

## Comparison of the performance of reinforced concrete shear wall structures under movements near and far from the fault

Ali Kouckak-Dezfouli<sup>1</sup>, Nemat Hasani<sup>2</sup>, Abbas Ghasemi<sup>3\*</sup>

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch Islamic Azad University (IAUCTB), Tehran, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Water and Environment, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch Islamic Azad University (IAUCTB), Tehran, Iran

### ABSTRACT

In the present study, the performance of the irregular concrete building before and after retrofitting under the effect of seismic movements in the far and near fault areas has been evaluated. In order to achieve this goal, in the current research, modeling and increasing nonlinear dynamic analysis, development of fragility model and development of vulnerability curve have been done. The IDA curves was done based on two sets of records including movements away from the fault and near the fault, and fragility curves were developed. By examining the fragility curve graphs, two general patterns can be clearly distinguished. As a result of applying the retrofitting strategy, which leads to a tangible reduction of the possibility of exceeding the functional levels, the transition of the fragility curve is evident. It is worth noting that this change is more noticeable at the level of the collapse threshold and its intensity decreases as we move towards the level of non-stop use. Under the movements of the near field, the values of the probability of exceeding the functional levels will increase so that this change in the functional level of the collapse threshold is more significant and its intensity decreases by moving towards the non-stop use level. Also, the inherent weakness of the structure in the transverse direction reduces the impact intensity in both of mentioned patterns. For example, in the 4g intensity scale, the amount of damage in the transverse and longitudinal directions has decreased by 3 and 2 times, respectively, under normal records. This ratio is 3 times and 1.5 times in the horizontal and longitudinal direction under the effect of near-fault records. As it is known, the effect of retrofitting as well as near-fault records is completely evident in the vulnerability curve.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 25 February 2024

**Revise Date:** 04 July 2024

**Accept Date:** 02 September 2024

### Keywords:

Dynamic analyses  
Strengthening  
Fragility curve  
Vulnerability curve  
Near-field  
far-field

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.442893.3360](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.442893.3360)

\*Corresponding author: Abbas Ghasemi  
Email address: [abb.ghasemi@iauctb.ac.ir](mailto:abb.ghasemi@iauctb.ac.ir)

## مقایسه عملکرد سازه‌های دیوار برشی بتن مسلح تحت حرکات نزدیک گسل و دور از گسل

علی کوچک دزفولی<sup>۱</sup>، نعمت حسنی<sup>۲</sup>، عباس قاسمی<sup>۳\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

### چکیده

در مطالعه حاضر به ارزیابی عملکرد ساختمان نامنظم بتنی قبل و بعد از مقاومسازی تحت اثر حرکات لرزه‌ای حوزه دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. برای نیل به این هدف، در پژوهش حاضر مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، توسعه مدل شکنندگی و توسعه منحنی آسیب‌پذیری صورت پذیرفته است. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده بر اساس دو مجموعه رکورد مشتمل بر حرکات دور از گسل و نزدیک گسل صورت پذیرفت و منحنی‌های شکنندگی توسعه یافت. با بررسی نمودارهای منحنی شکنندگی، دو الگوی عمومی به وضوح قابل تشخیص است. در اثر اعمال راهبرد مقاومسازی که منجر به کاهش ملموس احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی می‌گردد، انتقال منحنی شکنندگی مشهود می‌باشد. شایان ذکر است که این تغییر در سطح آستانه فروریزش به شدت محسوس‌تر بوده و با حرکت به سمت سطح استفاده بی‌وقفه، از شدت آن کاسته می‌شود. تحت حرکات حوزه نزدیک، مقادیر احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی افزایش خواهد یافت بنحوی که این تغییر در سطح عملکردی آستانه فروریزش به شدت معنادارتر بوده و با حرکت به سمت سطح استفاده بی‌وقفه، از شدت آن کاسته می‌شود. همچنین ضعف ذاتی سازه در جهت عرضی موجب کاهش شدت اثرگذاری در هر دو الگوی مذکور می‌گردد. به عنوان نمونه در سنجه شدت 4g، میزان آسیب در راستای عرضی و طولی تحت رکوردهای معمولی به ترتیب ۳ و ۲ برابر کاهش یافته است. این نسبت تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل نیز در راستای عرضی و طولی به ترتیب ۳ و ۱/۵ برابر می‌باشد. همانطور که مشخص است اثر مقاومسازی و همچنین رکوردهای نزدیک گسل کاملاً در منحنی آسیب‌پذیری مشهود می‌باشد.

کلمات کلیدی: ارزیابی عملکرد، بهسازی، آسیب‌پذیری، منحنی شکنندگی، مقاومسازی، حوزه نزدیک، حوزه دور

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2024.442893.3360	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.442893.3360	۱۴۰۴/۰۱/۳۱	۱۴۰۳/۰۶/۱۲	۱۴۰۳/۰۶/۱۲	۱۴۰۳/۰۴/۱۴	۱۴۰۲/۱۲/۰۶
			عباس قاسمی		*نویسنده مسئول:	
			abb.ghasemi@iauctb.ac.ir		پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

قبل از وقوع حوادث طبیعی و انسانی لازم است برآوردی کمی و کیفی از میزان آسیب پذیری سازه‌ها ارائه گردد. یکی از مباحث نوین مطروحه در مهندسی عمران بحث تاب‌آوری سازه‌ها می‌باشد. برآورد کمی از میزان تاب‌آوری سازه‌ها می‌تواند گام مفیدی جهت تصمیم‌سازی اقدامات بعدی در افزایش ایمنی جوامع تلقی شود. برای برآورد میزان تاب‌آوری نیاز به انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی شکنندگی و نهایتاً حصول منحنی آسیب‌پذیری می‌باشد. منحنی‌های شکنندگی و آسیب‌پذیری مورد توجه محققین بسیاری در سطح دنیا بوده است [۱-۵]. این منحنی‌ها می‌تواند تحت اثر یک زلزله مشخص و یا به صورت کلی برای یک ناحیه حاصل گردد.

منحنی‌های آسیب‌پذیری و شکنندگی که در این بخش ارائه می‌گردند، عمدتاً قابلیت استفاده برای ایران را دارند. صادقی و همکاران [۶] به توسعه منحنی‌های آسیب‌پذیری برای ساختمان‌های رایج در ایران که یکی از ابزارهای اساسی برای ارزیابی خسارت سازه‌ای قبل از وقوع رخداد است، پرداختند. با توجه به کمبود منحنی‌های طبقه بندی شده آسیب‌پذیری برای ساختمان‌های موجود در ایران در آن زمان، مطالعه فوق بر روی جبران کردن این نقصان مهم متمرکز شده است. در مطالعه آن‌ها، روش تجربی شامل پردازش آماری داده‌های موجود بر اساس منحنی‌های آسیب‌پذیری توسعه یافته برای ساختمان‌های رایج در ایران و یا سایر کشورها استفاده شده است. از رویکرد درخت منطقی برای ترکیب این منحنی‌ها با وزن دهی متناسب با شرایط مقررات ساخت، آیین نامه‌های لرزه‌ای و قضاوت مهندسی استفاده شده است. در نهایت، منحنی‌های آسیب‌پذیری برای ۴۲ نوع ساختمان رایج در ایران توسعه داده شده است. منحنی‌های آسیب‌پذیری بر اساس سنجش شدت شتاب طیفی در مطالعه مذکور ارائه شده است. در مطالعه صادقی و همکاران [۶] با توجه به تنوع منحنی‌های آسیب‌پذیری در مطالعات مختلف، دو رویکرد برای توسعه منحنی آسیب‌پذیری مورد استفاده قرار گرفت. رویکرد اول بر اساس وزن یکسان بین تمام مدل‌ها و رویکرد دیگر بر اساس اختصاص وزن‌های مختلف بر مبنای قضاوت مهندسی می‌باشد که رویکرد دوم در مطالعه مذکور به عنوان روش منتخب پیشنهاد شده است. منحنی‌های آسیب‌پذیری بر اساس میانگین و همچنین میانگین + یک انحراف معیار برای کل ساختمان‌های رایج در ایران توسعه داده شده است. بر اساس منحنی‌های شکنندگی توسعه داده شده توسط فلاح تفتی و همکاران [۷]، فیروزی و همکاران [۸] مدل خسارت احتمالاتی برای ساختمان‌های مسکونی در تهران را ارائه نمودند. فلاح تفتی و همکاران [۷] منحنی‌های شکنندگی را بر اساس منطقه و نوع روش ساخت جمع‌آوری نمودند که سهم هر بخش از منطقه و نوع روش ساخت مورد بررسی قرار گرفته است. آنها ساختمان‌ها را در ۱۹ رده (۹ مورد فولادی، ۹ مورد بتنی و یک مورد بنایی) مورد بررسی قرار دادند که نوع مصالح سازه، ارتفاع ساختمان و کیفیت ساختمان (بسته به پیشرفت استاندارد ۲۸۰۰) در این گروه بندی تاثیرگذار بوده است. برای تبدیل منحنی شکنندگی به منحنی آسیب‌پذیری می‌توان از توابع نسبت آسیب به خسارت و یا مدل‌های متعاقب آن استفاده نمود. معتمد و همکاران [۹] با بررسی ساختمان‌های مسکونی، تجاری، صنعتی به ارائه مدل تخمین خسارت پرداختند. آنها ضمن ارائه مدل‌های تخمین خسارت، به ارائه توابع شکنندگی و آسیب‌پذیری نیز پرداختند. گفتنی است علاوه بر مدل‌هایی که بیان شد مارتینز و سیلوا [۱۰] نیز به توسعه منحنی آسیب‌پذیری برای ساختمان‌های مختلف (بر اساس نوع گوناگون مصالح و سیستم سازه‌ای) پرداختند که این توسعه بر اساس جمع‌آوری بانک داده‌های جهانی بوده است. مطالعات مختلفی در خصوص ارزیابی عملکرد و ایمنی سازه‌های نامنظم تحت بار لرزه‌ای صورت پذیرفته است که در ادامه به برخی از این مطالعات اشاره می‌گردد. بطور مثال، یعقوبی و همکاران [۱۱] به ارزیابی ایمنی فروریزش سازه با نامنظمی پیشگی پرداختند. یعقوبی و همکاران [۱۲] در مطالعه دیگری به تحلیل اعتماد پذیری لرزه‌ای سازه نامنظم در پلان پرداختند. معصوم زاده و همکاران [۱۳] به ارزیابی عملکرد احتمالاتی قابهای فولادی با مهاربندی واگرا با استفاده از تحلیل شبکه عصبی پرداختند. گروبیسیک و همکاران [۱۴] به تحلیل اعتمادپذیری قاب بتنی مسلح با روشهای اجزای محدود پرداختند. مون و همکاران [۱۵] به تحلیل شکنندگی قاب خمشی بتنی فضایی که دارای منظمی در پلان می‌باشد، پرداختند. وانگ و همکاران [۱۶] ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای یک سازه بتنی (با سیستم ترکیبی قاب خمشی + دیوار برشی) که دارای نامنظمی در پلان می‌باشد پرداختند.

