%$ ؛ و در توالی  $0.9g + 0.9g$  کوبه نسبت به زلزله‌ی تک با  $PGA = 0.9g$ ،  $3\%$ ؛ و تمامی توالی‌های طبقه‌یی به علت خراب شدن سازه ارائه نشده است که علت اصلی آن افزایش نیروی محوری ستون‌های میانی طبقه‌ی اول در طی زلزله بوده است که باعث خرابی آن‌ها شده است. با توجه به مقادیر بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی به دست آمده و استاندارد  $2800$  می‌توان نتیجه گرفت سازه در زلزله و توالی لرزه‌یی کالیفرنیا و طیس سطح عملکرد (LS) را تأمین کرده است، اما در توالی  $0.9g + 0.3g$  نورتریج مقادیر بیشترین دریافت بین طبقه‌یی از مقادیر طراحی آیین‌نامه‌یی بیشتر شده و سطح عملکرد (LS) تأمین نشده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، در برخی از سازه‌ها مقادیر بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی در توالی لرزه‌یی از مقادیر مجاز طراحی آیین‌نامه بیشتر شده است که دلیل آن در نظر نگرفتن توالی لرزه‌یی توسط آیین‌نامه است.

## ۷. نتیجه‌گیری

هدف اصلی پژوهش حاضر، بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌یی سازه‌های کوتاه مرتبه‌ی قاب خمشی با مهاربند و اگر تحت تأثیر توالی لرزه‌یی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی است. به این منظور پس از انتخاب سازه‌ها و شتاب‌نگاشت‌ها، سازه‌ها تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی قرار گرفتند که نتایج آن عبارت‌اند از:

- احتمال فراگذشت خرابی در زلزله و توالی حوزه‌ی دور از گسل بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل است.
- احتمال فراگذشت خرابی، در سطح عملکرد (CP)، در زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است.
- با افزایش تعداد طبقات، آسیب‌پذیری سازه‌ها به خصوص در حوزه‌ی دور از گسل کاهش یافته است.
- با توجه به منحنی‌های شکنندگی به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های مورد بررسی در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) که مورد نظر استاندارد  $2800$  و میچث دهم مقررات ملی ساختمان است، عملکرد خوبی دارد و طراحی براساس آن‌ها قابل اعتماد است.
- همچنین مشاهده شده است که در توالی لرزه‌یی با تکرار زلزله‌ی اصلی، زمانی زلزله‌ی دوم تأثیرگذار است که  $PGA$  آن از زلزله‌ی اول بزرگ‌تر باشد. به عبارت دیگر، هنگامی که  $PGA$  زلزله‌ی دوم کوچک‌تر و یا برابر با زلزله‌ی اول باشد، تأثیر آن در سازه‌ها بسیار جزئی است. همچنین مشاهده شده است که زلزله‌ی دوم همیشه باعث افزایش احتمال خرابی و افزایش بیشترین جابه‌جایی نسبی نمی‌شود.
- بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی در طبقات میانی رخ داده است.
- زلزله‌ی کوبه به دلیل داشتن محتوای بسامدی قوی، تغییرمکان‌های نسبی زیادی در سازه‌ها ایجاد کرده است.

## پانویس‌ها

1. Garcia
2. Singhal
3. Kiremidjian
4. Jeon
5. Gernay
6. eccentrically braced frames (EBF)
7. Shinozuka

## منابع (References)

1. Goda, K. and Taylor, C.A. "Effects of aftershocks on peak ductility demand due to strong ground motion records from shallow crustal earthquakes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(15), pp. 2311-2330 (2012).
2. Yaghmaei-Sabegh, S. and Ruiz-Garcia, J. Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan-Ahar events", *Engineering Structures*, **110**, pp. 281-292 (2016).
3. Ishii, M., Kiser, E. and Geist, E.L. "Mw 8.6 Sumatran earthquake of 11 April 2012: Rare seaward expression of oblique subduction", *Geology*, **41**(3), pp. 319-322 (2013).
4. Song, R., Li, Y. and Van de Lindt, J.W. "Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences", *Structural Safety*, **61**, pp. 1-11 (2016).
5. Song, R., Li, Y. and Van de Lindt, J.W. "Impact of earthquake ground motion characteristics on collapse risk of post-mainshock buildings considering aftershocks", *Engineering Structures*, **81**, pp. 349-361 (2014).
6. Ruiz-Garcia, J. and Aguilar, J.D. "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**(9), pp. 1391-1407 (2015).
7. Shinozuka, M., Feng, M., Kim, H.-K. and Kim, S.-H. "Statistical analysis of fragility curves", *Journal of Engineering Mechanics*, **126**(12), pp. 1224-1231 (2000).
8. Singhal, A. and Kiremidjian, A.S. "Bayesian updating of fragilities with application to RC frames", *Journal of Structural Engineering*, **124**(8), pp. 922-929 (1998).
9. Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), pp. 722-739 (1985).
10. Jeon, J.-S., Lowes, L.N., DesRoches, R. and et al. "Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component response mechanisms", *Engineering Structures*, **85**, pp. 127-143 (2015).
11. Gernay, T., Khorasani, N.E. and Garlock, M. "Fire fragility curves for steel buildings in a community context: A methodology", *Engineering Structures*, **113**, pp. 259-276 (2016).
12. Aziminejad, A. and Moghadam, A. "Performance of asymmetric multistory shear buildings with different strength distributions", *J. Appl. Sci.*, **9**(6), pp. 1082-1089 (2009).
13. Hosseini, M. and Majd, M. "Developing fragility curves for regular steel buildings with X-bracing using nonlinear time history", *Sharif Journal Civil Engineering*, **27**(1), pp.3-13, (In Persian) (2011).
14. Shabakhti, M. and Biari, M.A. " Seismic vulnerability of dual steel bending frame system and shear wall by developing fragility curves ", *3rd Conference of Steel and structures*, (In Persian) (2012).
15. Ghodrati, G.R., Razeghi, H.R. and Doosti, L. "Development of analytical fragility curves for Iran's masonry school buildings", *Sharif Journal Civil Engineering*, **31**(4), pp.145-156, (In Persian) (2016).
16. Powell, G. "Perform-3D user guide, structures", Computers and Structures Inc., Berkeley-California (2006).
17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
18. Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings, NO. 361 (2010).