

Probabilistic Seismic Assessment of RC Tall Regular Buildings Having Special Moment Frames Subjected to Long-period Earthquakes

Amir Masoud Zamani¹, Hossein Pahlavan^{2*}, Mohamad Shamekhi Amiri³, Fahime Rafiee⁴

- 1- *MSC. of structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, IRAN*
- 2- *Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, IRAN*
- 3- *Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, IRAN*
- 4- *Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Damghan University, Damghan, IRAN*

ABSTRACT

Numerous tall buildings in the world are located in cities near active faults. Generally, past near-fault earthquakes had predominant period greater than 1 sec. so called as **long-period earthquakes**. In such earthquakes, tall building having great natural period seems to be more vulnerable. In this research, seismic performance of RC tall buildings having special moment frames subjected to long-period earthquakes are assessed via fragility curves. Subsequently, three models of 15, 25 and 35 story buildings are modelled in OpenSEES and IDA analysis is performed under long and short period earthquakes. Considering maximum nonlinear drifts as engineering demand parameter, seismic fragility curves at different performance levels are developed. By comparing the fragility curves and their median values, the effect of earthquake predominant period on the seismic performance of high-rise buildings are discussed. It is concluded that, the RC tall buildings, are more vulnerable in Long-period earthquakes compared with short period ones. At low damage levels such as slight and moderate, this difference seems to be small but for extensive and complete damage levels the considered models are much more fragile in long period records. So that the average values of seismic fragility for 35 story building model Subjected to short-period earthquakes at partial, medium, wide and complete damage levels are equal to the values of 0.084g, 0.16g, 0.44g and 0.95g, respectively. However, these values are equal to 0.032g, 0.065g, 0.175g and 0.39g, respectively, for earth motion with high period. As in complete damage level the seismic median fragility decreased 60 % for long- period earthquakes.

ARTICLE INFO

Receive Date: 14 April 2021
Revise Date: 15 June 2021
Accept Date: 31 July 2021

Keywords:

Tall Buildings
Long-period Earthquakes
Fragility Curves
Incremental Dynamic Analysis
Median Fragility

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.281122.2421>

*Corresponding author: Hossein Pahlavan
Email address: Pahlavan@shahroodut.ac.ir

ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای احتمالاتی ساختمان‌های بلند مرتبه منظم با سیستم قاب

خمشی بتن آرمه ویژه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند

امیر مسعود زمانی^۱، حسین پهلوان^{۲*}، محمد شامخی امیری^۳، فهیمه رفیعی^۴

۱- دانشجو کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۳- استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۴- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه دامغان، دامغان، ایران

چکیده

تعداد زیادی از ساختمان‌های بلند در دنیا در شهرهایی که در نزدیکی گسل‌های فعال هستند ساخته شده‌اند. زلزله‌های نزدیک به گسل گذشته عموماً دارای زمان تناوب غالب بزرگتر از ۱ ثانیه بوده که به عنوان رکوردهای با زمان تناوب بلند نامیده می‌شوند. با توجه به بزرگ بودن مقدار زمان تناوب غالب این نوع زلزله‌ها، افزایش آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه با زمان تناوب بزرگ قابل پیش‌بینی می‌باشد. در این مقاله آسیب‌پذیری لرزه‌ای احتمالاتی ساختمان‌های بلند مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور سه مدل ساختمان بلند مرتبه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن آرمه ویژه با تعداد طبقات ۱۵، ۲۵ و ۳۵ با پلان مشابه در نرم‌افزار اوپنسیس بصورت سه بعدی مدل‌سازی شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) تحت رکوردهای با زمان تناوب بلند و کوتاه به تفکیک برای آنها انجام گردید. با در نظر گرفتن دریافت غیرخطی حداکثر طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سطوح آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل برای این مدل‌ها بدست آمد. نتایج مقاله حکایت از آسیب‌پذیری لرزه‌ای بیشتر ساختمان‌های بلند مرتبه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند دارد و هرچقدر از سطح آسیب جزئی به سمت آسیب متوسط، گسترده و کامل برویم اختلاف میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای تحت رکوردهای با زمان تناوب بلند نسبت به زمان تناوب کوتاه بیشتر خواهد شد. به طوریکه مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای در مدل ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سطوح آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل به ترتیب برابر با $0/032g$ ، $0/065g$ ، $0/117g$ و $0/39g$ می‌باشد. بدین ترتیب، در سطح آسیب کامل میانه شکنندگی لرزه‌ای برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند حدود ۶۰ درصد کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: ساختمان‌های بلند، رکوردهای با زمان تناوب بلند، منحنی شکنندگی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی فزاینده، میانه شکنندگی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.281122.2421	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.281122.2421	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۵/۰۹	۱۴۰۰/۰۵/۰۹	۱۴۰۰/۰۳/۲۵	۱۴۰۰/۰۱/۲۵
حسین پهلوان Pahlavan@shahroodut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

با توجه به اهمیت ساختمان‌های بلند مرتبه در زمینه‌ی مسائل مالی و جانی، ارزیابی دقیق میزان آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها در برابر حوادث گوناگون از جمله زلزله، امری ضروری می‌باشد. زمان تناوب زلزله به همراه پارامترهایی چون دامنه و مدت تداوم، از مهمترین مشخصه‌های یک رکورد زلزله محسوب می‌شوند که می‌توانند در تخمین خسارت وارد بر سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرند. با افزایش ارتفاع ساختمان، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد و زمانی که زلزله با زمان تناوب بلند رخ دهد، با توجه به پدیده‌ی تشدید احتمال افزایش آسیب‌پذیری سازه وجود دارد. بدلیل اهمیت موضوع باید ارزیابی دقیق قبل از وقوع چنین پدیده‌هایی انجام شود و با انجام تحلیل‌های گوناگون، میزان آسیب‌پذیری آن‌ها محاسبه گردد.

زمین لرزه‌هایی که دارای مؤلفه‌های با زمان تناوب بلند (بزرگتر از ۱ ثانیه) و یا فرکانس پایین هستند به عنوان زمین لرزه‌های با زمان تناوب بلند معرفی می‌شوند. به طور کلی این نوع زمین لرزه‌ها به دو دسته، زمین لرزه‌های پالس مانند نزدیک گسل و زمین لرزه‌های هارمونیک ساده دور از گسل تقسیم می‌شوند. زلزله‌های حوزه نزدیک گسل شامل رکوردهایی هستند که فاصله گسل تا ایستگاه ثبت شتاب‌نگاشت کمتر از حدود ۱۰ تا ۱۵ کیلومتر باشد. تحقیقات نشان می‌دهد که هر دو نوع زمین لرزه نزدیک گسل و دور از گسل، به صورت مشخص دارای ویژگی‌های زمان تناوب بلند می‌باشند لیکن در زلزله‌های از نوع نزدیک گسل این ویژگی مشهودتر است [۱].

ارزیابی سطح عملکرد ساختمان به کمک منحنی‌های شکنندگی بهترین راه برای محاسبه میزان خسارت احتمالی می‌باشد. با استفاده از این منحنی‌ها، میزان شکنندگی سازه‌های مختلف بررسی می‌شود و با استفاده از این داده‌ها می‌توان راهکار مناسب جهت رفع نقاط ضعف احتمالی ارائه داد. منحنی شکنندگی احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از مقدار حدی تعیین شده برای آن، تحت یک معیار شدت زلزله مشخص را بیان می‌کند که نه تنها ارزیابی ریسک زلزله بلکه به منظور اولویت بهسازی سازه نیز در زمان زلزله به کار می‌رود و داده‌های مورد نظر از طریق تحلیل‌های انتخابی سازه بدست می‌آیند.

از روش‌هایی که به وسیله آن می‌توان منحنی‌های شکنندگی ترسیم کرد، شاخص خرابی می‌باشد. پارک و انگ در سال ۱۹۸۵ با استفاده از رابطه معروف شاخص خسارت پارک- انگ، روشی جهت طراحی سازه‌ها ارائه دادند. عمده ترین پارامترهای اولیه طرح در این روش برش پایه و شاخص شدت زمین لرزه است که بر اساس آن شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید [۲]. میزان خسارت به صورت تجمعی در کلیه اعضا، طبقه و کل سازه در این مدل در نظر گرفته می‌شود.

برای ارزیابی جامع از رفتار سازه‌ها، تحلیل دینامیکی فزاینده^۱ (IDA) یک روش تحلیلی محاسباتی در مهندسی زلزله به شمار می‌رود. این تحلیل به منظور تخمین حداکثر جابجایی‌های غیرخطی در مهندسی زلزله بسیار مقبول می‌باشد. در دهه اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) پذیرفته شده و در راهنماهای FEMA-351 و HAZUS-MH MR-5 برای تعیین آسیب‌پذیری سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است [۳، ۴ و ۵].

۲- تاریخچه کارهای انجام شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی

اولین بار در سال ۱۹۸۰ این منحنی‌ها برای سازه‌های با اهمیت بالا چون نیروگاه‌های هسته‌ای استفاده شد [۶]، زیرا در اینگونه سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد، کوچکترین نقص و آسیب در مقابل زلزله بسیار خطرناک است. در ابتدا این منحنی‌ها بسیار ساده و از لحاظ محاسباتی بسیار ابتدایی بودند. پس از زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ جامعه مهندسی به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه‌ها پس از زلزله پی بردند و برای برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها نیز از این منحنی‌ها استفاده شد [۷]. پس از آن منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مختلف با تعداد طبقات متنوع ترسیم شد [۸، ۹ و ۱۰].

¹ Incremental Dynamic Analysis

اسمیس و همکاران در سال ۲۰۰۴ از منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها در استانبول استفاده کردند. تحقیق آنها شامل چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی بود که با استفاده از دیوارهای برشی و بادبندها، مقاوم‌سازی شد. از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تحلیل لرزه‌ای استفاده شد. در سطوح مختلف PGA منحنی‌های شکنندگی برای نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات به ارتفاع (دریفت) رسم شدند [۱۱].

در سال ۲۰۰۶ آریزاگا با استفاده از نرم‌افزار پرفورم و تحلیل دینامیکی غیر خطی قاب‌هایی با ۲، ۳، ۴، ۶ و ۱۰ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی مدل کرده و منحنی‌های شکنندگی ترسیم نمود. وی دریفت طبقات را با استفاده از آیین نامه FEMA و بر اساس حداکثر شتاب زلزله محاسبه کرد [۱۲].