در این مطالعه، بعد از حصول منحنی شکنندگی پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، توابع آسیب‌پذیری برای ساختمان مورد مطالعه ارائه می‌گردد. گفتنی است برای ساختمان بتنی ۴ طبقه نامنظم، منحنی‌های شکنندگی و آسیب‌پذیری تحت اثر رکوردهای معمولی و نزدیک گسل قبل و بعد از مقاوم‌سازی پیشنهاد شده است. لازم به ذکر است میزان تاثیر روش مقاوم‌سازی انتخابی بر روی نتایج تحلیل

دینامیکی فزاینده، منحنی شکنندگی، منحنی آسیب‌پذیری و محاسبه حاشیه ایمنی تحت اثر دو مجموعه رکورد (نزدیک و معمولی) از نکات بارز این مطالعه می‌باشد که بر اساس یک مطالعه مورد به تفسیر نتایج پرداخته شده است.

## ۲- انتخاب رکورد

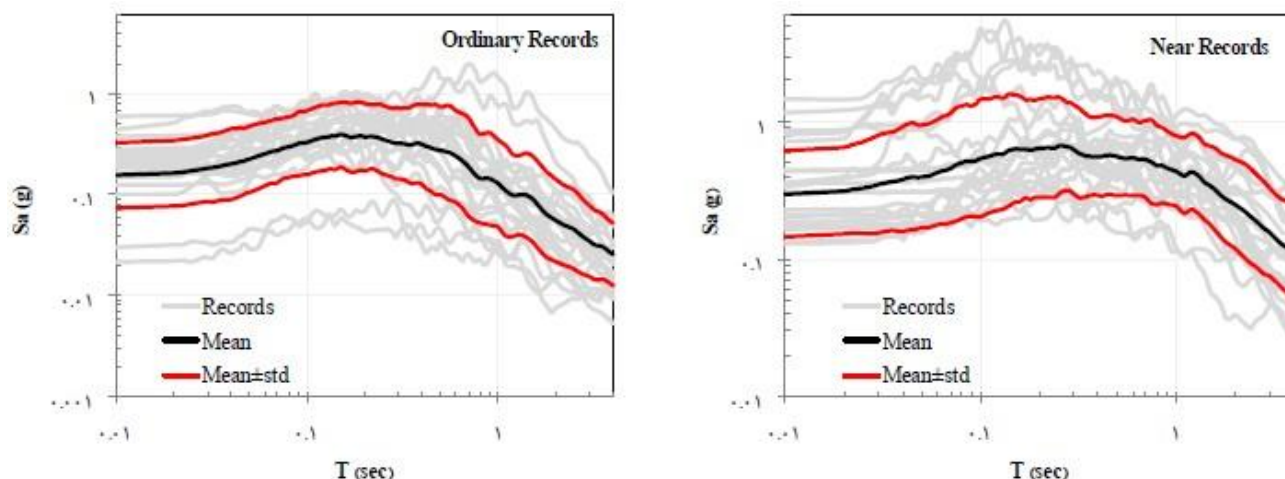
به منظور انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انتخاب یک مجموعه رکورد مناسب امری ضروری و اجتناب ناپذیر می‌باشد. در برخی تحقیقات و مراجع انتخاب حداقل ۷ رکورد برای حصول نتایج قابل اعتماد و منطقی پیشنهاد شده است [۱۷]. برخی محققین انتخاب حداقل ۱۰ رکورد را برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده به منظور ارزیابی عملکرد سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند [۱۸-۱۹]. انتخاب رکورد می‌تواند برای اساس داده‌های واقعی و ثبت شده و یا با استفاده از رکوردهای مصنوعی صورت پذیرد. اگرچه، انتخاب رکوردهای واقعی به دلیل دربرداشتن برخی ویژگی‌های واقع‌گرایانه حرکت زمین مانند دامنه، محتوای فرکانسی، مدت تداوم، محتوای انرژی و تعداد سیکل و فاز در اولویت می‌باشد [۲۰]. در این تحقیق برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان مورد نظر از ۲۲ رکورد واقعی استفاده خواهد شد که ۱۱ رکورد آن دارای ویژگی‌های نزدیک گسل می‌باشد. گفتنی است سعی شده است انتخاب این رکوردها بر اساس سناریوی غالب حاصل از تحلیل خطر لرزه‌ای صورت پذیرد. مشخصات رکوردهای استفاده شده در این مطالعه در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات رکوردهای حرکت زمین انتخاب شده برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده.

RSN*	ت <sub>۵-۲۵</sub> (s)	Earthquake Name	Year	Station Name	Mw	Rjb (km)	Vs <sup>۳۰</sup> (m/sec)
۷۲	۱۳	"San Fernando"	۱۹۷۱	"Lake Hughes #4"	۶/۶۱	۱۹/۵	۶۰۰
۱۴۳*	۱۶/۵	"Tabas_Iran"	۱۹۷۸	"Tabas"	۷/۳۵	۱/۸	۷۶۷
۲۳۱	۱۰/۹	"Mammoth Lakes-01"	۱۹۸۰	"Long Valley Dam (Upr L Abut)"	۶/۰۶	۱۲/۶	۵۳۷
۲۸۵*	۱۹/۶	"Irpinia_Italy-01"	۱۹۸۰	"Bagnoli Irpinio"	۶/۹	۸/۱	۶۵۰
۵۵۰	۱۰/۶	"Chalfant Valley-02"	۱۹۸۶	"Bishop - Paradise Lodge"	۶/۱۹	۱۵/۰	۵۸۵
۸۰۱	۱۰/۱	"Loma Prieta"	۱۹۸۹	"San Jose - Santa Teresa Hills"	۶/۹۳	۱۴/۲	۶۷۲
۸۷۹*	۱۳/۸	"Landers"	۱۹۹۲	"Lucerne"	۷/۲۸	۲/۲	۱۳۶۹
۱۰۵۲*	۱۰/۱	"Northridge-01"	۱۹۹۴	"Pacoima Kagel Canyon"	۶/۶۹	۵/۳	۵۰۸
۱۱۴۸*	۱۱/۱	"Kocaeli_Turkey"	۱۹۹۹	"Arcelik"	۷/۵۱	۱۰/۶	۵۲۳
۱۱۶۵*	۱۵/۱	"Kocaeli_Turkey"	۱۹۹۹	"Izmit"	۷/۵۱	۳/۶	۸۱۱
۱۴۹۲*	۱۶/۷	"Chi-Chi_Taiwan"	۱۹۹۹	"TCU052"	۷/۶۲	۰/۰	۵۷۹
۱۵۰۹	۱۹/۷	"Chi-Chi_Taiwan"	۱۹۹۹	"TCU074"	۷/۶۲	۰/۰	۵۴۹
۱۵۲۹*	۱۹/۶	"Chi-Chi_Taiwan"	۱۹۹۹	"TCU102"	۷/۶۲	۱/۵	۷۱۴
۱۶۱۸	۱۴/۹	"Duzce_Turkey"	۱۹۹۹	"Lamont 531"	۷/۱۴	۸/۰	۶۳۸
۳۷۴۴*	۱۳/۴	"Cape Mendocino"	۱۹۹۲	"Bunker Hill FAA"	۷/۰۱	۸/۵	۵۶۶
۳۹۵۴	۱۲/۸	"Tottori_Japan"	۲۰۰۰	"SMNH10"	۶/۶۱	۱۵/۶	۹۶۷
۴۴۷۸	۱۱/۵	"L'Aquila_Italy"	۲۰۰۹	"Lab.Gran Sasso"	۶/۳	۱۱/۱	۵۴۷
۴۴۸۳*	۱۱/۶	"L'Aquila_Italy"	۲۰۰۹	"L'Aquila - Parking"	۶/۳	۰/۰	۷۱۷
۴۸۴۳	۱۹/۹	"Chuetsu-oki_Japan"	۲۰۰۷	"Matsushiro Tokamachi"	۶/۸	۱۸/۲	۶۴۰
۵۶۵۷*	۱۳/۷	"Iwate_Japan"	۲۰۰۸	"IWTH25"	۶/۹	۰/۰	۵۰۶
۵۸۰۹	۱۱/۵	"Iwate_Japan"	۲۰۰۸	"Minase Yuzawa"	۶/۹	۱۷/۳	۶۵۵
۸۱۱۰	۱۰	"Christchurch_New Zealand"	۲۰۱۱	"MQZ"	۶/۲	۱۳/۹	۶۵۰

\* این رکوردها پالس‌دار می‌باشند.

طیف پاسخ الاستیک شتاب در میرایی ۵ درصد برای رکوردهای انتخابی محاسبه گردیده و به تفکیک رکوردهای معمولی و نزدیک گسل در شکل ۱ به تصویر کشیده شده است. در این شکل علاوه بر طیف پاسخ هر مولفه افقی، میانگین و همچنین میانگین بعلاوه یک انحراف معیار نیز نمایش داده شده است.



شکل ۱: طیف پاسخ الاستیک رکوردهای انتخاب شده برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده.

### ۳- مدل سازی ساختمان و تحلیل دینامیکی فزاینده

به منظور حصول منحنی‌های شکنندگی و آسیب‌پذیری، در گام اول نیاز به انتخاب یک سازه و مدل‌سازی آن می‌باشد. مدل‌سازی ساختمان مورد نظر در نرم افزار سازه‌مواستراکت ۲۰۲۰ صورت پذیرفته است. با استفاده از این نرم افزار تحلیل دینامیکی فزاینده و به دست آوردن پوش نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده به راحتی میسر می‌باشد. پلان ساختمان مورد نظر به صورت شکل ۲ است که یک ساختمان ۴ طبقه بتن مسلح می‌باشد. مدل مربوطه نیز با استفاده از ژاکت بتنی مقاوم‌سازی می‌گردد که اطلاعات آن در ادامه بیان می‌گردد. ساختمان در هر دو راستای  $X$  و  $Y$  دارای سه دهانه می‌باشد. در راستای  $X$  طول همه دهانه‌ها یکسان و برابر با ۴ متر می‌باشد. در راستای  $Y$  طول دهانه اول و دوم برابر با ۳ متر و در دهانه سوم برابر با ۴ متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع همه طبقات نیز برابر با ۳ متر انتخاب شده است. مقاومت فشاری بتن برابر با ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها برابر با ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. رابطه تنش-کرنش برای مصالح بتنی و میلگردهای فولادی به ترتیب بر اساس مدل‌های پیشنهادی مندر و همکاران [۲۱] و منگوتو و پینتو [۲۲] می‌باشد. نوع المان لحاظ شده برای تیرها، ستون‌ها و دیوار برشی از نوع المان غیرخطی نیرو محور بوده است و تعداد المان‌های فایبر برای مقاطع ذکر شده برابر با ۱۲۰ لحاظ شده است. گفتنی است مقاومت فشاری بتن در ژاکت بتنی که برای مقاوم‌سازی ساختمان بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرد، برابر با ۳۳ مگاپاسکال می‌باشد. مدول الاستیسیته بتن و فولاد به ترتیب برابر با ۲۳ و ۲۰۰ گیگاپاسکال لحاظ گردیده است.

در این مطالعه از مدل بتن محصور شده و غیر محصور ارائه شده توسط مندر و همکاران [۲۱] استفاده شده است. مقاومت فشاری طولی بتن با استفاده از رابطه (۱) به دست می‌آید که  $f'_{cc}$  حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده و کرنش نظیر آن برابر با  $\epsilon_{cc}$  می‌باشد.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (1)$$

که مقادیر  $x$  و  $r$  با استفاده از روابط ۲ تا ۵ به دست می‌آید.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa} \quad (4)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5)$$

که  $\varepsilon_c$  برابر با کرنش فشاری طولی بتن میباشد. مقادیر  $\varepsilon_{c0}$  و  $f'_{c0}$  به ترتیب مقاومت بتن غیرمحصور و کرنش متناظر با آن هستند. گفتنی است  $E_c$  و  $E_{sec}$  به ترتیب مدول الاستیسیته و مدول الاستیسته مماسی بتن میباشد.

برای مدلسازی میلگردهای فولادی از مدل منگوتو پینتو [۲۲] استفاده شده است. رابطه تنش-کرنش انتقال از شیب الاستیک اولیه به شیب مجانبی دیگر را بشرح رابطه زیر تعریف میکند.

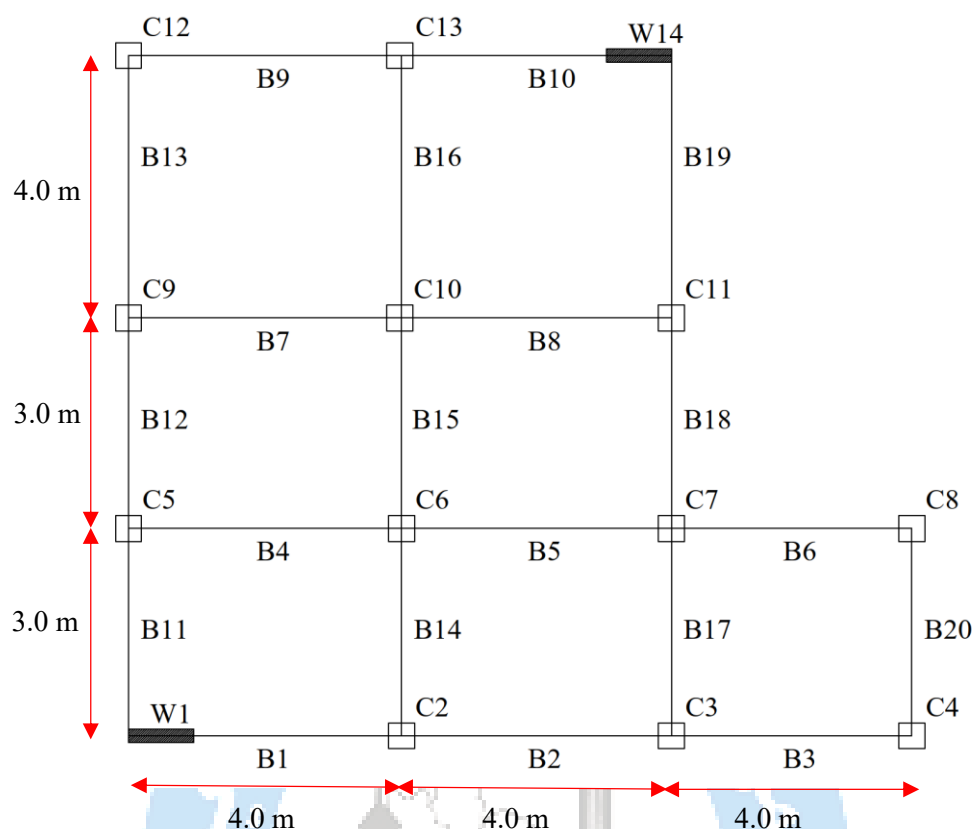
$$\sigma = b\varepsilon + \frac{(1-b)\varepsilon}{(1+\varepsilon^R)^{1/R}} \quad (6)$$

گفتنی است شیب الاستیک اولیه برابر نسبت تنش  $\sigma$  به کرنش  $\varepsilon$  در بخش خطی میباشد.  $R$  یک پارامتر مستقل است که برای تعریف انحنای بخش انتقالی بکار میرود و ضریب  $b$  بیانگر نسبت کرنش سختی می باشد.

برای مدلسازی المانهای سازه از چهار نوع المان شامل المانهای قابی سه بعدی غیرالاستیک مبتنی بر نیرو، المانهای قابی سه بعدی غیرالاستیک مبتنی بر جابجایی، المانهای قابی سه بعدی مفصل پلاستیک مبتنی بر نیرو و المانهای قابی سه بعدی مفصل پلاستیک مبتنی بر جابجایی میتوان استفاده نمود. در این پژوهش برای المان دیوارها از المان قابی غیرالاستیک مبتنی بر نیرو استفاده شده است که این المان تیر-ستون سه بعدی مبتنی بر نیرو قادر به مدل سازی اعضای قابها با لحاظ کردن غیرخطی های هندسی و مصالح میباشد. با توجه به مدلسازی المانها به صورت فایبر، گسترش غیرالاستیک شدن در طول عضو و در طول عمق مقطع میتواند به دست آید. برای المان تیر و ستون از المان قابی غیرالاستیک با مفصل پلاستیک مبتنی بر نیرو استفاده شده است که غیرالاستیک شدن را در طول مشخصی از المان متمرکز می کند که این امر میتواند منجر به کاهش هزینه محاسباتی شود.

<sup>1</sup> Inelastic force-based frame element type (infrmFB)

<sup>2</sup> Inelastic force-based plastic hinge frame element type (infrmFBPH)



شکل ۲: پلان سازه مورد مطالعه.

مشخصات مقاطع ستون، تیر و دیوارها در سازه موجود بشرح جداول ۲ و ۳ می‌باشد. تیرهای ساختمان مورد نظر به صورت T شکل می‌باشد که پارامترهای مختلف آن در شکل ۳ تعریف شده است. گفتنی است مقاطع ستون در سازه مقاوم‌سازی شده در جدول ۴ ارائه گردیده است.