نتایج تحقیق آسامو در سال ۲۰۱۲ از توسعه منحنی‌های شکنندگی برای سه تیپ سازه کوتاه با سیستم قاب خمشی بتنی در کشور غنا نشان داد که احتمال فروریزش در سازه‌های نزدیک گسل در مناطق لرزه‌خیزی با حداکثر شتاب $0.25g$ و $0.35g$ زیاد می‌باشد [۱۳].

در سال ۲۰۱۲ ناصری و قدرتی سازه‌های بتن آرمه را بدون در نظر گرفتن اثر میان قاب و ضعف سازه‌ای به وسیله‌ی منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار دادند. و برای ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط ساختمان‌های کوتاه و متوسط شمال کشور در سطوح آسیب چهارگانه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را توسعه دادند [۱۴].

در سال ۲۰۱۷ حسین‌پور و عبدالنبی برای قاب‌های بتن مسلح تحت زلزله‌های متعدد منحنی‌های شکنندگی ترسیم کردند. آن‌ها یک بار توسط حداکثر شتاب PGA و یک بار با مقیاس Sa سه قاب ۳، ۷ و ۱۲ طبقه را به صورت دو بعدی تحلیل کردند. نتیجه آن بود که مقیاس PGA برای قاب ۳ طبقه مناسب است. اما با افزایش تعداد طبقات PGA ممکن است کمیت مناسبی جهت در نظر گرفتن شدت زلزله ورودی نباشد و بهتر است از پارامتر شتاب طیفی Sa استفاده شود [۱۵].

پهلوان و یگانه در سال ۲۰۱۸ آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه ویژه دارای ضعف اجرایی در نحوه خاموت‌گذاری ویژه ستون‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نتیجه کارشان مؤید کاهش قابل توجه مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای این ساختمان‌ها در سطوح آسیب جزئی تا کامل بوده است [۱۶].

در سال‌های اخیر، تحقیقاتی در زمینه اثر زلزله‌های با زمان تناوب بلند بر روی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند انجام گرفته است. نتیجه تحقیق آریگا و همکاران در سال ۲۰۰۵ بر رفتار شدید ساختمان‌های بلند دارای جداسازهای لرزه‌ای تحت زلزله با زمان تناوب بلند نشان داد که، جداسازها رفتار خوبی در برابر جلوگیری از ایجاد تشدید در سازه در محدوده زمین لرزه‌های فرکانس پایین دارند اما در زمین لرزه‌های با محدوده فرکانسی بالا استفاده از این جداسازها خطرناک می‌باشد [۱۷].

در سال ۲۰۰۸ چانگ و همکاران با مدلسازی واقعی میز لرزه یک ساختمان ۲۱ طبقه را بنا کرده و تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند قرار دادند و رفتار لرزه‌ای آن را مورد بررسی قرار دادند. مشاهدات در این تحقیق نشان داد که ماکزیمم دریفت از ۰/۵٪ و ۱٪ در بارگذاری‌های کوچک و بزرگ لرزه‌ای تجاوز نمی‌کند. بارگذاری غیرخطی رفت و برگشتی در نهایت منجر به شکست در قسمت تحتانی و انتهای تیرها شد. رفتار هیسترسیز طبقات پایدار باقی مانده و کاهش مقاومت چشمگیری بعد از شکست اتصالات مشاهده نشد [۱۸].

لیگنوس و همکاران در سال ۲۰۱۱ مدل تحلیلی شامل ساختمان‌های بلند فلزی تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند را که مؤلفه‌های زوال و شکست تحت خستگی سازه در آن تعریف شده را توسط نرم افزار اپنسیس توسعه دادند [۱۹].

طی زلزله سال ۲۰۱۱ در شرق ژاپن، ساختمان‌های بلند مرتبه در توکیو، ناگویا و اوزاکا به صورت گسترده جابجا شدند و این جابجایی‌ها موجب شد تا آسیب جدی به اعضای غیر سازه‌ای وارد شود. آن شهرها در نزدیکی لایه عمیق ریز دانه‌ای بنا شدند که این شرایط می‌تواند زمینه ساز خوبی برای تولید زلزله‌های با زمان تناوب بلند باشد. سایتو در سال ۲۰۱۱، عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه را در آن زلزله را مورد بررسی قرار داد [۲۰]. سپس ایمنی ساختمان‌های بلند تحت زلزله با زمان تناوب بلند زمان روی دادن زلزله‌های بزرگی که در

آینده ممکن است اتفاق بیافتد بررسی نمود. نتایج مؤید این موضوع است که زمان تناوب طبیعی سازه‌ها بعد از ایجاد ترک‌های ریز در ساختمان مقداری کاهش یافته است [۲۰].

شبیه سازی حرکت زمینی با دوره تناوب بلند و تأثیر آن بر پاسخ لرزه ای ساختمان‌های بلند مرتبه در سال ۲۰۱۷ مورد توجه هو و همکاران قرار گرفت و نتیجه بررسی های آنها نشان داد که حرکات زمین با دوره تناوب بلند تأثیر بسیاری بر ساختمان‌های بلند دارد، به ویژه در ساختمان‌های واقع در رسوبات عمیق خاک [۲۱]. از آنجا که اثر خاک نرم امواج با دوره تناوب بلند را تا حد زیادی تقویت می‌کند و منجر به افزایش تغییر شکل ساختمان‌های بلند می‌گردد.

در سال ۲۰۱۸ ژوو و همکاران در رابطه با توسعه پارامتر تعیین کننده انواع زلزله‌های با زمان تناوب بلند و تأثیر آنها بر ساختمان بلند تحقیق کردند. در این تحقیق با تحلیل ۳۹۷۴۴ رکورد زلزله پارامتر تعیین کننده دامنه فرکانسی β_1 معرفی شده است. این پارامتر در تعیین زلزله‌های با زمان تناوب بلند بدون در نظر گرفتن مشخصات لرزه‌ای بسیار کاربردی می‌باشد. سپس با مدل سازی ساختمان‌های بلند مرتبه تحت زلزله با زمان تناوب بلند رفتار این نوع سازه‌ها تحلیل شده است و در نهایت پارامتر β_1 با مقایسه پاسخ سازه صحت‌سنجی انجام می‌شود [۲۲].

عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه در معرض حرکت زمین با زمان تناوب بلند به طور دقیق قابل محاسبه نیست. با پیشرفت‌های اخیر فن‌آوری حسگرها، سیستم‌های نظارت بر سلامت ساختاری^۲ در برخی از ساختمان‌های بلند مرتبه نصب شده‌اند تا پاسخ‌های دینامیکی سازه هنگام زلزله واقعی را اندازه گرفته و ثبت نمایند. همگام با اندازه‌گیری‌های دقیق، روش‌هایی جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه تحت حرکت زمینی با دوره تناوب بلند در سال‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته است [۲۳ و ۲۴]. هو و ژو در سال ۲۰۱۹ روش احتمالاتی را جهت ارزیابی عملکرد پس‌لرزه در ساختمان‌های بلند مرتبه تحت حرکت زمین با دوره تناوب بلند پیشنهاد نمودند [۲۳]. جابه‌جایی نسبی بین طبقات و منحنی شکنندگی به دست آمده از روش پیشنهادی خود را به عنوان عملکرد ساختمان در حین پس لرزه با مقادیر ثبت شده از حسگرهایی در ساختمانی با ارتفاع ۵۸۰ متر در هنگ کنگ مقایسه و صحت سنجی نمودند.

در ادامه این تحقیقات ژو و هو در سال ۲۰۲۱ رویکردی نوآورانه تحلیلی جهت تولید منحنی شکنندگی برای ساختمان بلندمرتبه شانگهای با سیستم مقاوم ترکیبی شامل ستون‌های بزرگ، کمر بند خرابی و یک لوله مرکزی پیشنهاد شده است [۲۴]. در این پژوهش، تجزیه و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی برای یک مدل سه بعدی غیرخطی المان محدودی با کمک نرم افزار آباکوس انجام گرفت و منحنی‌های شکنندگی اجزای اصلی ساختمان با استفاده از تجزیه و تحلیل دینامیکی فزاینده برای زلزله‌هایی با دوره تناوب بلند ترسیم شد.

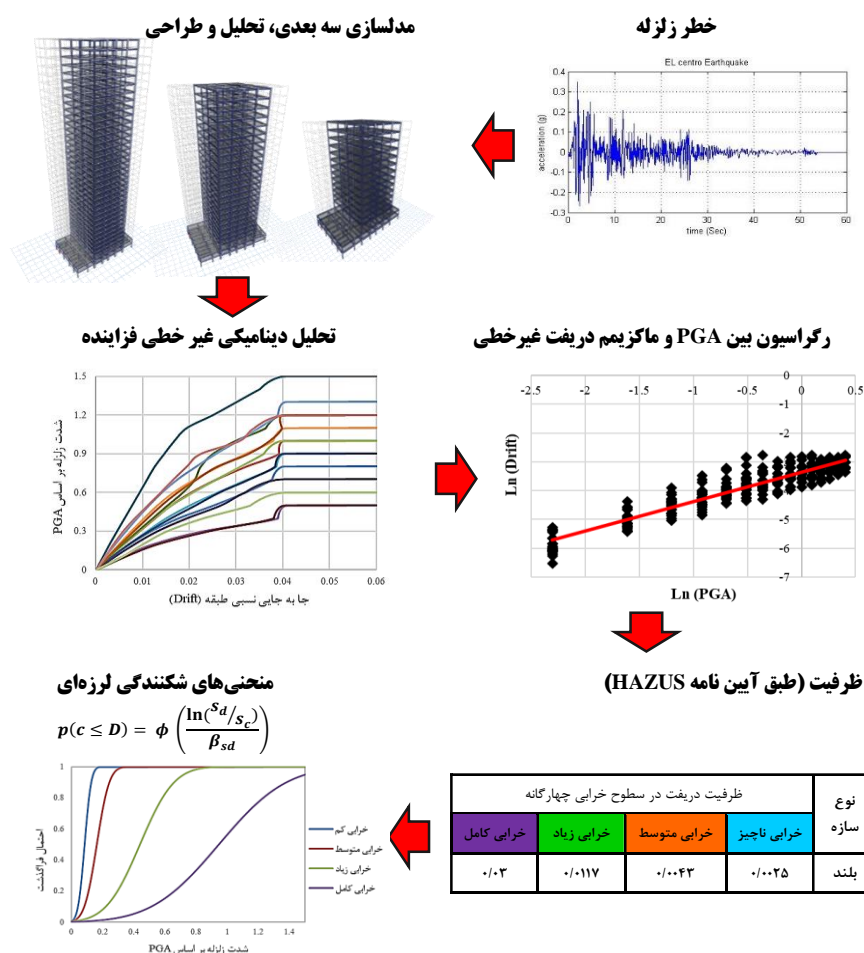
با توجه به اهمیتی که ساختمان‌های بلند مرتبه از نظر خسارت‌های مالی و جانی فراوانی که ممکن است در زمان زلزله داشته باشند، بررسی عملکرد آنها یک امر حیاتی به نظر می‌رسد و برای هر سازه‌ای با تعداد طبقات زیاد و کاربری بزرگ این تحلیل‌ها باید انجام گیرد. علی‌رغم تحقیقات زیادی که در گذشته بر روی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های مختلف انجام شده است، لیکن تحقیقات مشخصی بر روی میزان آسیب‌پذیری ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند در قالب منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای انجام نشده است. ضمناً در آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله مانند استاندارد ۲۸۰۰ نیز صحبتی از زلزله‌های با زمان تناوب بلند نشده است. در صورتیکه به نظر می‌رسد رفتار و آسیب‌پذیری سازه‌های بلند مرتبه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند می‌تواند متفاوت از میزان آسیب‌پذیری آنها در زلزله‌های با زمان تناوب متوسط و کوتاه باشد.