جدول ۲: مشخصات مقاطع ستون‌های سازه موجود.

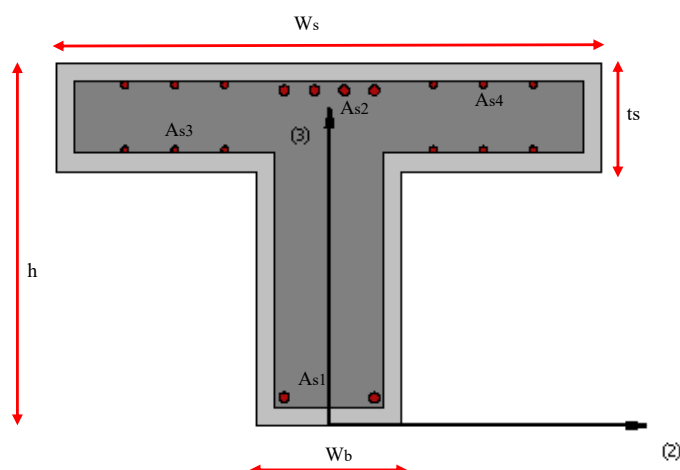
ستون مورد نظر	مقطع (ابعاد بر حسب سانتیمتر)	میلگرد طولی	خاموت
W1	۴۰ × ۴۰	۸φ۱۶+۸φ۸	φ۶ @ ۲۰ cm
C1	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C2	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C3	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۲۰ cm
C4	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C5	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C6	۳۵ × ۳۵	۴φ۲۰	φ۶ @ ۲۰ cm
C7	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۲۰ cm
C8	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C9	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C10	۳۵ × ۳۵	۴φ۱۶	φ۶ @ ۲۰ cm
C11	۳۵ × ۳۵	۴φ۱۶	φ۶ @ ۳۰ cm
C12	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۳۰ cm
C13	۴۰ × ۴۰	۴φ۲۰	φ۶ @ ۲۰ cm
W14	۱۰۰ × ۲۰	۸φ۱۶+۸φ۸	φ۶ @ ۳۰ cm

جدول ۳: مشخصات مقاطع تیرهای سازه موجود.

تیر مورد نظر	عمق تیر h (cm)	عرض تیر Wb (cm)	عرض دال Ws (cm)	ضخامت دال ts (cm)	میلگرد پایین تیر As1	میلگرد بالای تیر As2	میلگرد پایین دال As3	میلگرد بالایی دال As4	خاموت
B1	۵۰	۲۰	۶۴	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B2	۵۰	۲۰	۷۵	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۶φ۱۰	۶φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B3	۵۰	۲۰	۴۴	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B4	۵۰	۲۰	۷۰	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۵φ۱۰	۵φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B5	۵۰	۲۰	۷۶	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۶φ۱۰	۶φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B6	۵۰	۲۰	۴۴	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B7	۵۰	۲۰	۷۳	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۵φ۱۰	۵φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B8	۵۰	۲۰	۶۲	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B9	۵۰	۲۰	۷۰	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۵φ۱۰	۵φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B10	۵۰	۲۰	۷۷	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۶φ۱۰	۶φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B11	۵۰	۲۰	۴۰	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B12	۵۰	۲۰	۴۰	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B13	۵۰	۲۰	۴۷	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۳φ۱۰	۳φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B14	۵۰	۲۰	۵۹	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B15	۵۰	۲۰	۶۲	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B16	۵۰	۲۰	۷۴	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۵φ۱۰	۵φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B17	۵۰	۲۰	۵۸	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B18	۵۰	۲۰	۴۰	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B19	۵۰	۲۰	۳۹	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۲φ۱۰	۲φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm
B20	۵۰	۲۰	۵۸	۱۵	۲φ۱۴	۴φ۱۴	۴φ۱۰	۴φ۱۰	φ۶ @ ۲۰ cm

جدول ۴: مشخصات مقاطع ستون‌های سازه مقاوم‌سازی شده.

ستون مورد نظر	مقطع جدید (ابعاد بر حسب سانتیمتر)	میلگرد طولی اضافه شده	خاموتهای جدید
W1	۱۰۰ × ۲۰	-	-
C1	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C2	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C3	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C4	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C5	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C6	۵۵ × ۵۵	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C7	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C8	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C9	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C10	۵۵ × ۵۵	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C11	۵۵ × ۵۵	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C12	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
C13	۶۰ × ۶۰	۴φ۲۰+۸φ۱۸	φ۱۰ @ ۱۰ cm
W14	۱۰۰ × ۲۰	-	-



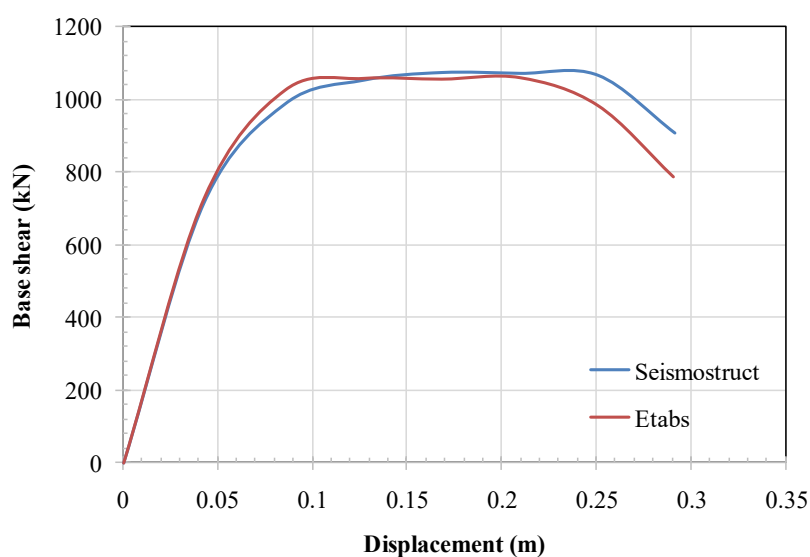
شکل ۳: مقطع تیرهای استفاده شده در سازه مورد مطالعه.

مشخصات مودال ساختمان مورد مطالعه قبل و بعد از مقاومسازی نیز برای پنج مود اول در جدول ۵ آورده شده است. این مشخصات شامل دوره تناوب و ضریب مشارکت مودی در راستاهای مختلف می‌باشد. همانطور که مشخص است سازه مقاومسازی شده دارای کاهش دوره تناوب مورد اول حدود ۳۵ درصدی شده است و همچنین سهم مودهای انتقالی نیز افزایش یافته است.

جدول ۵: مشخصات مودی ساختمان مورد مطالعه قبل و بعد از مقاومسازی.

ساختمان	مود	دوره تناوب	راستا					
			Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
موجود	۱	۰/۴۲۵	٪۴۸.۶۱	٪۱۶.۴۳	٪۰.۰۰	٪۱.۵۵	٪۴.۸۳	٪۲۱.۲۷
	۲	۰/۳۸۸	٪۱۹.۹۱	٪۶۴.۲۹	٪۰.۰۰	٪۶.۹۴	٪۲.۲۳	٪۰.۰۶
	۳	۰/۳۲۱	٪۱۶.۱۰	٪۳.۷۴	٪۰.۰۰	٪۰.۵۵	٪۲.۰۴	٪۶۳.۷۵
	۴	۰/۱۴۰	٪۵.۴۸	٪۲.۰۳	٪۰.۰۰	٪۶.۹۶	٪۱۷.۸۳	٪۲.۴۷
	۵	۰/۱۲۵	٪۲.۸۲	٪۷.۹۹	٪۰.۰۰	٪۲۴.۰۱	٪۹.۰۳	٪۰.۰۲
مقاومسازی شده	۱	۰/۲۸۱	٪۵۹.۵۴	٪۵.۷۹	٪۰.۰۰	٪۰.۸۴	٪۸.۶۰	٪۱۷.۰۷
	۲	۰/۲۵۸	٪۹.۵۲	٪۷۱.۹۳	٪۰.۰۰	٪۱۰.۲۳	٪۱.۳۶	٪۰.۷۹
	۳	۰/۲۲۷	٪۱۲.۸۱	٪۴.۴۴	٪۰.۰۰	٪۰.۷۰	٪۱.۸۹	٪۶۳.۵۰
	۴	۰/۰۸۵	٪۷.۹۵	٪۱.۱۲	٪۰.۰۰	٪۳.۱۴	٪۱۹.۳۱	٪۲.۶۳
	۵	۰/۰۷۹	٪۱.۹۳	٪۹.۷۶	٪۰.۰۰	٪۲۱.۸۴	٪۴.۷۷	٪۰.۰۹

گسترش کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیر خطی در طراحی عملکردی سازه‌ها باعث بوجود آمدن یک ایده نو در بکارگیری آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی گردیده است. این روش که به عنوان روش تحلیل دینامیکی فزاینده معرفی شده، یک روش پارامتریک می‌باشد که به منظور تخمین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بوجود آمده است. این روش شامل اثر دادن یک یا چند رکورد زمین لرزه بر روی سازه است، که هر یک از این رکوردها تا رسیدن به یک شدت خاصی مقیاس شده‌اند. این روش علاوه بر بررسی رفتار لرزه‌ای سازه، ظرفیت سازه را نیز در اختیار ما قرار می‌دهد و می‌تواند در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه مورد بررسی قرار گیرد [۲۳]. لازم به ذکر است جهت صحت سنجی مدل‌سازی صورت گرفته، مدل سازه‌ای مربوطه در نرم افزار ایتبس نیز مدل‌سازی گردید و تحلیل استاتیکی پوش آور نیز صورت پذیرفت. در شکل زیر نتایج مربوط به مقایسه مدل‌سازی در دو نرم افزار ایتبس و سایمواستراکت بشرح شکل زیر می‌باشد که همانطور که مشخص است تطابق مناسبی بین نتایج حاصله وجود دارد.