هدف از این پژوهش ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند می‌باشد. بدین منظور سه مدل ساختمان بلند مرتبه بتنی ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه با پلان مشابه و با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه در نظر گرفته شده و در نرم‌افزار ایتبس طراحی شده‌اند. سپس این ساختمان‌ها در نرم‌افزار اوپنسیس مدل سازی شده و تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند و کوتاه، تحلیل IDA انجام شده است. با استفاده از نتایج تحلیل IDA، منحنی‌های شکنندگی در

² Structural Health Monitoring

سطوح خرابی مختلف برای تمامی مدل‌ها ترسیم شده است. با مقایسه منحنی‌های شکنندگی و مقادیر میانه شکنندگی، با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن زلزله‌های با زمان تناوب بلند، می‌توان تاثیر محتوای فرکانسی و زمان تناوب غالب زلزله بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه را ارزیابی کرد.

همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌گردد روند کار ارزیابی لرزه‌ای در این پژوهش بدین صورت است که ابتدا تعدادی رکورد زلزله پیروی بلند انتخاب و سپس مدل‌های ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه در نرم افزار ایتبس مدلسازی و تحلیل و طراحی می‌شوند. سپس این مدل‌ها در نرم افزار اپنسیس مدلسازی شده و برای رکوردهای انتخاب شده تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی فزاینده قرار گرفته و مقادیر دررفت غیرخطی طبقات بدست آمده و با مقایسه این مقادیر با مقادیر ظرفیت دررفت سطح خرابی مختلف منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای بدست می‌آیند.



شکل ۱: مراحل انجام پژوهش

۳- مدلسازی

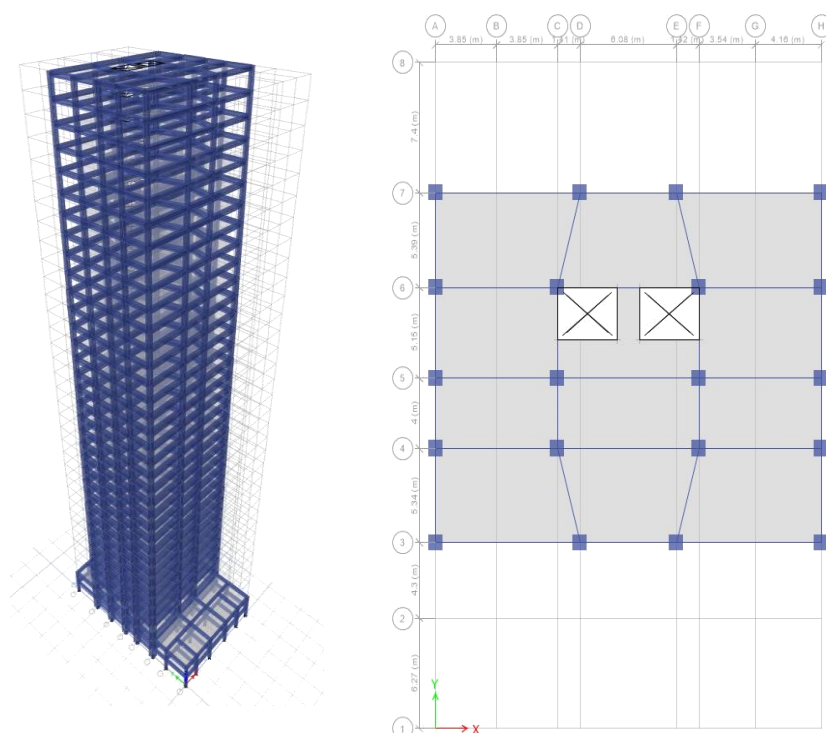
۳-۱- مدلسازی در ایتبس

در این پژوهش با هدف حذف عدم قطعیت ناشی از نامنظمی هندسی، مدل‌هایی با پلان منظم انتخاب گردید. پلان انتخابی، در تعداد طبقات مختلف ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه، به ترتیب با ارتفاع کل ۵۰/۶، ۸۳/۱ و ۱۱۵/۶ متر و با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح

ویژه در نرم افزار ایتبس و بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و همچنین بر اساس آیین نامه ACI318-2014، تحلیل و طراحی شده‌اند. مفروضات در نظر گرفته شده در این تحقیق به شرح زیر می‌باشد:

- مدل های مورد بررسی دارای کاربری مسکونی و در استان مازندران و در منطقه با خطر نسبی زیاد واقع شده‌اند.
- خاک محل احداث سازه طبق دسته‌بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، نوع III در نظر گرفته شده است.
- مقاومت مشخصه بتن مصرفی برابر با ۳۵ MPa است.
- تنش تسلیم میلگرد مصرفی در اجزا سازه برابر با ۴۰۰ MPa است.
- تنش نهایی میلگردهای مصرفی در اجزا سازه برابر با ۶۰۰ MPa است.

با توجه به تعداد طبقات، سه مدل در نظر گرفته شده از نظر آیین نامه HAZUS جزء دسته‌بندی ساختمان‌های بلند مرتبه قرار می‌گیرند. ضمناً با توجه به ابعاد پلان و ارتفاع ساختمان نیز، با توجه به اینکه نسبت ارتفاع به بعد پلان بزرگتر از ۳ است سه ساختمان فوق جزو ساختمان‌های بلند مرتبه تلقی می‌شوند [۵]. به عنوان نمونه پلان تیپ طبقات و مدل سه بعدی سازه ۳۵ طبقه و همچنین نتایج طراحی تمامی مدل‌های در نظر گرفته شده ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه به ترتیب در شکل ۲ و جدول ۱ تا ۳ مشاهده می‌گردد.



شکل ۲: پلان و نمای سه بعدی سازه ۳۵ طبقه مدل شده در ایتبس و اوپنسیس

جدول ۱: ابعاد ستون و تیر و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۱۵ طبقه

آرماتور تیرها		ابعاد تیر (cm×cm)		آرماتور ستون‌ها	ابعاد ستون (cm)	طبقات
پایین مقطع	بالای مقطع	ارتفاع × عرض				
۲۵Φ۶	۲۵Φ۸	۷۵ × ۸۵		۳۲Φ۲۰	۷۵ × ۷۵	طبقه ۱ تا ۳
۲۵Φ۵	۲۵Φ۶	۶۵ × ۸۵		۲۸Φ۱۶	۶۵ × ۶۵	طبقه ۴ تا ۶
۲۵Φ۴	۲۵Φ۵	۶۰ × ۸۵		۲۸Φ۱۶	۶۰ × ۶۰	طبقه ۷ تا ۹
۲۵Φ۵	۲۵Φ۸	۶۰ × ۷۰		۲۸Φ۱۲	۵۰ × ۵۰	طبقه ۱۰ تا ۱۲
۲۵Φ۳	۲۵Φ۶	۶۰ × ۶۰		۲۸Φ۱۲	۵۰ × ۵۰	طبقه ۱۳ تا ۱۵

جدول ۲: ابعاد ستون و تیر و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۱۵ طبقه

آرماتور تیرها		ابعاد تیر (cm×m)		آرماتور ستون‌ها	ابعاد ستون (cm)	طبقات
پایین مقطع	بالای مقطع	ارتفاع × عرض				
۲۵Φ۷	۲۵Φ۸	۹۵ × ۹۵		۳۲Φ۳۶	۹۵ × ۹۵	طبقه ۱ تا ۵
۲۵Φ۶	۲۵Φ۸	۸۰ × ۹۰		۲۸Φ۲۰	۸۰ × ۸۰	طبقه ۶ تا ۱۰
۲۵Φ۶	۲۵Φ۷	۷۰ × ۹۰		۳۲Φ۱۶	۷۰ × ۷۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
۲۵Φ۵	۲۵Φ۷	۶۵ × ۸۰		۲۸Φ۱۶	۶۵ × ۶۵	طبقه ۱۶ تا ۲۰
۲۵Φ۳	۲۵Φ۵	۵۵ × ۷۰		۲۸Φ۱۲	۵۵ × ۵۵	طبقه ۲۱ تا ۲۵

جدول ۳: ابعاد ستون و تیر و آرماتورهای ستون‌های ساختمان ۳۵ طبقه

آرماتور تیرها		ابعاد تیر (cm×m)		آرماتور ستون‌ها	ابعاد ستون (cm)	طبقات
پایین مقطع	بالای مقطع	ارتفاع × عرض				
۲۵Φ۸	۲۵Φ۹	۱۲۰ × ۱۰۰		۳۲Φ۵۲	۱۲۰ × ۱۲۰	طبقه ۱ تا ۵
۲۵Φ۸	۲۵Φ۹	۱۱۰ × ۱۰۰		۳۲Φ۴۴	۱۱۰ × ۱۱۰	طبقه ۶ تا ۱۰
۲۵Φ۷	۲۵Φ۸	۱۰۰ × ۱۰۰		۳۲Φ۳۶	۱۰۰ × ۱۰۰	طبقه ۱۱ تا ۱۵
۲۵Φ۷	۲۵Φ۸	۹۰ × ۹۰		۳۲Φ۲۸	۹۰ × ۹۰	طبقه ۱۶ تا ۲۰
۲۵Φ۶	۲۵Φ۷	۸۰ × ۸۰		۳۲Φ۲۰	۸۰ × ۸۰	طبقه ۲۱ تا ۲۵
۲۵Φ۶	۲۵Φ۷	۷۰ × ۷۰		۳۲Φ۱۶	۷۰ × ۷۰	طبقه ۲۶ تا ۳۰
۲۵Φ۳	۲۵Φ۵	۶۰ × ۶۰		۲۸Φ۱۶	۶۰ × ۶۰	طبقه ۳۱ تا ۳۵

با توجه به بلند مرتبه بودن مدل‌های مورد مطالعه، در طراحی آنها از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شده است بنابراین آثار مدهای بالاتر در طراحی نیز لحاظ گردید. جهت طراحی، حداقل مدهایی باید در نظر گرفته شوند که درصد تجمعی جرمی در آنها به ۹۰٪ رسیده باشد لیکن در این پژوهش اثر مدها به طور کامل، تا ۳ برابر تعداد طبقات، در طراحی لحاظ گردید. جدول ۴ زمان تناوب‌های تا مد پنجم برای مدل‌های سه‌گانه و درصد تجمعی مشارکت جرمی مربوط به آنها را نشان می‌دهد.

جدول ۴: مقادیر مختلف دوره تناوب تا مد پنجم برای مدل‌های سه‌گانه و درصد تجمعی مشارکت جرمی مربوط به آنها

شماره مد	ساختمان ۱۵ طبقه		ساختمان ۲۵ طبقه		ساختمان ۳۵ طبقه	
	درصد تجمعی مشارکت جرمی	زمان تناوب	درصد تجمعی مشارکت جرمی	زمان تناوب	درصد تجمعی مشارکت جرمی	زمان تناوب
اول	۱/۶۲۴	٪۶۷	۲/۲۴۲	٪۶۵	۳/۷۴۶	٪۶۰
دوم	۱/۴۴۳	٪۶۹	۲/۰۴۸	٪۶۷	۳/۵۲۰	٪۶۱
سوم	۱/۲۰۵	٪۷۰	۱/۶۰۰	٪۶۹	۲/۵۰۸	٪۶۴
چهارم	۰/۶۳۱	٪۷۸	۰/۸۵۶	٪۷۹	۱/۵۲۹	٪۷۹
پنجم	۰/۵۴۹	٪۸۱	۰/۷۵۲	٪۸۱	۱/۳۲۰	٪۸۰

براساس محاسبات انجام شده برای مدل‌های مورد مطالعه ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه، حداکثر شاخص پایداری طبقات به ترتیب ۰/۹/۶، ۰/۹/۵ و ۰/۹/۸ بدست آمد که کمتر از ۰/۱۰ می باشد. طبق بند ۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰، برای سازه‌هایی با شاخص پایداری کمتر از ۰/۱۰، اثر $P-\Delta$ ناچیز بوده و می‌توان در تحلیل سازه از آن صرف‌نظر کرد. گرچه در این پژوهش و در جهت اطمینان اثر $P-\Delta$ در تحلیل و طراحی تمامی مدل‌ها، لحاظ گردید.

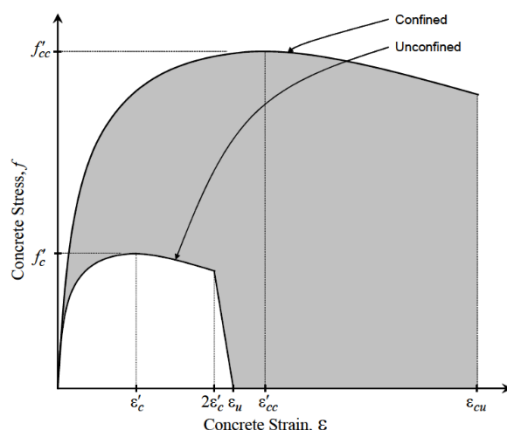
۳-۲- مدلسازی در اوپنسیس

سپس این سازه‌ها بر اساس ابعاد مقاطع طراحی شده، در نرم افزار اوپنسیس به صورت سه بعدی مدلسازی شده و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف انتخاب شده، به تفکیک برای زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه و بلند مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار گرفته‌اند. مصالح بتن و فولاد جهت مدلسازی در نرم‌افزار اوپنسیس، به صورت مصالح تک محوری با دستور UniaxialMaterial تعریف شده‌اند. جهت تعریف فولاد مصرفی S۴۰۰، دستور Steel۰۲ جهت تعریف مصالحی دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و شرایط افت مقاومت و پارگی، به کار برده شده است. برای تعریف مصالح بتن تک محوری با مقاومت کششی و نرم‌شوندگی کششی خطی از دستور Concrete۰۲ استفاده شده است.

از آنجا که در اوپنسیس برای مدلسازی ستون‌ها خاموت‌ها مدل نمی‌شوند پس به طریقی باید اثر خاموت‌ها در اعضای سازه‌ای دیده شود. از این رو با استفاده از روابط مندر ضریب افزایش مقاومت بتن محصور شده محاسبه شده و در مدلسازی لحاظ می‌گردد. تأثیر این محصورشدگی در شکل ۳ قابل مشاهده است [۲۵]. در روابط مندر مطابق رابطه ۱، اثر محصورشدگی به صورت افزایش مقاومت فشاری بتن ارائه شده است [۲۵].

$$\dot{F}_{CC} = K \dot{F}_{CD} \quad (1)$$

در این رابطه \dot{F}_{CC} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن محصور شده و \dot{F}_{CD} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن است.



شکل ۳: منحنی تنش - کرنش بتن محصور شده و محصور نشده [۲۵]

از دستور فایبر برای تعریف مقاطع تیر و ستون در اوپنسیس استفاده شده است. این دسته از مقاطع یک شکل هندسی عمومی دارند که دارای نواحی ساده تر و منظم تر می باشند و می توان خصوصیات متنوع مصالح را در نواحی مختلف از طول هر مقطع به آن اختصاص داد.

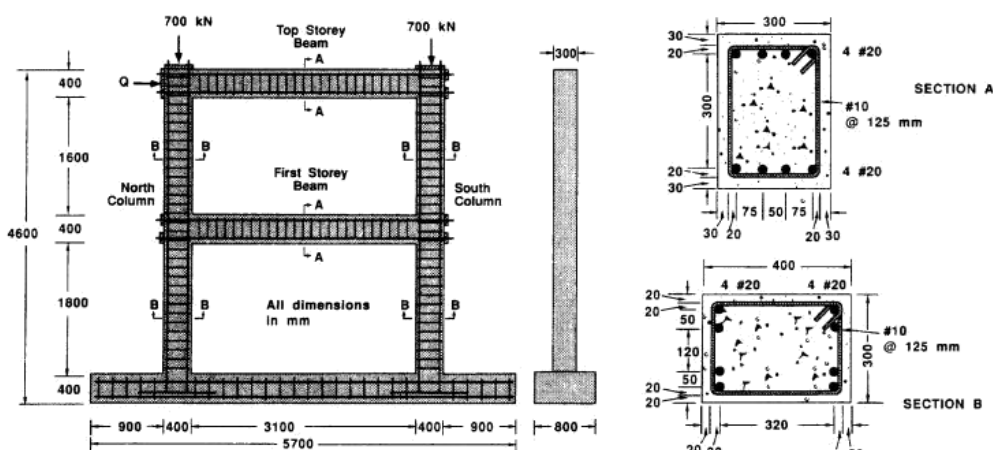
جهت انجام تحلیل غیرخطی، المان های تیر و ستون نیز به صورت غیرخطی و با استفاده از دستور Nonlinear Beam Column Element در نرم افزار تعریف شده اند. پس از تعریف مصالح و مقاطع و ایجاد مدل هندسی سازه و معرفی مختصات هر گره جهت تعریف موقعیت اعضا در نرم افزار اوپنسیس، رکوردهای زلزله انتخاب شده بر مدل اعمال شده است.

۴- صحت سنجی

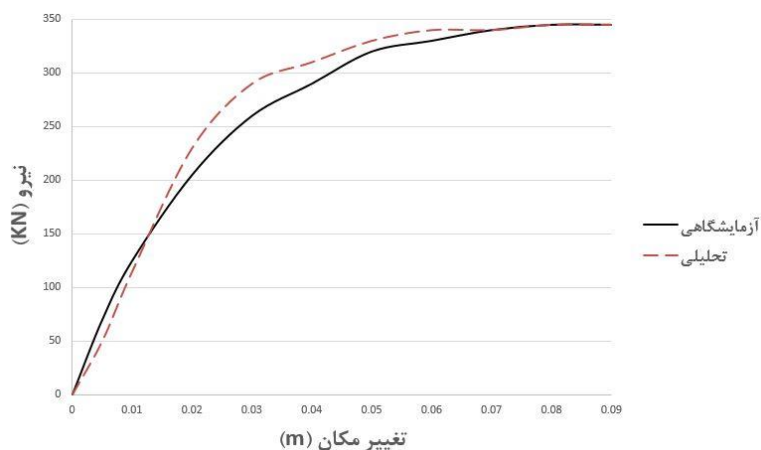
یکی از گام های اساسی در مدل سازی و تحلیل های غیرخطی دینامیکی در اوپنسیس، اطمینان از صحت مدل سازی و نیز صحت نتایج تحلیل نرم افزار با پاسخ واقعی سازه می باشد. از این رو، جهت ارزیابی دقت نتایج نرم افزار، نتایج یک مدل آزمایشگاهی با مقادیر به دست آمده از نرم افزار اوپنسیس مقایسه شد. مدل مورد نظر شامل یک قاب ۲ طبقه و یک دهانه مطابق شکل ۴ می باشد [۲۶].

نمودار نیرو - تغییر مکان این قاب تحت بارگذاری جانبی با الگوی مثلثی در شکل ۵ ترسیم شده است [۲۶]. در این شکل نمودار با نتایج به دست آمده از تحلیل پوش اور توسط نرم افزار اوپنسیس مقایسه شده است. با توجه به اختلاف هایی در مقادیر تعریف شده در مدل رفتاری نرم افزار اوپنسیس و شرایط واقعی مدل آزمایشگاهی، مقایسه نتایج نشان می دهد که رفتار سازه مدل شده در نرم افزار به رفتار واقعی قاب بسیار نزدیک بوده و از صحت مدل سازی اطمینان حاصل می گردد. مقایسه نتایج مدلسازی تحلیلی با مدلسازی آزمایشگاهی نشان می دهد که نتایج در حداکثر تغییر مکان بر هم منطبق می باشند و اختلافی بین نتایج مشاهده نمی شود. گرچه در روند افزایش نیرو حداکثر خطای نتایج ۹٪ می باشد که نتیجه قابل قبول تلقی می شود. ضمن اینکه در ارزیابی های عملکردی اساساً تغییر مکان های نهایی تحلیل های غیرخطی مبنا می باشند.