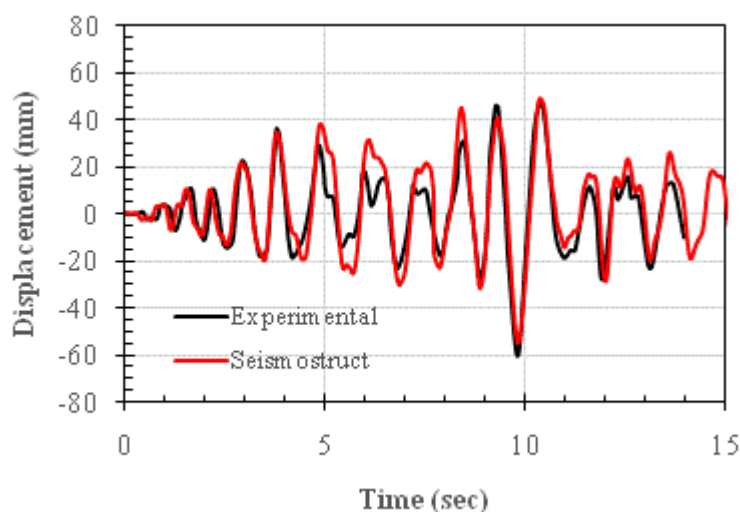
شکل ۴: منحنی پوش آور برای مدل‌سازی صورت گرفته در دو نرم افزار ایتبس و سائزمواستراکت

همچنین یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بر روی یک مدل آزمایشگاهی صورت گرفته که سازه مورد بررسی برای انجام صحت سنجی، یک ساختمان دو بعدی بتنی قاب خمشی می‌باشد که به صورت مقیاس کامل در آزمایشگاه ELSA<sup>3</sup> در همکاری مشترک با شبکه آموزش اروپا (ICONS)<sup>4</sup> ساخته شده است. این ساختمان دارای چهار طبقه و سه دهانه بوده است که برای بارهای ثقیلی و بارجانبی برابر با ۸ درصد وزن سازه طراحی شده است. جزییات آرماتور گذاری مطابق با تجربیات اجرایی در کشورهای جنوبی اروپا در سالهای بین ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۰ میلادی در نظر گرفته شده است. آزمایش مربوطه توسط پینهو و النشای [۲۴] در آزمایشگاه مورد اشاره صورت گرفته است. سازه مورد نظر تحت شتابنگاشت مصنوعی سازگار با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله قرار گرفته است.

در سازه مورد اشاره ارتفاع هر طبقه برابر با ۲/۷۰ متر و طول دو دهانه مجاور برابر با ۵ متر و دهانه کناری برابر با ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. در مدل‌سازی برای مصالح بتنی از مدل مندر و برای مصالح فولادی از مدل منگوتو-پینتو استفاده شده است که مدل‌های رفتاری مربوطه قبلاً (روابط ۱ تا ۶) تشریح گردیده است. برای جزییات بیشتر در خصوص مقاطع ستونها و تیرها میتوان به مرجع مربوطه [۲۴] ارجاع نمود. با اعمال شتابنگاشت مصنوعی به سازه مورد بحث و حصول جابجایی صحت سنجی بشرح شکل ۵ صورت پذیرفت. نتایج نشان میدهد مدل‌سازی صورت گرفته با نتایج آزمایشگاهی در تطابق مناسب و قابل قبولی می‌باشد. جابجایی بدست آمده مربوط به بالاترین تراز نسبت به تراز پایه میباشد.

<sup>3</sup> ELSA laboratory at JRC (Ispra, Italy)

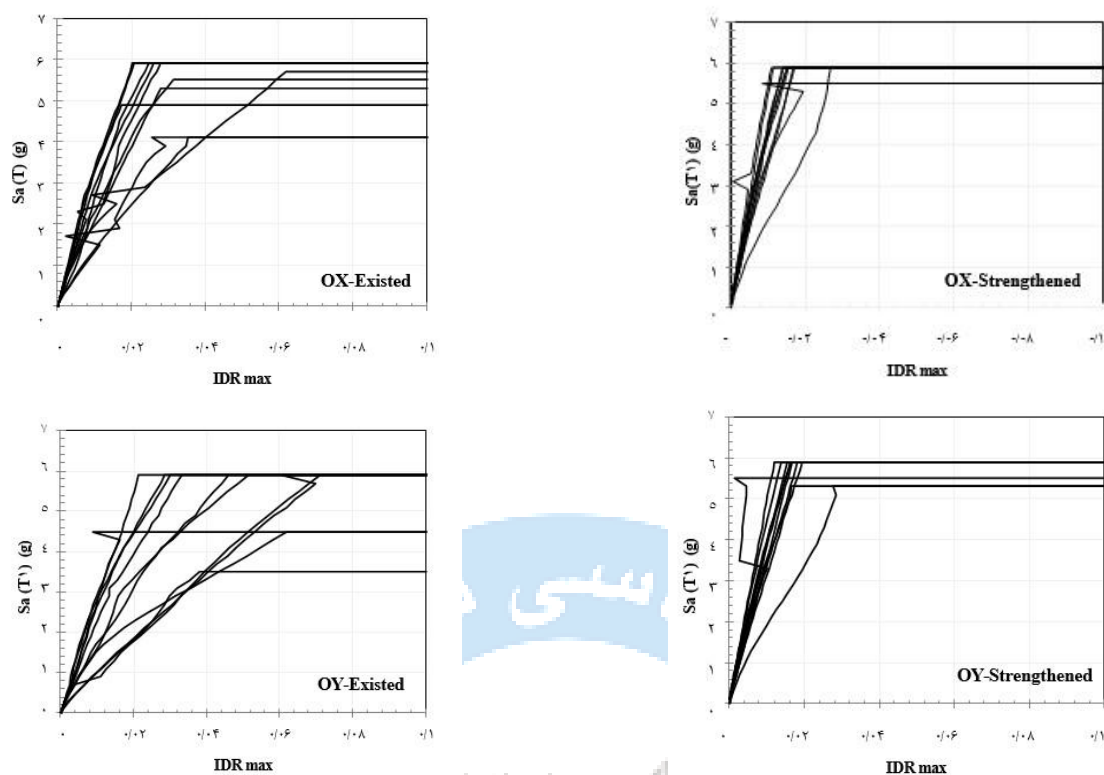
<sup>4</sup> European training network (ICONS)



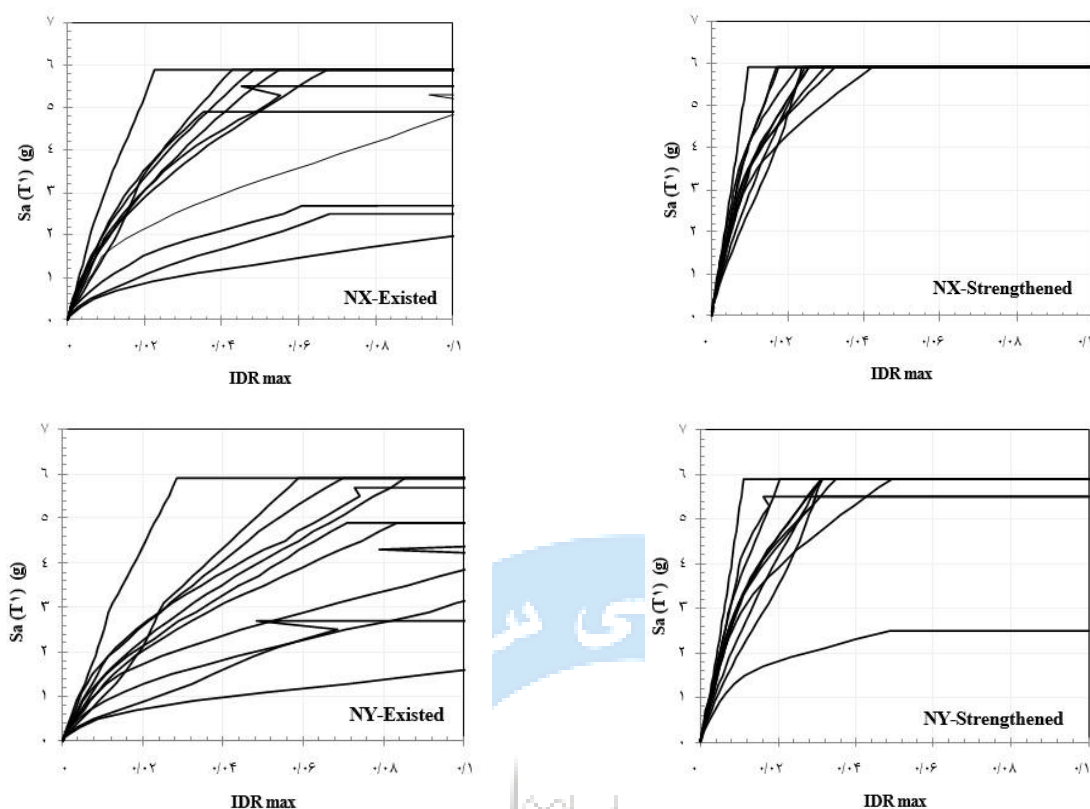
شکل ۵: مقایسه منحنی جابجایی- زمان تحت اثر آزمایش واقعی و مدلسازی

تحلیل دینامیکی فزاینده یا پوش اور دینامیکی ( $IDA^5$ )، یک تحلیل دینامیکی غیر خطی است که با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده سنجه آسیب را برای مقادیر مختلف شدت‌های زمین لرزه در اختیار ما قرار می‌دهد. شدت زمین لرزه می‌تواند به صورت مختلفی از جمله بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی مود اول سازه ( $S_a(T_1)$ ) باشد. سنجه آسیب، متغیر نشان دهنده پاسخ سازه در مقابل زمین لرزه مقیاس شده است که می‌تواند به صورت ماکزیمم برش پایه، دوران گره‌ای از سازه، ماکزیمم جابجایی نسبی پشت بام، ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات به صورت زاویه چرخش طبقه بیان می‌گردد. انتخاب مناسب سنجه آسیب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه و اهمیت آن دارد [۲۵]. در این پژوهش، شتاب طیفی مود اول سازه ( $S_a(T_1)$ ) به عنوان سنجه شدت و دریافت بیشینه میان طبقه (IDRmax) به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (یا سنجه آسیب) انتخاب شده است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به صورت افزایشی تحت دو مجموعه رکورد معمولی و حوزه نزدیک هر یک شامل ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت منطبق با سطح خطر طراحی که به صورت همزمان و با نسبت ۱۰۰ به ۳۰ در مدل‌های سه بعدی اعمال می‌شوند به انجام رسیده است. در شکل ۶ و ۷ نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی برای سازه‌های موجود و مقاوم‌سازی شده به ترتیب برای رکوردهای معمولی و نزدیک گسل به تفکیک ارائه شده است.

<sup>5</sup> Incremental Dynamic Analysis

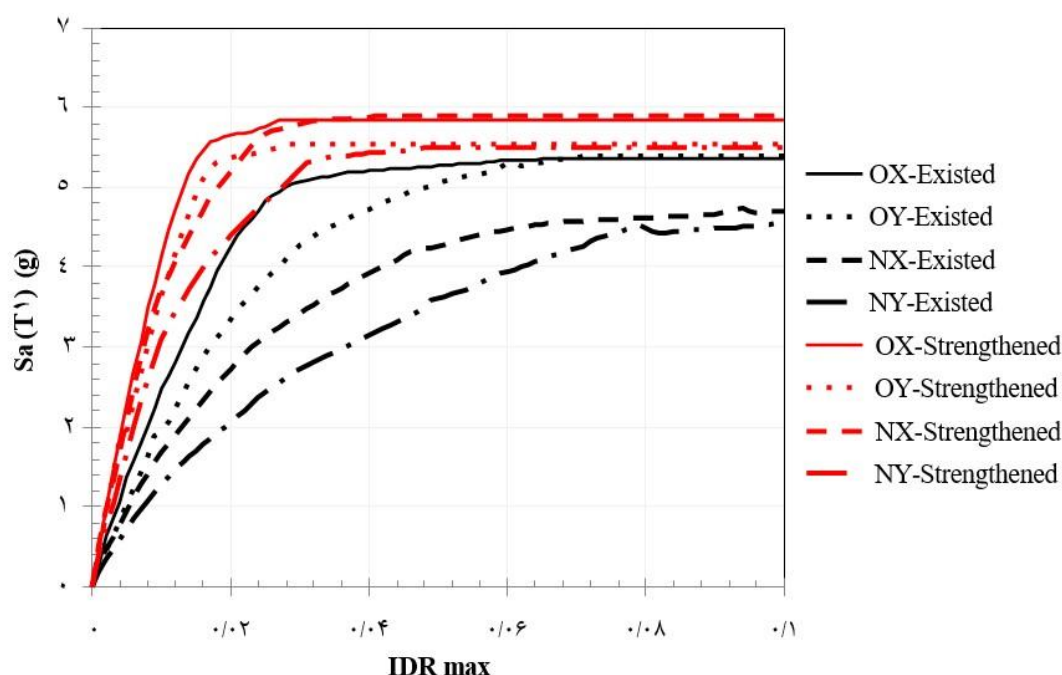


شکل ۶: نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی حاصل از رکوردهای معمولی (O) در دو راستای  $X$  و  $Y$  بر روی سازه موجود (Existed) و مقاوم‌سازی شده (Strengthened).



شکل ۷: نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی حاصل از رکوردهای نزدیک گسل (N) در دو راستای X و Y بر روی سازه موجود (Existed) و مقاوم‌سازی شده (Strengthened).

بعد از حصول منحنی‌های IDA برای هر رکورد، در شکل ۸ مقایسه‌ای بین میانگین حاصل از منحنی‌ها به تفکیک اعمال نوع سازه (موجود و مقاوم‌سازی شده) و نوع رکورد (معمولی و یا نزدیک گسل) و همچنین راستای مورد بررسی صورت گرفته است. لازم به ذکر است نتایج حاصل از تحلیل IDA در دو دریفیت بیشینه بین طبقه ای ۱ و ۳ درصد بین سازه‌ها قبل و بعد از مقاوم‌سازی و همچنین تحت رکوردهای نزدیک گسل و معمولی تشریح می‌گردد. در سازه قبل از مقاوم‌سازی تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل میزان شتاب طیفی در مود اول در راستای X و Y در ۱/۳ و ۱/۷ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت ۱ درصد شده است، درحالیکه در سازه مقاوم‌سازی شده شتاب طیفی ۳/۶ و ۳ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت مذکور می‌گردد که نشان از عملکرد موثر راهبرد مقاوم‌سازی دارد. در سازه قبل از مقاوم‌سازی تحت اثر رکوردهای معمولی میزان شتاب طیفی در مود اول در راستای X و Y در ۲/۴ و ۲ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت ۱ درصد شده است، درحالیکه در سازه مقاوم‌سازی شده شتاب طیفی ۴/۲ و ۳/۷ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت مذکور می‌گردد که نشان از عملکرد موثر راهبرد مقاوم‌سازی دارد. گفتنی است در سازه قبل از مقاوم‌سازی تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل میزان شتاب طیفی در مود اول در راستای X و Y در ۳/۴ و ۲/۷ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت ۳ درصد شده است، درحالیکه در سازه مقاوم‌سازی شده شتاب طیفی ۵/۵ و ۵/۳ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت مذکور می‌گردد که بیانگر عملکرد مثبت راهبرد مقاوم‌سازی می‌باشد. در سازه قبل از مقاوم‌سازی تحت اثر رکوردهای معمولی میزان شتاب طیفی در مود اول در راستای X و Y در ۵ و ۴/۳ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت ۳ درصد شده است، درحالیکه در سازه مقاوم‌سازی شده شتاب طیفی ۵/۸ و ۵/۹ برابر شتاب ثقل منجر به ایجاد دریفیت مذکور می‌گردد. به طور متوسط اتخاذ راهبرد مقاوم‌سازی موجب افزایش ۶۰ درصدی سختی و افزایش ۲۰ درصدی مقاومت سازه در راستای X گردیده است. همچنین، به طور متوسط اتخاذ راهبرد مقاوم‌سازی موجب افزایش ۶۲ درصدی سختی و افزایش ۲۴ درصدی مقاومت سازه در راستای Y گردیده است.