همچنین جهت اطمینان از مدل سازی، زمان تناوب ساختمان های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ مدل شده در ایتبس با مقادیر به دست آمده از نرم افزار اوپنسیس مقایسه می شوند. نتایج به دست آمده از تحلیل ها در جدول ۵ ارائه شده است. با توجه به نتایج می توان به صحت مدل سازی در اوپنسیس پی برد.



شکل ۴: قاب مدل شده در آزمایشگاه فرانک و چپو و محمد بسیل عمارا در سال ۱۹۹۲ [۲۶]



شکل ۵: نمودار های پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

جدول ۵: مقادیر مختلف دوره تناوب

تعداد طبقات	زمان تناوب سازه ها	
	زمان تناوب ایتبس (s)	زمان تناوب اوپنسیس (s)
۱۵ طبقه	۱/۶۲۴	۱/۵۳
۲۵ طبقه	۲/۲۴۲	۲/۱۱۲
۳۵ طبقه	۳/۷۴۶	۳/۵۶

۵- مشخصات شتاب نگاشت ها

در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، نتایج وابستگی بسیاری به انتخاب رکوردهای وارد بر سازه دارند. ضمیمه A از آیین نامه FEMA P695 دستورالعمل نحوه انتخاب مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود را بیان نموده است [۲۷]. بنابر پیشنهاد آیین نامه FEMA

P695 شتاب‌نگاشت‌ها باید به نحوی انتخاب گردند که برای ارزیابی احتمال آسیب‌پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگترین زلزله محتمل، مناسب باشند. از این رو شتاب‌نگاشت‌ها باید الزامات آیین‌نامه ASCE 7-10 را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه جهته برآورده نموده و به اندازه کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را منظور کرده و متناظر با سطح خطر MCE باشند. همچنین شتاب‌نگاشت‌ها باید برای تحلیل انواع سازه‌ها مناسب باشند.

همچنین رکوردها باید به گونه‌ای انتخاب شوند که در پایان تحلیل IDA، نتایج به دست آمده بیانگر تمامی حالات رفتاری سازه از الاستیک به غیر الاستیک و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی و فروپاشی کامل باشند. علاوه بر این، پارامترهای نوع زمین نیز باید یکسان باشند تا از لحاظ ساختگاه ویژگی‌های مشابهی را دارا باشند. علاوه بر انتخاب رکورد، تعداد شتاب‌نگاشت‌های انتخابی نیز در دقت نتایج حاصل از تحلیل اهمیت بالایی دارند. هر چه تعداد شتاب‌نگاشت‌ها بیشتر باشد نتایج حاصل از تحلیل‌ها عمومیت بیشتری می‌یابند.

در این پژوهش از رکوردهایی پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 که نوع خاک آنها با خاک ساختگاه یکسان بوده، انتخاب شده و توسط نرم افزار Seismo Signal به صورت مجزا تحلیل می‌شوند. با توجه به طیف دامنه فوریه و همچنین زمان تناوب متوسط و دامنه فوریه، شتاب‌نگاشت‌ها به دو دسته شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه تفکیک می‌شوند. در صورتی که زمان تناوب متوسط دامنه فوریه شتاب‌نگاشت بیشتر از یک باشد و همچنین بیشترین مقدار دامنه فوریه در فرکانس کمتر از یک قرار داشته باشد، این شتاب‌نگاشت در دسته رکوردهای با زمان تناوب بلند قرار داده می‌شود. برای شتاب‌نگاشت با زمان تناوب کوتاه بالعکس می‌باشد [۲۷]. به دلیل کم بودن تعداد رکوردهای پیشنهادی با زمان تناوب بلند، با توجه به ویژگی‌های ذکر شده در آیین‌نامه FEMA P695، تعداد ۲۹۲ شتاب‌نگاشت از پایگاه داده زمین‌لرزه PEER برای انجام تحلیل IDA استخراج شد. رکوردهایی که نوع خاک آنها با خاک ساختگاه یکسان بوده، انتخاب شده و توسط نرم افزار Seismo Signal به صورت مجزا تحلیل شده‌اند.

در جدول‌های ۶ و ۷ رکوردهای استفاده شده در این پژوهش، به تفکیک شتاب‌نگاشت‌هایی با زمان تناوب کوتاه و زمان تناوب بلند، آورده شده است.

جدول ۶: شتاب نگاشت‌های زمان تناوب کوتاه

شماره شتاب نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	جهت انتشار	زمان تناوب غالب (s)
	بزرگا	سال	نام شتاب نگاشت			
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	MUL009	۰/۷۴
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	LOS000	۰/۵۹
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	BOL000	۰/۵۴
۴	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array #11	E11140	۰/۴۴
۵	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	SHI000	۰/۷۵
۶	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	LN	۰/۴۲
۷	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	CAP000	۰/۴۹
۸	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	G03000	۰/۳۷
۹	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)	POE270	۰/۴۸
۱۰	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	RIO360	۰/۴۴
۱۱	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - HollywoodStor	PEL180	۰/۳۵
۱۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua	CHI012	۰/۵۷
۱۳	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Corner	BCR140	۰/۴۸
۱۴	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge - Saticoy	STC090	۰/۶
۱۵	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	RRS228	۰/۷۶

جدول ۷: شتاب نگاشت‌های با زمان تناوب بلند

شماره شتاب نگاشت	زلزله			نام ایستگاه	جهت انتشار	زمان تناوب غالب (s)
	بزرگا	سال	نام شتاب نگاشت			
رکورد های انتخاب شده از FEMA						
۱	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	E	۱/۰۵
۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	E06230	۱/۲۳
۳	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	E7230	۱/۳
۴	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	PTS225	۱/۱
۵	۶/۷	۱۹۹۲	Erzican, Turkey	Erzincan	ERZ-NS	۱/۳۸
۶	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	E	۱/۱۲۹

رکورد های انتخاب شده از پایگاه داده PEER						
۷	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Anaheim - W Ball Rd	WBA000	۱/۱۶
۸	۶/۵	۱۹۵۴	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	FRN044	۱/۲۴
۹	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Buena Park - La Palma	BPK090	۱/۲۶
۱۰	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Centro - Meloland Geot. Array	EMO270	۱/۷۸
۱۱	۶/۳	۱۹۸۰	Victoria_ Mexico	Chihuahua	CHI192	۱/۰۹
۱۲	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Inglewood - Union Oil	ING000	۱/۲۵
۱۳	۶/۶	۱۹۶۸	Borrego Mtn	El Centro Array #9	ELC180	۱/۳۳
۱۴	۶/۳	۱۹۹۲	Landers	Downey - Co Maint Bldg	DWN000	۱/۲۵
۱۵	۶/۳	۱۹۸۰	Victoria_ Mexico	Victoria Hospital Sotano	HPB000	۱/۰۲

۶- معرفی سطوح خرابی

چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل در آیین نامه HAZUS MHR5 معرفی شده است [۵]. مقدار حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقات برای سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند و برای سطوح خرابی مختلف سازه‌های بتنی ویژه در جدول ۸ آمده است. این مقادیر بیانگر حد فراگذشت از سطوح آسیب جزئی تا کامل می‌باشند. این مقادیر بعنوان پارامتر میانه ظرفیت جابجایی نسبی ساختمان‌های مورد بررسی در فرمول شکنندگی استفاده شده‌اند [۲۸].

جدول ۸: میزان ظرفیت دررفت غیرخطی بر اساس سطوح آسیب چهارگانه [۲۸]

دررفت در آستانه خرابی				نوع سازه
خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل	
۰/۰۰۵	۰/۰۰۸۷	۰/۰۲۳۳	۰/۰۶	کوتاه
۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵۸	۰/۰۱۵۶	۰/۰۴	متوسط
۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۴۳	۰/۰۱۱۷	۰/۰۳	بلند

۷- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

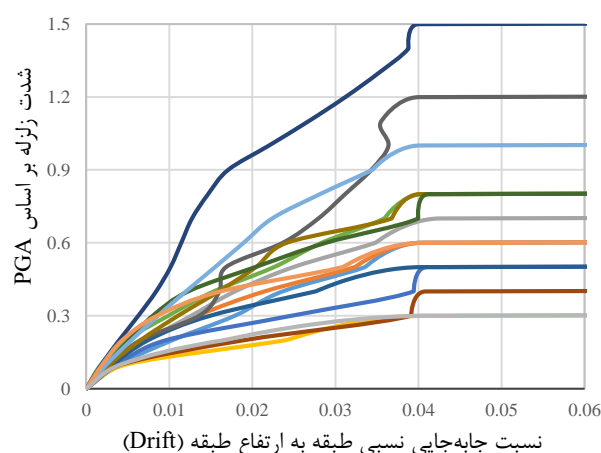
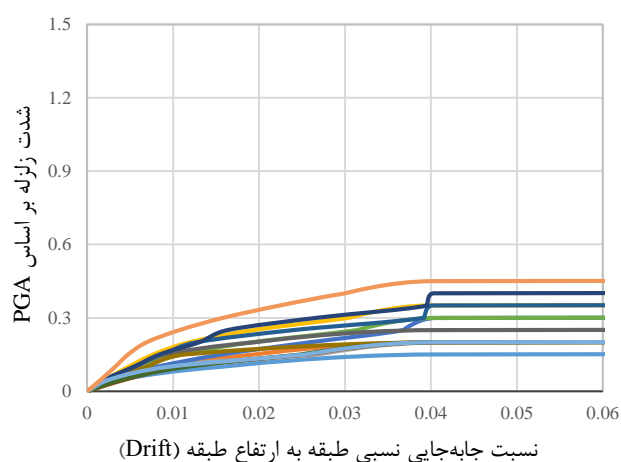
پس از مدل‌سازی سه‌بعدی ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه بر اساس ابعاد مقاطع طراحی شده در نرم افزار اوپنسیس، با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مختلف انتخاب شده، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده صورت می‌گیرند. تحلیل دینامیکی فزاینده، روشی معمول بر اساس عملکرد سازه می‌باشد. در این روش رفتار سازه در طیف وسیعی از شدت زلزله مورد مطالعه قرار می‌گیرد. ظرفیت سازه، احتمال فروپاشی و درصد گذر از حدی خاص از آسیب با استفاده از تحلیل IDA قابل شناسایی است، حال آنکه تحلیل پوش‌اور در برآورد این موارد دارای ضعف است. معرفی مصالح با رفتار غیرخطی و انجام تحلیل دینامیکی از دیگر قابلیت‌های تحلیل IDA می‌باشد که به نتایجی با دقتی بیشتر نسبت به تحلیل پوش‌اور منجر می‌گردد.