شکل ۸: مقایسه نتایج حاصل از میانگین منحنی‌های IDA

#### ۴- منحنی شکنندگی و آسیب‌پذیری

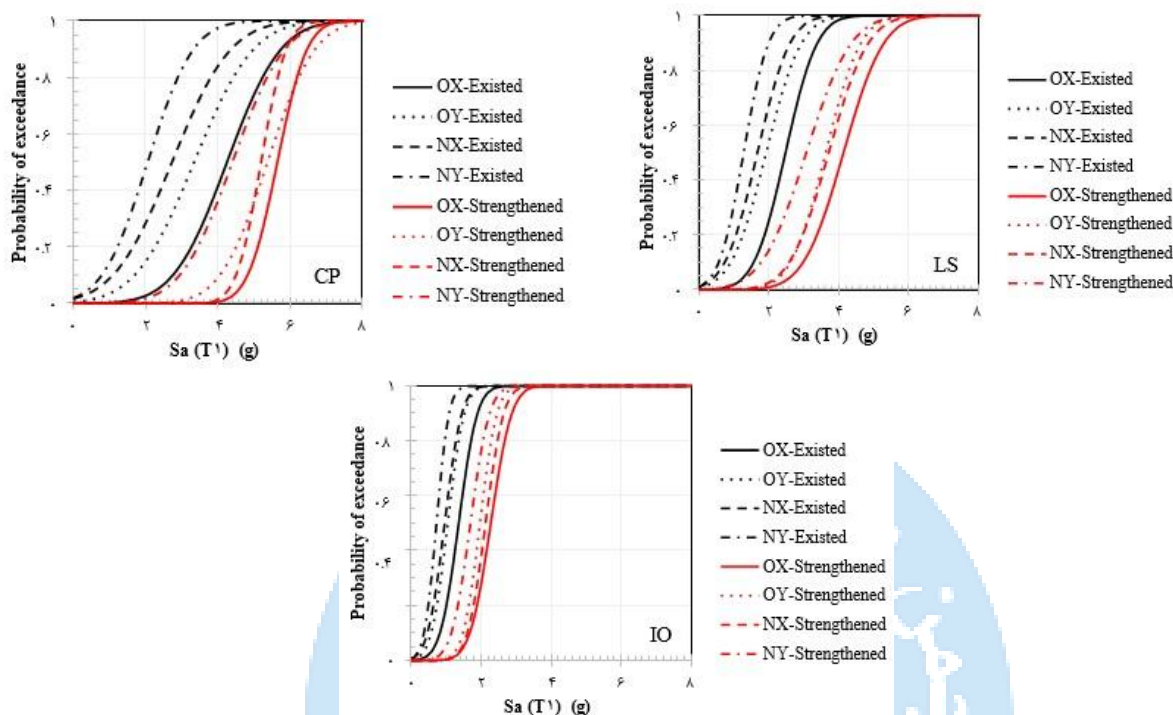
برای تولید منحنی‌های شکنندگی باید یک توزیع مناسب برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل دینامیکی افزایشی به دست می‌آید، در نظر گرفت. معمولاً و در بیشتر موارد بدون هیچ قاعده‌ای از توزیع لوگ نرمال استفاده می‌شود. در این پژوهش با استفاده از توزیع لوگ نرمال که فرض غیر منطقی نیز نمی‌باشد، تمامی منحنی‌های شکنندگی حاصل شده‌اند. با وجود اینکه توزیع لوگ نرمال برای برخی از متغیرهای تصادفی مناسب بوده ولی همیشه اینچنین نیست؛ توزیع برخی داده‌ها دارای چولگی می‌باشد که در این توزیع‌ها میانگین داده‌ها، ممکن است از میانه داده‌ها بزرگتر و یا کوچکتر باشد. در مبحث قابلیت اطمینان سازه از جمله ارزیابی عملکرد بیشتر از توزیع لوگ نرمال که دارای چولگی است، استفاده می‌شود. زیرا چولگی موجود در این توزیع با بسیاری از مشاهدات در پدیده‌های مهندسی سازه مانند توزیع مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی تطابق دارد. همانطور که میدانیم بسیاری از متغیرهای مهندسی دارای انحراف مثبت بوده و نسبت به نقطه میانگین، تمایل به سمت راست نشان می‌دهند. در چنین حالتی فراوانی داده‌ها بر توزیع نرمال منطبق نبوده و غالباً توزیع لوگ نرمال مناسب خواهد بود. اگر متغیر تصادفی  $Y = \ln(x)$  توزیع نرمال داشته باشد، در این صورت متغیر تصادفی  $X$  توزیعی به صورت لوگ نرمال خواهد داشت. تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$F_d(x) = P[D \geq d | X = x] \quad d \in \{1, 2, \dots, N_D\}$$

$$= \Phi \left( \frac{\ln(SA) - \mu_{Ln}}{\sigma_{Ln}} \right) \quad (7)$$

که در رابطه فوق  $F_d(x)$  تابع شکنندگی برای سطح آسیب تحت اثر سنجه شدت  $X$  و  $\Phi$  نیز بیان کننده تابع توزیع تجمعی نرمال می‌باشند. همچنین  $\mu_{Ln}$  و  $\sigma_{Ln}$  مقدار میانگین و انحراف معیار لگاریتم طبیعی شتاب طیفی وقتی که ساختمان از حد مشخصی از سطح آسیب فراتر می‌رود. با تعیین حدود آستانه دریافت برابر  $0.005$ ،  $0.01$  و  $0.02$  به ترتیب برای سطوح عملکرد استفاده بی وقفه (IO)، تامین جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) که از پیشنهاد نشریه FEMA 356 برای سیستم باربر جانبی قاب خمشی و دیوار برشی بتنی استخراج

شده‌اند، منحنی‌های شکنندگی تولید و در شکل ۹ به تصویر کشیده شده‌اند. گفتنی است تولید این منحنی‌ها که در حقیقت تابع توزیع احتمالاتی فراگذشت از سطوح عملکردی را به صورت کمی گزارش می‌کنند، گام اساسی در محاسبه نرخ ریسک لرزه‌ای برای سازه هدف خواهد بود.

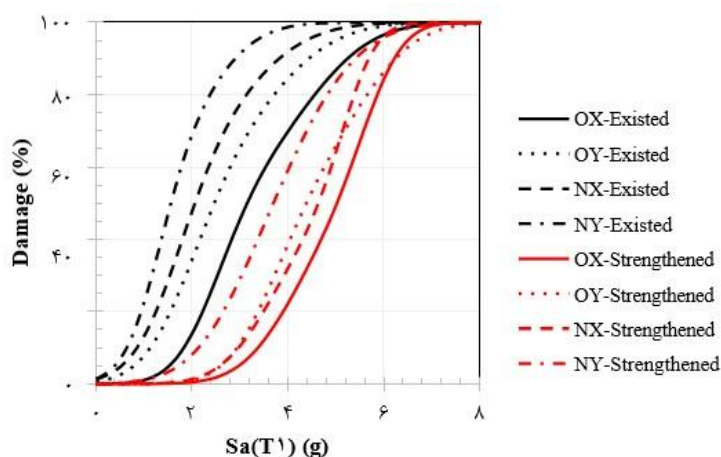


شکل ۹: مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکردی مختلف.

بعد از محاسبه منحنی شکنندگی، منحنی آسیب‌پذیری با استفاده از رابطه زیر محاسبه شده است. در این رابطه  $MDF_d$  متوسط ضریب آسیب می‌باشد که برای سطوح عملکرد بدون آسیب، استفاده بی‌وقفه، تامین جانی و آستانه فروریزش به ترتیب برابر با ۰، ۰.۲، ۰.۵ و ۱.۰ در نظر گرفته شده است [۶ و ۲۶].

$$Vulnerability(\%) = \sum_{d=1}^{N_D} \{P[d = D] \times MDF_d\} \quad (8)$$

میزان آسیب وارد شده در سازه موجود و مقاوم‌سازی شده در راستای  $X$  و  $Y$  تحت رکوردهای معمولی و نزدیک گسل در شکل ۱۰ با یکدیگر مقایسه شده است. بطور مثال در سنجه شدت  $4g$ ، میزان آسیب در راستای  $X$  و  $Y$  تحت رکوردهای معمولی به ترتیب ۳ و ۲ برابر کاهش یافته است. این نسبت تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل نیز در راستای  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳ و ۱/۵ برابر می‌باشد. همانطور که مشخص است، اثر مقاوم‌سازی و همچنین رکوردهای نزدیک گسل کاملاً در منحنی آسیب‌پذیری مشهود می‌باشد. همچنین می‌توان گفت سازه‌ها تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل در هر دو راستا آسیب‌پذیری بیشتری را دارند.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های آسیب حاصله.

در پایان، به منظور دریافت درک صحیح تری از اثرگذاری روش مقاوم‌سازی بر رفتار لرزه ای سازه، حاشیه ایمنی فروریزش بر اساس روش شناسی پیشنهادی FEMA P-695 محاسبه و گزارش گردیده است. جدول آتی خلاصه نتایج محاسبات مذکور را ارائه می نماید. برای محاسبه حاشیه ایمنی از سطح مرجع خطر لرزه ای برای گروه لرزه ای D و بیشینه طیف MCE یا متناظر با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال مندرج در متن راهنمای مذکور استفاده شده است. نسبت شدت میانه فروریزش به شدت زلزله در سطح خطر MCE، ضریب حاشیه فروریزش<sup>۶</sup> (CMR) حاصل میگردد که یک پارامتر برای تعیین ایمنی سازه‌ها در برابر فروریزش میباشد. با داشتن شدتهای طیفی متناظر با فروریزش سازه‌ها بر اساس معیارهای مشخص میتوان میانه آنها را محاسبه نمود. بر اساس رابطه  $CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}}$  حاشیه ایمنی فروریزش برای هر مدل ساختمانی محاسبه میگردد که  $\hat{S}_{CT}$  بیانگر میانه شدتهای طیفی متناظر با ظرفیت فروریزش سازه و  $S_{MT}$  شدت زلزله سطح خطر MCE در زمان تناوب اصلی سازه می‌باشد. گفتنی است برای تخمین سطح قابل قبول حاشیه ایمنی، کیفیت مدلسازی خوب و در دسترس بودن داده های آزمایشگاهی رفتارشناسی سازه در رده ضعیف فرض شده است. همانطور که در جدول ذیل مشهود است، در حالت موجود سازه در راستای X غیر قابل قبول تلقی می گردد. همچنین، بهبود تمامی شاخصها برای همه مدلها در قالب شاخص حاشیه ایمنی فروریزش مشهود است.

جدول ۶: حاشیه ایمنی فروریزش بر اساس روش شناسی FEMA P-695.

نام	سطح خطر ساله ۲۴۷۵	سطح میانه فروریزش	حاشیه ایمنی فروریزش	مقدار قابل قبول حاشیه ایمنی فروریزش	پذیرش
LABEL	MCE-Sa(T1)	Sa(T1)- Collapse	CMR	ACMR %10	ACCEPTABLE
OX-EXISTING	۱/۵	۴/۲۵	۲/۸۳	۲/۳۸	OK
OY-EXISTING	۱/۵	۳/۳۵	۲/۲۳	۲/۳۸	NOT OK
NX-EXISTING	۱/۵	۲/۳۷	۱/۵۸	۲/۳۸	NOT OK
NY-EXISTING	۱/۵	۲/۰۷	۱/۳۸	۲/۳۸	NOT OK
OX-STRENGTHENED	۱/۵	۵/۶۵	۳/۷۷	۲/۳۸	OK
OY-STRENGTHENED	۱/۵	۵/۳۷	۳/۵۸	۲/۳۸	OK
NX-STRENGTHENED	۱/۵	۵/۲۱	۳/۴۷	۲/۳۸	OK
NY-STRENGTHENED	۱/۵	۴/۴۱	۲/۹۴	۲/۳۸	OK

<sup>6</sup> Collapse Margin Ratio; CMR

## ۵- نتیجه گیری

در مطالعه حاضر با توجه به این نکته که ارزیابی روش مقاوم سازی، توسعه منحنی شکنندگی و منحنی آسیب پذیری از اهداف این تحقیق بوده است، به ارزیابی عملکرد یک ساختمان ۴ طبقه نامنظم بتنی تحت اثر حرکات لرزه‌ای حوزه دور و نزدیک گسل قبل و بعد از مقاوم سازی پرداخته شده است. در ابتدا مدل سازه‌ای در نرم افزار سائزمواستراکت و ایتبس مدلسازی گردید و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی پوش اور جهت انجام صحت سنجی با یکدیگر مقایسه گردید. بعد از انجام صحت سنجی، تمامی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده در نرم افزار سائزمواستراکت (قبل و بعد از مقاوم سازی) صورت پذیرفت. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده نیز بر اساس دو مجموعه رکورد (۱۱ رکورد نزدیک گسل و ۱۱ رکورد معمولی) انجام شده است. لازم به ذکر است محاسبه ریسک و تاب آوری از دیگر مواردی است که پیشنهاد می‌گردد در ادامه کار بر اساس یک رویکرد مورد قبول (مانند رویکرد ارائه شده در FEMA P-58 [۲۷]) انجام گردد. اهم نتایج قابل استخراج از پژوهش جاری بشرح ذیل است:

- ۱) با بررسی نمودارهای منحنی شکنندگی می‌توان گفت در اثر اعمال راهبرد مقاوم سازی، کاهش قابل توجه (تا ۱۰۰ درصد) احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی به وضوح مشاهده می‌شود. کاهش مذکور در احتمال فراگذشت در سطح آستانه فروریزش به شدت معنادارتر بوده و با حرکت به سمت سطح استفاده بی وقفه، از شدت آن کاسته می‌شود.
- ۲) استفاده از مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک منجر به افزایش احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی می‌گردد. تغییر مذکور در سطح آستانه فروریزش به شدت قابل توجه بوده و با حرکت به سمت سطح استفاده بی وقفه، از شدت آن کاسته می‌شود.
- ۳) ضعف ذاتی سازه در جهت  $Y$  موجب کاهش شدت اثرگذاری روندهای مشاهده شده در بندهای قبل می‌گردد.
- ۴) با ترسیم منحنی شکنندگی و تولید منحنی آسیب پذیری برای ساختمان مورد مطالعه، اثرات نزدیک گسل (شدت بیشتر جنبش زمین) و همچنین میزان بهبود عملکرد ساختمان پس از مقاوم سازی (کاهش آسیب پذیری) به طور واضحی مشهود می‌گردد.
- ۵) حاشیه ایمنی فروریزش برای کاربرد رکوردهای معمولی در راستای  $X$ ، بهبود حدود ۳۰ درصدی در اثر اعمال روش مقاوم سازی را نشان می‌دهد. این مقدار برای راستای  $Y$ ، حدود دو برابر خواهد بود.
- ۶) حاشیه ایمنی فروریزش برای کاربرد رکوردهای حوزه نزدیک در راستای  $X$ ، بهبود ۱۲۰ درصدی در اثر اعمال روش مقاوم سازی را نشان می‌دهد. این مقدار برای راستای  $Y$ ، تقریباً همین مقدار خواهد بود.
- ۷) کاربرد رکوردهای حوزه نزدیک در تخمین سطح حاشیه ایمنی فروریزش، نسبت به رکوردهای معمولی برای سازه موجود در هر دو راستا، کاهش حدود ۶۰ درصدی را سبب می‌شود. در حالیکه، استفاده از همین رکوردها در سازه مقاوم سازی شده کاهش حدود ۹۰ درصدی سطح حاشیه ایمنی فروریزش را در هر دو راستا شامل می‌گردد.
- ۸) به طور متوسط، انجام روش مقاوم سازی موجب بهبود حاشیه ایمنی فروریزش به میزان حدود ۸۰ درصد گردیده است.
- ۹) به طور متوسط، کاربرد رکوردهای حوزه نزدیک موجب کاهش حدود ۷۰ درصدی حاشیه ایمنی فروریزش گردیده است.

## مراجع

- [1] Rosti, A., Del Gaudio, C., Rota, M., Ricci, P., Di Ludovico, M., Penna, A., & Verderame, G. M. (2021). Empirical fragility curves for Italian residential RC buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(8), 3165-3183.
- [2] Pitilakis, D., & Petridis, C. (2022). Fragility curves for existing reinforced concrete buildings, including soil-structure interaction and site amplification effects. *Engineering Structures*, 269, 114733.

- [3] Biglari, M., Formisano, A., & Hashemi, B. H. (2021). Empirical fragility curves of engineered steel and RC residential buildings after Mw 7.3 2017 Sarpol-e-zahab earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(6), 2671-2689.
- [4] Folić, R., & Čokić, M. (2021). Fragility and Vulnerability Analysis of an RC Building with the Application of Nonlinear Analysis. *Buildings*, 11(9), 390.
- [5] Chen, M., Tang, C., Zhang, X., Xiong, J., Chang, M., Shi, Q., ... & Li, M. (2021). Quantitative assessment of physical fragility of buildings to the debris flow on 20 August 2019 in the Cutou gully, Wenchuan, southwestern China. *Engineering Geology*, 293, 106319.
- [6] Sadeghi, M., Ghafory-Ashtiany, M., & Pakdel-Lahiji, N. (2015). Developing seismic vulnerability curves for typical Iranian buildings. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part O: Journal of Risk and Reliability*, 229(6), 627-640.
- [7] Fallah Tafti, M., Amini Hosseini, K., & Mansouri, B. (2020). Generation of new fragility curves for common types of buildings in Iran. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(7), 3079-3099.
- [8] Firuzi, E., Ansari, A., Amini Hosseini, K., & Rashidabadi, M. (2019). Probabilistic earthquake loss model for residential buildings in Tehran, Iran to quantify annualized earthquake loss. *Bulletin of earthquake engineering*, 17(5), 2383-2406.
- [9] Motamed, H., Calderon, A., Silva, V., & Costa, C. (2019). Development of a probabilistic earthquake loss model for Iran. *Bulletin of earthquake engineering*, 17(4), 1795-1823.
- [10] Martins, L., & Silva, V. (2021). Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(15), 6719-6745.
- [11] Yaghoubi, E., Emami, A. R., & Birzhandi, M. S. (2023). IDA-based collapse safety assessment of torsional-irregular buildings, considering ductility and damage. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 23(20), 2350200.
- [12] Yaghoubi, E., Emami, A. R., & Birzhandi, M. S. (2023, October). Seismic reliability analysis of plan-asymmetric reinforced concrete buildings with dual special frame-wall lateral force-resisting system. In *Structures* (Vol. 56, p. 104999). Elsevier.
- [13] Masoomzadeh, M., Basim, M. C., Chenaghrou, M. R., & Khajehsaeid, H. (2023, February). Probabilistic performance assessment of eccentric braced frames using artificial neural networks combined with correlation latin hypercube sampling. In *Structures* (Vol. 48, pp. 226-240). Elsevier.
- [14] Grubišić, M., Ivošević, J., & Grubišić, A. (2019). Reliability analysis of reinforced concrete frame by finite element method with implicit limit state functions. *Buildings*, 9(5), 119.
- [15] Moon, D. S., Lee, Y. J., & Lee, S. (2018). Fragility analysis of space reinforced concrete frame structures with structural irregularity in plan. *Journal of Structural Engineering*, 144(8), 04018096.
- [16] Wang, N., Huang, X., & Zhang, D. (2021). Seismic fragility assessment of RC plan-asymmetric wall-frame structures based on the enhanced damage model. *Shock and Vibration*, 2021(1), 5559260.
- [17] Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(spec01), 43-91.
- [18] Shome, N., Cornell, C.A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Stanford University.
- [19] Rota, M., Penna, A., & Magenes, G. (2010). A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, 32(5), 1312-1323.
- [20] Ibrahim, Y. E. (2016). Assessment of seismic retrofitting techniques of RC structures using fragility curves. *Int J Struct Civ Eng Res*, 6(1), 63-72.
- [21] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

- [22] Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal forces and bending moment. *IASBE Proceedings*.
- [23] Lin, S. L., Li, J., Elnashai, A. S., & Spencer Jr, B. F. (2012). NEES integrated seismic risk assessment framework (NISRAF). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, 219-228.
- [24] Pinho, R. & Elnashai, A. S. (2000). Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame. *ISST Journal of earthquake Technology*, 37, 143-164.
- [25] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra*, 20(2), 523-553.
- [26] FEMA 356 (2000) Commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- [27] FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1–Methodology.”