در این پژوهش تحلیل سازه‌ها به روش IDA تحت شتاب‌های نگاشت‌های با زمان تناوب بلند انجام شده است. به همین منظور، در تحلیل سازه‌ها تحت رکوردهای با زمان تناوب کوتاه گام‌های تحلیل ۰/۱ در نظر گرفته شده است و تا ۱/۵g ادامه پیدا کرد. همچنین در

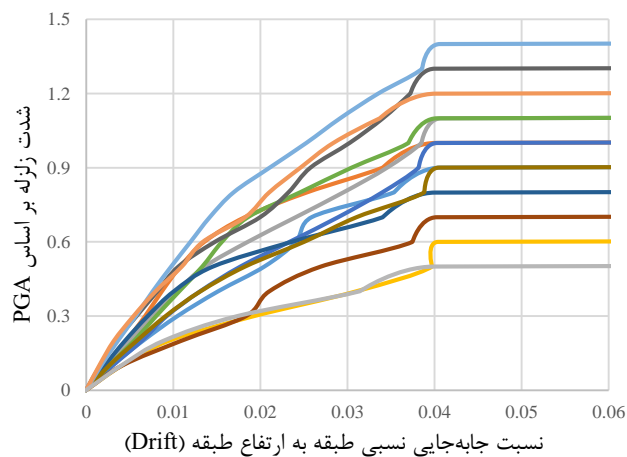
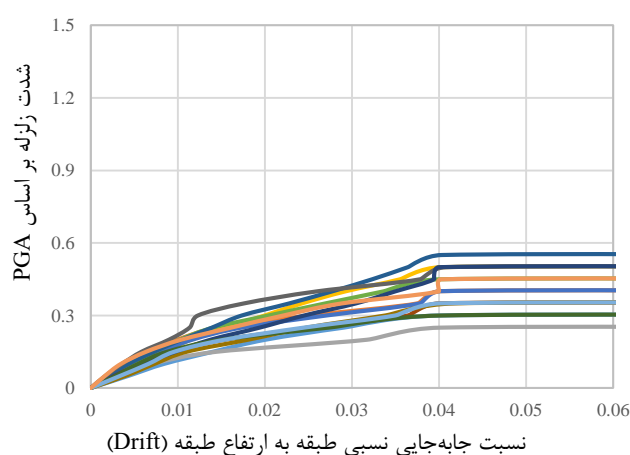
تحلیل تحت رکوردهای با زمان تناوب بلند، گام‌ها به ۰/۰۵ کاهش پیدا کرد. سپس با تحلیل سازه در هر گام، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های مدل شده ترسیم شده است.

نمودارهای IDA ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت برخی از رکوردهای با زمان تناوب کوتاه و زمان تناوب بلند لحاظ شده در تحلیل در شکل ۶ آمده است. این نمودارها خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه‌های مدل‌سازی شده می‌باشند. با مشاهده این گراف‌ها می‌توان محدوده رفتاری خطی و غیرخطی مدل‌های مورد تحقیق را تحت رکوردهای مختلف بررسی کرد.

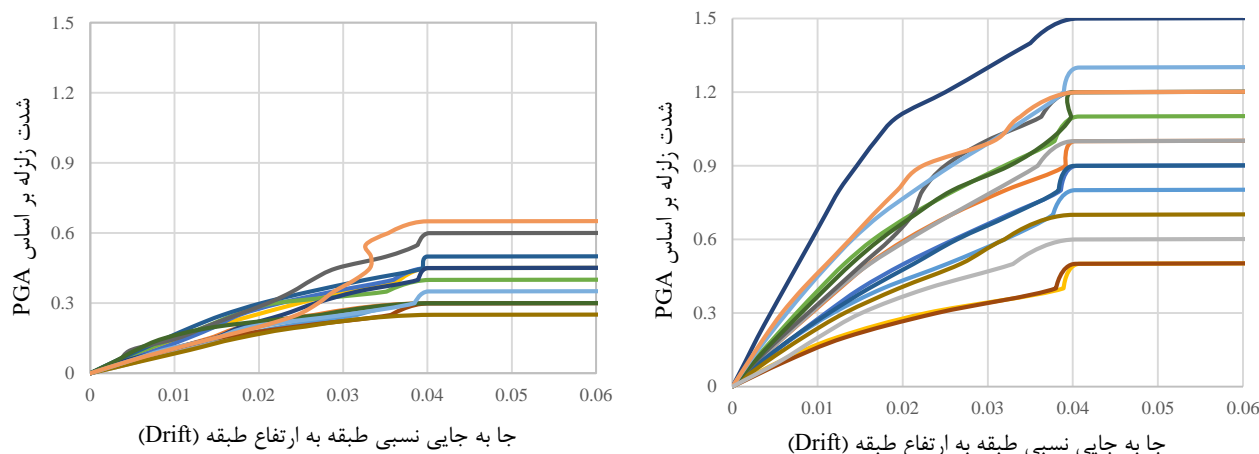
مطابق با این نمودارها، نتایج بیان‌گر آن است که برای هر سه مدل مورد تحقیق در حداکثر شتاب زلزله یکسان، میزان جابه‌جایی نسبی غیرخطی طبقات در رکوردهای با زمان تناوب بلند بیش از این میزان در رکوردهای با زمان تناوب کوتاه‌ست. به بیان دیگر، سازه‌های بلند تحت زلزله‌های با زمان تناوب غالب بلند، زودتر به آستانه خرابی می‌رسند.



A: منحنی‌های IDA مدل ۱۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند
B: منحنی‌های IDA مدل ۱۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب کوتاه



C: منحنی‌های IDA مدل ۲۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند
D: منحنی‌های IDA مدل ۲۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب کوتاه



شکل ۶: منحنی‌های IDA مدل‌های مورد مطالعه در نرم افزار اوپنسیس
 E: منحنی‌های IDA مدل ۳۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند F: منحنی‌های IDA مدل ۳۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب کوتاه

شکل ۶: منحنی‌های IDA مدل‌های مورد مطالعه در نرم افزار اوپنسیس

۸- منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مدل‌های مورد بررسی

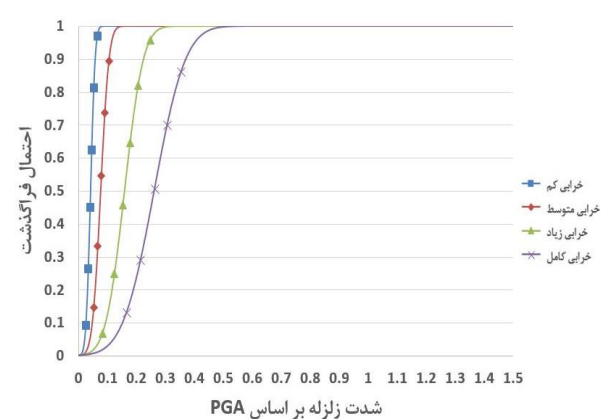
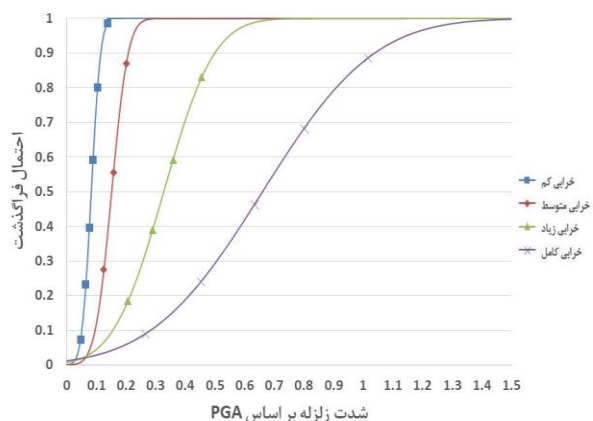
منحنی‌های شکنندگی یک روش احتمالاتی جهت ارزیابی خرابی سازه‌ها می‌باشد. این منحنی‌ها بیانگر احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص در مقابل پارامترهای لرزه‌ای ساختمان می‌باشند. در تولید منحنی‌های شکنندگی مشخصات ویژه هر سازه در تحلیل حائز اهمیت می‌باشد. با بررسی این منحنی‌ها می‌توان به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان پرداخت. به منظور تولید منحنی‌های شکنندگی برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل IDA بدست می‌آید باید یک توزیع احتمال در نظر گرفت. در این پژوهش از توزیع لوگ نرمال، جهت ترسیم منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است.

زمانی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو پارامتری باشند که از توزیع نرمال پیروی می‌کنند، به کمک قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتمی نرمال خواهد داشت. بنابراین منحنی‌های شکنندگی را می‌توان مطابق رابطه زیر نوشت:

$$p(c \leq D) = \phi \left(\frac{\ln(S_d/S_c)}{\beta_{sd}} \right) \quad (2)$$

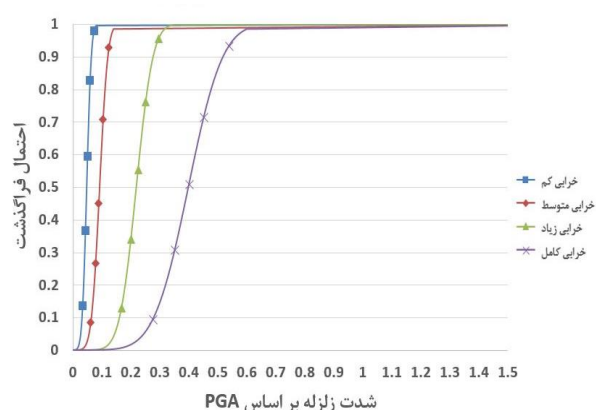
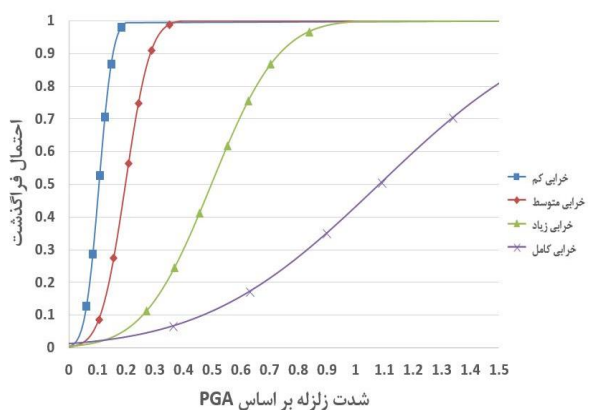
در رابطه فوق P احتمال تجمعی فراگذشت از پارامتر مهندسی تقاضاست که در این تحقیق دررفت بیشینه غیرخطی طبقات می‌باشد، β_{sd} انحراف استاندارد لگاریتم نرمال پارامتر تقاضا، S_c مقدار میانگین ظرفیت در سطوح آسیب مختلف است که از جدول ۸ برای سطوح آسیب مختلف اخذ شده و S_d نیز میانگین پارامتر تقاضای لرزه‌ای (دررفت غیرخطی بیشینه که از تحلیل‌ها بدست آمده‌اند) می‌باشند.

منحنی‌های شکنندگی در سطوح مختلف خرابی ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه، در شکل ۷ نشان داده شده‌اند.



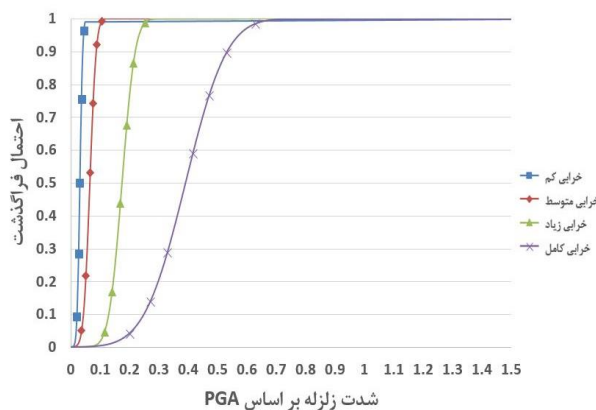
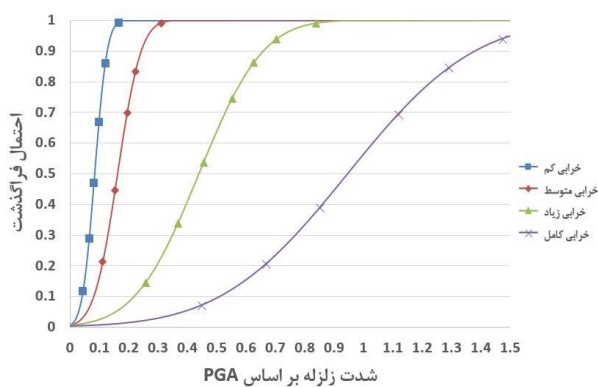
A: منحنی‌های شکنندگی مدل ۱۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب بلند

B: منحنی‌های شکنندگی مدل ۱۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب کوتاه



C: منحنی‌های شکنندگی مدل ۲۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب بلند

D: منحنی‌های شکنندگی مدل ۲۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب کوتاه



E: منحنی‌های شکنندگی مدل ۳۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب بلند

F: منحنی‌های شکنندگی مدل ۳۵ طبقه تحت زلزله با زمان تناوب کوتاه

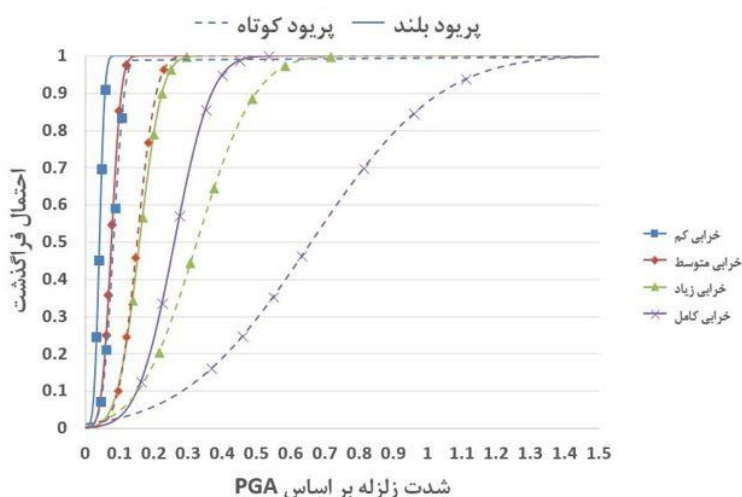
شکل ۷: منحنی‌های شکنندگی مدل‌های مورد مطالعه در نرم افزار اوپنسیس

با توجه به منحنی‌های شکنندگی نشان داده شده در شکل، می‌توان دریافت که به طور کلی آسیب‌پذیری ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه، متفاوت بوده و ساختمان‌های مدل شده تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند به نسبت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب کوتاه، در زلزله با شدت کمتری دچار شکنندگی در سطوح خرابی مختلف می‌شوند. به بیان دیگر میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند نسبت به شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب کوتاه بسیار بیشتر بوده است.

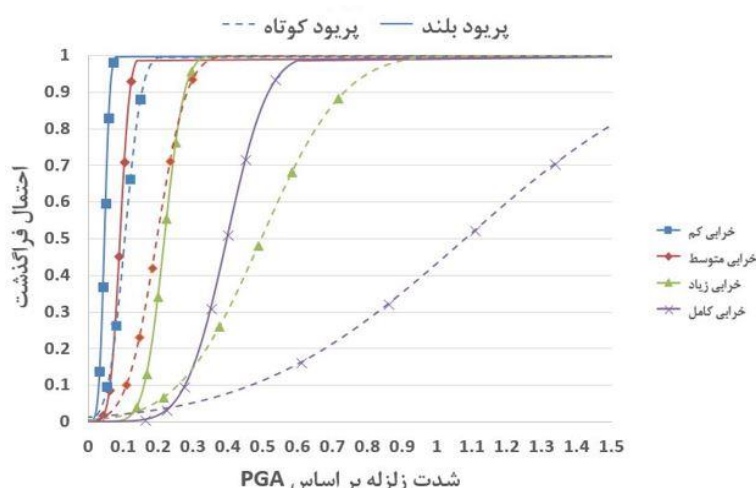
اختلاف میزان شکنندگی ساختمان‌ها تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه در سطح خرابی کم، ناچیز بوده و اختلاف چندانی ندارد. با افزایش شدت زلزله، ساختمان‌ها تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند آسیب‌پذیرتر می‌شوند. بیشترین اختلاف میزان شکنندگی در سطح خرابی کامل رخ می‌دهد. از طرف دیگر اختلاف میزان شکنندگی در ساختمان‌های ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند و کوتاه نسبت به ساختمان ۱۵ طبقه بیشتر می‌باشد.

به طور کلی هر سه ساختمان مدل شده با توجه به نزدیک بودن زمان تناوب طبیعی آن‌ها به زمان تناوب متوسط زلزله‌های با زمان تناوب بلند، تحت این نوع زلزله‌ها بسیار آسیب‌پذیرتر هستند. همچنین در سطح خرابی زیاد و کامل که خسارات مالی و جانی بسیار زیاد می‌باشد، اختلاف آسیب‌پذیری بسیار زیاد شده، از همین رو این موضوع اهمیت بالایی پیدا می‌کند و مستلزم توجه بیشتر می‌باشد.

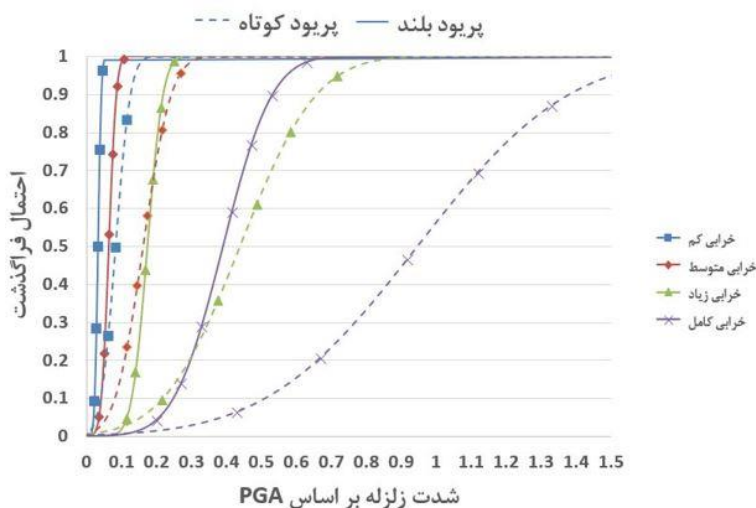
در ادامه و به منظور ارزیابی دقیق‌تر و مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه تحت شتاب‌نگاشت‌ها با زمان تناوب‌های کوتاه و بلند، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها به تفکیک تعداد طبقات، در شکل ۸ الی شکل ۱۰ در کنار هم آورده شده است.



شکل ۸: منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه در نرم افزار اپنسیس



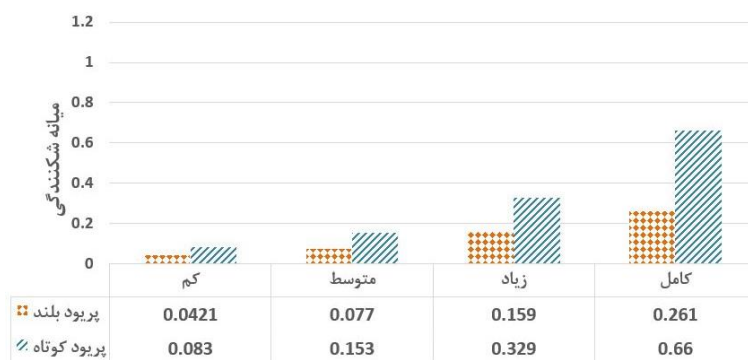
شکل ۹: منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه در نرم افزار اپنسیس



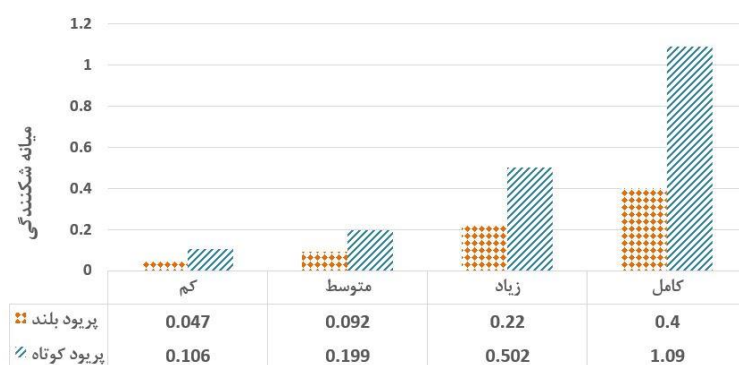
شکل ۱۰: منحنی‌های شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه تحت شتاب نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه در نرم افزار اپنسیس

با توجه به منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای اشکال فوق، ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه، آسیب‌پذیرتر هستند. با توجه به منحنی‌های شکنندگی، اختلاف میزان شکنندگی در زلزله با PGA کمتر از $0.2g$ کم می‌باشد و در زلزله‌های با PGA بیشتر از $0.2g$ این اختلاف زیاد شده و ضمناً میزان شکنندگی لرزه‌ای تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند، بسیار بیشتر می‌گردد.

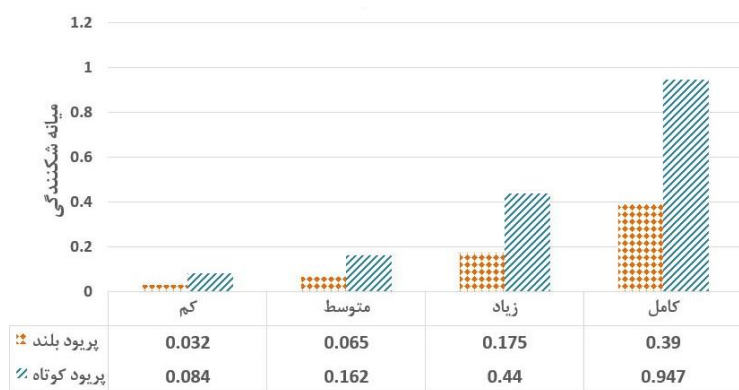
طبق تعریف پارامتر میانه شکنندگی لرزه‌ای (Seismic Median Fragility) به میزان PGA زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح خرابی مختلف اطلاق می‌گردد. میانه‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سه ساختمان مختلف تحت شتاب‌نگاشت‌های با زمان تناوب بلند و زمان تناوب کوتاه محاسبه شده است. شکل ۱۱ الی شکل ۱۳ میانه‌های شکنندگی لرزه‌ای در سطوح خرابی مختلف به صورت نمودار میله‌ای آورده شده است.



شکل ۱۱: میانگین شکنندگی ساختمان ۱۵ طبقه (برحسب g)



شکل ۱۲: میانگین شکنندگی ساختمان ۲۵ طبقه (برحسب g)



شکل ۱۳: میانگین شکنندگی ساختمان ۳۵ طبقه (برحسب g)

به عنوان مثال مقادیر میانگین شکنندگی لرزه‌ای در مدل ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سطوح آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل به ترتیب برابر با مقادیر $0.084g$ ، $0.162g$ ، $0.44g$ و $0.947g$ می‌باشد. این مقادیر برای رکوردهای با زمان تناوب بلند مرتبه به ترتیب برابر با $0.032g$ ، $0.065g$ ، $0.175g$ و $0.39g$ می‌باشد. مشاهده می‌گردد که مقادیر میانگین شکنندگی مدل ۳۵ طبقه در سطوح آسیب لرزه‌ای مختلف برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند به صورت قابل توجهی کمتر به دست آمده‌اند. این موضوع موید افزایش میزان آسیب‌پذیری بیشتر این مدل تحت رکوردهای با زمان تناوب بلند است. نظیر چنین اختلافی در مدل‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه نیز کم و بیش مشاهده گردید.

۷- نتیجه گیری

هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی ساختمان‌های بلند مرتبه توسط منحنی‌های شکنندگی می‌باشد. به همین منظور ابتدا سه مدل سه بعدی از ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه در نرم‌افزار ایتبس مدل‌سازی و تحلیل و طراحی شده‌اند. سپس با استفاده از نرم‌افزار اوپنسیس و شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده، این مدل‌ها مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار گرفتند. بدین منظور شتاب‌نگاشت‌ها در شتاب‌های مختلف زلزله، در بازه $0.1g$ تا $1.5g$ مقیاس شده‌اند. در انتهای این تحلیل‌ها بیشینه جابه‌جایی نسبی غیرخطی طبقات ثابت و با استفاده از آن‌ها منحنی‌های IDA و بعد از آن منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای ترسیم شدند. در انتها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، میانه‌های شکنندگی لرزه‌ای در سطوح آسیب لرزه‌ای جزئی، متوسط، گسترده و کامل محاسبه شده و در نهایت به صورت نمودار میله‌ای ترسیم و مقایسه شدند.

در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، میانه‌های شکنندگی لرزه‌ای مدل ۱۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه به ترتیب 0.49 ، 0.49 ، 0.51 و 0.60 کاهش یافته است. به همین ترتیب برای ساختمان ۲۵ طبقه 0.55 ، 0.53 ، 0.56 ، 0.63 و برای ساختمان ۳۵ طبقه 0.62 ، 0.60 ، 0.60 و 0.59 میانه‌های شکنندگی کاهش یافته است.

با توجه به منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای توسعه یافته برای مدل‌های مورد بررسی، ساختمان‌های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه، آسیب‌پذیرتر هستند. اختلاف میزان شکنندگی لرزه‌ای در ساختمان‌های ۲۵ و ۳۵ طبقه نسبت به ساختمان ۱۵ طبقه بیشتر می‌باشد.

به طور خلاصه می‌توان گفت در ساختمان‌های بلند مرتبه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه، آسیب‌پذیری لرزه‌ای در تمام سطوح آسیب تحت زلزله‌های با زمان تناوب بلند بیشتر از آسیب‌پذیری آنها در زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه می‌باشند. با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌های مهندسی زلزله به این مساله مهم اشاره نشده نتایج تحقیق می‌تواند در طراحی لرزه‌ای صحیح‌تر ساختمان‌های بلند مرتبه بتن‌آرمه راه‌گشا باشد.

مراجع

- [1] Koketsu, K. and Miyake, H. (2008). A seismological overview of long-period ground motion. *Journal of Seismology*, 12(2), 133-143.
- [2] Park, Y.-J., Ang, A.H.-S. and Wen, Y.K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740-757.
- [3] MR5, H. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model. Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC.
- [4] FEMA, (2000). Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. FEMA-351.
- [5] HAZUS-MH MR3, M.-H.I.E.M.E.M.D.o.H.s. (0445). FEMA, Washington, D.C.
- [6] Kennedy, R.P., Cornell, C., Campbell, R., Kaplan, S. and Perla, H. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Design*. 59(2), 315-338.
- [7] Kircher, C.A. and Martin, W. (1993). Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shop on Continuing Action to Reduce losses from Earthquake. U.S. Geological Survey.
- [8] Murao, O. and Yamazaki, F. (2000). Development of fragility curves for buildings in Japan. *Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes*. 226-230.
- [9] Reinhorn, A., Barron-Corverra, R. and Ayala A. (2001). Spectral evaluation of seismic fragility of structures. in *Proceedings ICOSSAR*.

[۱۰] ناصری، ع.، پهلوان، ح. و قدرتی، غ. (۱۳۹۶). ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی‌های شکنندگی. نشریه علمی-پژوهشی مهندسی سازه و ساخت.

- [11] Smyth, A.W., Altay, G.I., Deodatis, G., Erdik, M., Franco, G., Gülkan, P., Kunreuther, H., Luş, H., Mete, E. and Seeber, N. (2004). Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey. *Earthquake Spectra*. 20(1), 171-203.
- [12] Arizaga, G. (2006). Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico. University of Puerto Rico.
- [13] Asamoah, M.A. (2012). Generation of analytical fragility curves for Ghanaian non-ductile reinforced concrete frame buildings. *International Journal of Physical Sciences*. 7(19), 2735-2744.
- [۱۴] ناصری، ع.، (۱۳۹۲). ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی. پایان نامه ارشد، مؤسسه آموزش عالی پردیسان.
- [15] Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A. (2017). Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 98, 222-234.
- [۱۶] پهلوان، ح. و یگانه د. (۱۳۹۷). ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی ویژه دارای ضعف سازه‌ای (خاموت‌گذاری ویژه) به کمک منحنی‌های شکنندگی. پایان نامه ارشد، مؤسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان.
- [17] Ariga, T., Kanno, Y. and Takewaki, I. (2006). Resonant behaviour of base-isolated high-rise buildings under long-period ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 15(3), 325-338.
- [18] Chung, Y.L., Nagae, T., Hitaka, T. and Nakashima, M. (2010). Seismic resistance capacity of high-rise buildings subjected to long-period ground motions: E-Defense shaking table test. *Journal of Structural Engineering*. 136(6), 637-644.
- [19] Lignos, D., Chung, Y., Nagae, T. and Nakashima, M. (2011). Numerical and experimental evaluation of seismic capacity of high-rise steel buildings subjected to long duration earthquakes. *Computers & Structures*. 89(11-12), 959-967.
- [20] Saito, T. (2016). Response of high-rise buildings under long period earthquake ground motions. *Int. J. Struct. Civil Eng. Res.* 308-314.
- [21] Hu, R.P., Xu, Y.L. and Zhao, X. (2017). Long-period ground motion simulation and its impact on seismic response of high-rise buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 22 (7), 1285-1315.
- [22] Zhou, Y., Ping, T., Gong, S. and Zhu, Y. (2018). An improved defining parameter for long-period ground motions with application of a super-tall building. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 113, 462-472.
- [23] Hu, R.P., and Xu, Y.L. (2019). SHM-based seismic performance assessment of high-rise buildings under long-period ground motion. *Journal of Structural Engineering*. 145 (6), 04019038.
- [24] Xu, Y.L. and Hu, R. P. (2021). Component-Level Seismic Performance Assessment of Instrumented Super High-Rise Buildings under Bidirectional Long-Period Ground Motions. *Journal of Structural Engineering*. 147(2), 04020324.
- [25] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). Theoretical Stress&Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 114(8), 1804-1826.
- [26] Vecchio, F.J. and Emar, M.B. (1992). Shear deformations in reinforced concrete frames. *ACI Structural journal*. 89(1): p. 46-56.
- [27] Agency, F.E.M. (2009). Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695.
- [28] MR5, H. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model. Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC.