



Probabilistic Seismic Assessment of RC Buildings Considering Soft and Extreme Soft Story Irregularities Subjected to Main Shock-Aftershock Sequences

Hamed Kouhestanian, Hossein Pahlavan, Jalil Shafaei*, Mohammad Shamekhi Amiri

Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

ABSTRACT: Recent Iranian earthquake damages like the damages caused by the Kermanshah earthquake revealed that RC buildings having soft-story irregularities experienced more seismic vulnerability. Moreover, earthquake aftershocks increased the seismic failures in past earthquake events. But they are not included in recent seismic design codes. In this article, for assessing the effects of soft-story irregularities and also the earthquake aftershocks, 3, 5 and 8 story RC models having intermediate sway frames are designed and then modeled in OPENSEES and then IDA analysis is performed in order to produce the seismic fragility curves consistent with HAZUS definitions. The resulting seismic fragility curves revealed the influence of soft-story irregularities and also main shock-aftershock sequences on the vulnerability of considered RC models. By increasing the height of the RC structures, the effects of soft-story irregularities and the aftershocks decreased in the seismic vulnerability of the considered buildings.

Review History:

Received: 12/4/2018

Revised: 1/16/2019

Accepted: 1/21/2019

Available Online: 2/20/2019

Keywords:

Probabilistic Assessment

Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame

Soft Story

Fragility Curves

Incremental Dynamic Analysis (IDA)

1- INTRODUCTION

A recent glimpse of contemporary Iran's history, such as the Bam earthquake, Manjil, Buinzahra, and recent Kermanshah earthquake, show that existing RC structures are highly vulnerable to earthquake effects, based on old regulations. Many RC buildings built in the country due to height difference about parking, as well as inappropriate use of Masonry frames, there are sudden changes in the story stiffness, which, due to the soft and Extreme soft story, lead to the vulnerability of the building. The earthquake occurs when the earthquake occurs. Yin and Li developed a complex methodology to estimate the loss after earthquakes and applied it to the wood frames. Luco et al. proposed an incremental dynamic analysis (IDA) based numerical procedures to facilitate the probabilistic assessment for the increasing levels of damage states due to aftershocks [1]. Ryu et al. used the above procedures to generate the seismic fragility curves of reinforced concrete (RC) frame under repeated earthquake events. However, it should be noted that although the above studies have tackled the effects of aftershock in terms of seismic demands or fragility of specific structural models, the literature is limited. More research should be warranted to evaluate the effects of aftershock using different structural types and models [2].

*Corresponding author's email: jshafaei@shahroodut.ac.ir

2- PROPERTIES OF MODELS USED IN THIS RESEARCH

In this research, models of three, five, and eight stories of three-dimensional, Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame, soft and Extreme soft-story have been used.

The specification of the model used is as follows:

- building is designed in a region with a high relative risk and the site of the construction site is assumed to be of type III.
- The height of the first story is for an irregular structure of soft and Extreme soft story of 3.7 and 6 meters, and the height of other stories is 3.2 meters.
- the concrete was found to have a compressive strength of 25 MPa and the reinforcing steel bar was found to have a yield stress of 400 MPa.
- Effect of confinement of transverse reinforcement on the cyclic behavior of concrete section was considered using equation was proposed by Mander et al. [3]. The application of using the methodology for considering the effect of confinement was previously proposed by Pahlavan et al [4] for Iranian in-filled RC frame structures.

3- SELECTION OF EARTHQUAKE ACCELERATION AND MAIN SHOCK AND AFTERSHOCK INTEGRATION

Determining the record of aftershock earthquakes is one



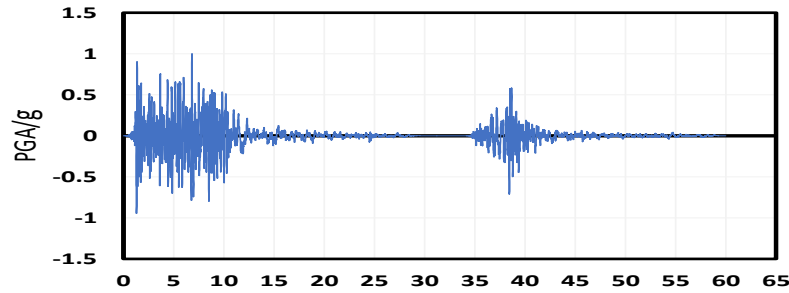


Fig. 1. Mammoth Lakes-Convict Creek Mainshock and Aftershock Scale Acceleration

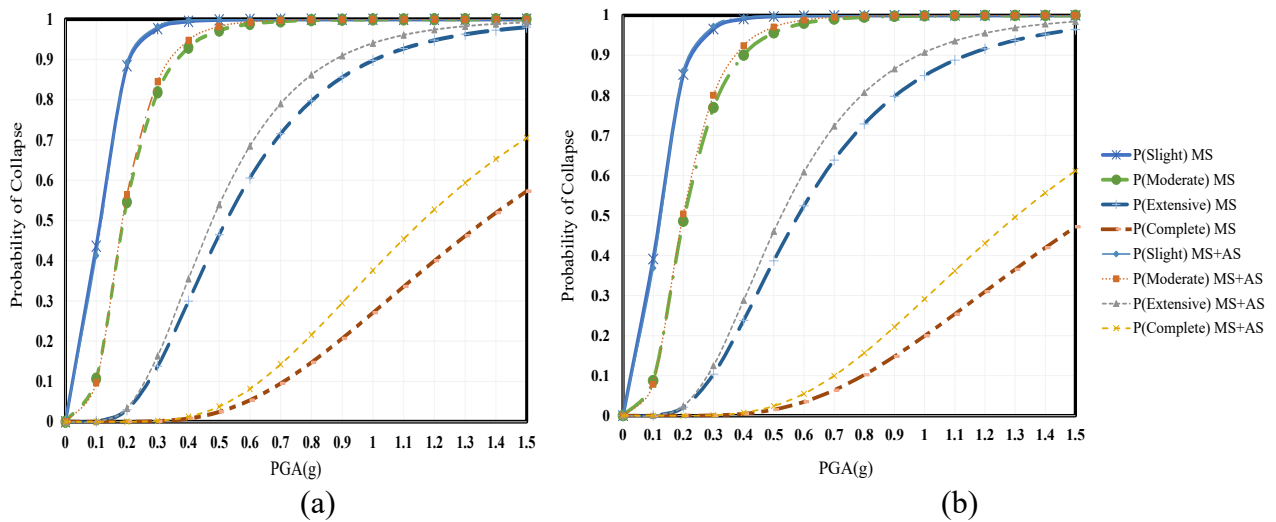


Fig. 2 Fragility curve of the 8-story model with (a) soft and (b) Extreme soft stoty under mainshock and aftersock sequence

of the most important steps in nonlinear dynamics analysis; Because the results of an increasing nonlinear dynamic analysis depend on the type of record. In this study, 20 earthquake records were selected based on the type of site’s soil and according to the recommendations of Yu Lee and his colleagues under the following conditions from the peer site. [5]:

- The soil has a shear rate of 175-375 m / s.
- The magnitude of the seismic is at least 5.0.
- PGA is greater than 0.4g.

To simulate this research with the real world, the models were first subjected to earthquake acceleration and then the structural was suspended for 4 seconds until the permanent displacement of the earthquake remained, and the vibrations of the main earthquake would be stopped due to the damping, then Structural is placed under After-shock acceleration. In the new accelerated sequence, the Main earthquake merger, Sleep mode, and After-shock mode are created, and all new acceleration pulses are increased to a ratio and scaled to 1g. [6]

4- GENERATE AND PLOT THE FRAGILITY CURVE

Fragility curves determine the probability of passing through a specific failure level versus the seismicity

parameters of the building. To generate the fragility curve, a probability distribution is used for engineering demand parameters that are derived from the IDA analysis. In this research, the distribution of the normal log is used. Each structure was analyzed once with 20 earthquake records from 0.1 g to 1.5 g and again under Earthquake-Aftershock-seismic sequence and from 0.1 g to 1.5 g. Then, the probability of structural failure was investigated using Openness software.

The fragility curves can be written according to equation (1).

$$P(\cdot \leq D) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right)}{\beta_{sd}} \right] \tag{1}$$

In the above relation, p is the deflection state D (maximum displacement between classes), β_{sd} is the standard deviation logarithm, s_c is the mean value of the permissible gravity, is the average amount of seismic demand.

5- CONCLUSIONS

After analyzing the structures of reinforced concrete,

three, five and eight stories with a soft, and Extreme soft story with different height, the results show that there is not much difference between the height difference for the slight and moderate failure levels, but in the Extensive level and The collapse of the effect of the height difference is significant.

Also, with the increase in the number of stories, the effect of the difference between the first story on two types of irregularly structured structures is less soft and Extreme soft of four-dimensional damage. Aftershock in structures with low elevation and low stories has a significant effect on all four levels of failure, while with increasing height and number of stories, this effect has been reduced to all levels of deterioration such that it will be negligible in high-rise structures.

By comparing the fragility curves for three, five, and eight class models under the influence of single earthquake and sequencing of the earthquake and post-earthquake, it can be concluded that post-shrinkage in low PGAs has an effect on increasing the damage of structure but with increasing earthquake acceleration, post-shock increases the number of failure levels.

REFERENCES

- [1] N. Luco, P. Bazzurro, C.A. Cornell, Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshockdamaged building to withstand an aftershock, in: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2004.
- [2] H. Ryu, N. Luco, S.R. Uma, A.B. Liel, Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis, in: Proceedings of the 9th Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
- [3] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [4] H. Pahlavan, M. Shaianfar, G.G. Amiri, M. Pahlavan, Probabilistic seismic vulnerability assessment of the structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures, *Journal of Vibroengineering*, 17(5) (2015).
- [5] Y. Li, R. Song, J.W. Van De Lindt, Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences, *Journal of Structural Engineering*, 140(12) (2014).
- [6] M. Raghunandan, A. Liel, H. Ryu, N. Luco, S. Uma, Aftershock fragility curves and tagging assessments for a mainshock-damaged building, in: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

H. Kouhestanian, H. Pahlavan, J. Shafaei, M. Shamekhi Amiri, *Probabilistic Seismic Assessment of RC Buildings Considering Soft and Extreme Soft Story Irregularities Subjected to Main Shock-Aftershock Sequences*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(2) (2021) 113-116.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15385.5906](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15385.5906)





ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه

حامد کوهستانیان، حسین پهلوان، جلیل شفائی*، محمد شامخی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۱۳

بازنگری: ۱۳۹۷/۱۰/۲۶

پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۰۱

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۱۲/۰۱

کلمات کلیدی:

ارزیابی احتمالاتی

قاب خمشی بتن مسلح

طبقه نرم

منحنی‌های شکنندگی

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

خلاصه: بررسی خسارت‌های ناشی از زلزله‌های گذشته مانند زلزله‌ی کرمانشاه، مؤید این مطلب است که ساختمان‌هایی که دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم هستند، آسیب‌های بیشتری را در زلزله تجربه کرده‌اند. همچنین پس‌لرزه‌ی زلزله‌های گذشته موجب افزایش آسیب در ساختمان‌ها گردیده است، در صورتی‌که در آیین‌نامه‌های فعلی اثر پس‌لرزه در محاسبات طراحی دیده نمی‌شود. در این پژوهش به منظور مشاهده اثرات نامنظمی و پس‌لرزه در سازه‌های بتن آرمه، منحنی‌های شکنندگی برای مدل‌های سه، پنج و هشت طبقه با سیستم لرزه‌ای قاب خمشی بتن آرمه، دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله اصلی و توالی زلزله و پس‌لرزه بررسی شده است. این مدل‌ها مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌های ایران طراحی و پس از نهایی شدن مقاطع، سازه در نرم‌افزار OpenSees به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی گردید. سپس با انتخاب تعدادی شتاب‌نگاشت مناسب و سازگار با شرایط منطقه، مدل‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA قرار می‌گیرند و بیشترین دررفت طبقات به‌عنوان پارامتر تقاضا محاسبه شده است، با انتخاب ظرفیت تغییر مکان نسبی سطوح عملکرد لرزه‌ای چهارگانه آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل از آیین‌نامه Hazus آمریکا و با استفاده از روابط قابلیت اعتماد سازه‌ها منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای این سیستم برای چهار سطح آسیب متفاوت محاسبه شد. نتایج تحلیل‌های غیرخطی حاکی از آن است که در مدل‌های پنج و هشت طبقه در مقایسه با مدل سه طبقه تأثیر نامنظمی طبقه نرم و اثر پس‌لرزه در افزایش آسیب‌پذیری ساختمان بیشتر بوده است و با افزایش ارتفاع سازه از میزان تأثیر نامنظمی طبقه نرم و پس‌لرزه در آسیب‌پذیری ساختمان کاسته شده است.

۱- مقدمه

اهمیت طراحی‌های مناسب و بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زمین‌لرزه را مشخص ساخته است.

بسیاری از ساختمان‌های بتن مسلح ساخته شده در کشور به دلیل بحث‌های مرتبط با تأمین پارکینگ و همچنین استفاده نامناسب از میان‌قاب‌های بنایی، تغییرات ناگهانی سختی سازه در طبقات وجود دارد که به دلیل وجود طبقه نرم و بعضاً خیلی نرم، منجر به آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها در زمان وقوع زلزله می‌گردد.

برای ارزیابی آسیب‌پذیری این سازه‌ها و ارائه طرح‌های بهسازی در سطح سازه‌های موجود بتن مسلح با طبقه نرم، ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری این دست سازه‌ها بسیار حائز اهمیت است، چراکه به‌عنوان اولین گام در شناسایی و اولویت‌بندی بهسازی آن‌ها می‌باشد.

زلزله یکی از مهم‌ترین پدیده‌های طبیعی است که آسیب‌های اقتصادی و تلفات انسانی زیادی به دلیل خسارت و گسیختگی سازه‌ها ایجاد می‌کند. با نگاهی گذرا به تاریخ معاصر ایران رویدادهایی مانند زلزله‌ی بم، منجیل، بوئین‌زهرا و اخیراً زلزله‌ی کرمانشاه نشان می‌دهد که ساختمان‌های موجود بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی در برابر اثرات زلزله بسیار آسیب‌پذیر هستند. پیامدهای ناگوار اقتصادی و اجتماعی ناشی از رویداد زمین‌لرزه‌ها که بیشتر به سبب طراحی و اجرای نامناسب ساختمان‌ها پدید آمده است، از یک طرف و گسترش روزافزون ساخت‌وسازها از طرف دیگر

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: jshafaei@shahroodut.ac.ir





شکل ۱. خسارت ناشی از اثر طبقه نرم در زلزله کرمانشاه ۱۳۹۶

Fig. 1. Damage caused by soft-story effect in Kermanshah earthquake 2018

توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند که منجر به تولید نوع جدیدی از منحنی های شکنندگی گردید، آنانوس و همکاران تمامی محاسبات لرزه ای را بر مبنای ATC-13 انجام داده بودند که محور افقی در منحنی های شکنندگی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بوده که حالت علمی تری برای آنالیز شکنندگی محسوب می شود و تابع توزیع احتمالاتی نرمال فرض شده بود که ایده های مناسبی برای استفاده از رکورد زلزله در این منحنی جهت پژوهش های آینده ارائه داده شد. براساس تحقیقات آنانوس و همکارانش، در این پژوهش در استخراج منحنی های شکنندگی از نتایج توزیع احتمالاتی نرمال استفاده شده است [۴].

زینگهال و کرمدجیان در سال ۱۹۹۸ به برآورد منحنی های شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختند و میزان آسیب را تحت تأثیر زمین لرزه های مختلف با توابع توزیع آماری بیان نمودند. از نتایج زینگهال و کرمدجیان روش های آماری مختلف برای محاسبه و ترسیم منحنی های شکنندگی استخراج گردید [۵]. در ایران نیز در سال ۱۳۸۶ منحنی های شکنندگی برای سازه های بتن مسلح دارای دیوار برشی توسط عظیم نژاد و مقدم رسم شد. برای این کار با لحاظ کردن اثر توزیع سختی مقاومت و پیچش بر روی منحنی های شکنندگی هشت مدل یک طبقه با استفاده از نرم افزار اپنسیس^۲ تحت تحلیل های دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و منحنی های شکنندگی بر اساس تغییر مکان بین طبقه ای و چرخش مفاصل و شکل پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند. نتایج تحقیق عظیم نژاد و مقدم نشان می دهد که تغییر مکان بین طبقه ای در سطوح مختلف PGA می تواند مبنای مناسبی برای رسم منحنی شکنندگی باشد، در این پژوهش نیز تغییر مکان نسبی بین طبقه ای

تحقیقات زیادی در زمینه ارزیابی احتمالاتی سازه های بتن آرمه انجام شده است، با توجه به اینکه هر زلزله با پس لرزه های بسیاری همراه است در این تحقیق اثرات پس لرزه بر منحنی های شکنندگی و ارزیابی احتمالاتی سازه های ساخته شده بر اساس روش های ساخت در ایران و مطابق با آیین نامه ایران که دارای طبقه نرم می باشند، مورد مطالعه قرار گرفته است.

افزایش خسارت وارد بر سازه ها در زلزله های شدید مانند زلزله ی نورث ریج کالیفرنیا در سال ۱۹۹۴، کوبه ی ژاپن در سال ۱۹۹۵ و زلزله بم در سال ۲۰۰۵ باعث ایجاد خرابی های زیادی در سازه ها شده و نقاط ضعف آیین نامه های فعلی در طراحی لرزه ای سازه ها را مشخص نموده اند. به همین دلیل آیین نامه های کنونی به سمت طراحی بر اساس عملکرد و در نظر گرفتن معیارهای جابجایی برای ارزیابی خرابی سازه پیش می روند [۱].

اولین بار از منحنی های شکنندگی در ارزیابی آسیب پذیری تأسیسات هسته ای استفاده شده است، از آنجایی که عملکرد این سازه ها از اهمیت بالایی برخوردار هستند و کوچک ترین نقص آن ها در مقابل زلزله بسیار خطرناک است به همین دلیل در سال ۱۹۸۰ این منحنی ها برای نیروگاه های هسته ای رسم شدند و تحت عوامل مختلفی بر اساس حداکثر شتاب زمین (PGA^1) ترسیم شدند [۲].

در سال ۱۹۹۳ این منحنی ها توسط کرچر و مارتین توسعه داده شده اند؛ که نقطه عطف توجه ها جامعه مهندسی به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه ها پس از زلزله نورث ریج سال ۱۹۹۴ بوده است که میزان خسارت مالی سازه ها را در زلزله های شدید نشان داد [۳].

آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵ مطالعات بیشتری بر مبنای

2 OpenSees

1 Peak Ground Acceleration

مبنای رسم منحنی های شکنندگی قرار گرفت [۶].

در سال ۱۳۹۲ ناصری و قدرتی با استفاده از منحنی های شکنندگی سازه های بتن آرمه را بدون لحاظ اثر میان قاب و ضعف سازه ای مورد بررسی قرار دادند و به نتایج مختلفی از جمله این که شیب منحنی شکست در حالت خرابی کم و متوسط در مقادیر PGA پایین بیشتر بوده و با افزایش مقادیر PGA شیب منحنی شکست کمتر شده است، یعنی سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین تر PGA بیشتر می باشد [۷، ۸].

در سال ۱۳۹۶ ناصری، پهلوان و قدرتی منحنی های شکنندگی را برای سازه های شمال ایران رسم کردند. در این تحقیق آن ها سه ساختمان سه، پنج و هشت طبقه را با سیستم قاب خمشی بر اساس آیین نامه ی ایران و بر اساس ضوابط لرزه ای آیین نامه ی ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) طراحی کردند. سپس مدل های سه بعدی در نرم افزار اپنسیس تحت رکورد های دور از گسل مورد تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند و منحنی های شکنندگی برای حداکثر تغییر مکان جانبی بین طبقه ای در سطوح مختلف PGA ترسیم شد. نتایج به دست آمده از این تحقیق حاکی از آن بوده است که با افزایش ارتفاع سازه، آسیب پذیری سازه در چهار سطح خرابی مشخص شده (خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل) افزایش می یابد ولی روند افزایش احتمال خرابی، کم و کم تر می گردد. احتمال خرابی کامل ساختمان در زلزله طرح (زلزله سطح خطر ۱) نزدیک به صفر و احتمال خرابی زیاد نیز ناچیز می باشد و با هدف طراحی آیین نامه ۲۸۰۰ که حفظ ایمنی جانی افراد و به حداقل رساندن تلفات جانی است، مطابقت دارد. در واقع سازه پایداری خود را بعد از زلزله سطح خطر ۱ حفظ می نماید [۹].

در سال ۲۰۱۸ سیلوال و همکارش مطالعه ای به منظور بررسی عملکرد لرزه ای ساختمان های فولادی طراحی شده با میراگر ویسکوز سوپر الاستیک تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه انجام دادند و سپس به مقایسه سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با میراگر ویسکوز و بدون میراگر ویسکوز پرداختند و مشاهده شد در سیستم طراحی شده با میراگر ویسکوز برای سطح فروپاشی کامل تحت زلزله اصلی میزان آسیب ۸۶ درصد نسبت به سازه طراحی شده بدون میراگر کمتر شده است در حالی که تحت توالی زلزله و پس لرزه احتمال فروپاشی کامل فقط یک درصد کاهش داشته است [۱۰].

در سال ۲۰۱۸ پانگ و لی وو به بررسی اثر پس لرزه بر پل های بتن آرمه پرداخته و منحنی شکنندگی این پل ها را از طریق شبیه سازی مونته کارلو ترسیم نموده و به این نتیجه دست یافتند که برای پل های بتن آرمه پس لرزه باعث افزایش شکنندگی می گردد [۱۱].

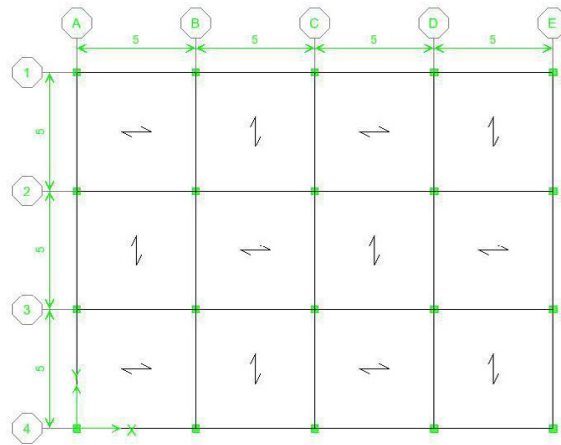
در سال ۲۰۱۸ آقای ویس مرادی و همکارانش به بررسی سطوح مختلف آسیب سازه های مهار شده با سیستم BRB تحت توالی زلزله و پس لرزه به کمک منحنی های شکنندگی و تحلیل IDA پرداختند و نتایج حاصل شده به این صورت است که سازه تحت توالی زلزله و پس لرزه با جابه جایی بزرگتر تا ۱/۵ برابر بیشتر نسبت به جابه جایی تحت زلزله تنها، واقع شده است [۱۲].

هدف از انجام این تحقیق، بررسی دو موضوع تاثیر طبقه نرم و خیلی نرم در سازه بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با پلان منظم و تاثیر توالی زلزله و پس لرزه بر سطوح آسیب های چهارگانه مطابق با آیین نامه HAZUS-MH MR-5 بوده است که با رسم منحنی های شکنندگی برای خرابی های چهارگانه، تاثیر کاهش سختی جانبی طبقه اول و تاثیر توالی زلزله و پس لرزه ها بر مدل های سه، پنج و هشت طبقه بتن آرمه قاب خمشی بررسی شده است. پدیده نامنظمی طبقه نرم ممکن است به دلایل مختلفی مانند استفاده نادرست از میانقاب های بنایی، افزایش ارتفاع و حذف عضو منتقل کننده بارها به دلیل تامین فضای پارکینگ صورت بگیرد که در این پژوهش، کاهش سختی و ایجاد نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم به دلیل افزایش ارتفاع طبقه اول در نظر گرفته شده است.

۲- معرفی مدل های مورداستفاده در این پژوهش

در این پژوهش از مدل های سه، پنج و هشت طبقه بتن آرمه سه بعدی با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم که دارای سیستم قاب خمشی متوسط می باشد، استفاده شده است. ساختمان بر اساس آیین نامه های مرتبط در ایران طراحی شده است. مشخصات مدل استفاده شده به شرح زیر می باشد:

- سازه در منطقه ای با خطر نسبی زیاد طراحی شده است.
- خاک محل احداث از تیپ III فرض شده است.
- ارتفاع طبقه اول به ترتیب برای سازه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم ۳/۷ و ۶ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. (توضیحات در بخش ۴)



شکل ۲. پلان تیپ طبقات سازه های مدل شده
Fig. 2. The typical story plan of modeled structures

جدول ۱. ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

Table 1. The dimensions of the beams and columns of the of 3-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه
آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر	ابعاد تیر (cm)	آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر	ابعاد تیر (cm)	
۸Ø۲۵	۵۰×۵۰	بالا	۴۰×۴۰	۱۲Ø۲۰	۵۰×۵۰	بالا	۴۰×۴۰	طبقه اول
		پایین				پایین		
۸Ø۲۰	۵۰×۵۰	بالا	۴۰×۴۰	۸Ø۱۸	۵۰×۵۰	بالا	۴۰×۴۰	طبقه دوم
		پایین				پایین		
۸Ø۱۶	۴۰×۴۰	بالا	۳۰×۳۰	۸Ø۱۶	۴۰×۴۰	بالا	۳۰×۳۰	طبقه سوم
		پایین				پایین		

۳- تشخیص وجود نامنظمی از نوع طبقه نرم و خیلی نرم

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طبقه نرم به طبقه ای اطلاق می شود که سختی جانبی آن طبقه از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه فوق کمتر باشد و به طبقه ای طبقه خیلی نرم گفته می شود که سختی آن طبقه از ۶۰ درصد سختی طبقه بالاتر کمتر باشد. در این پژوهش به کمک نرم افزار ایتبس سختی جانبی طبقه اول را محاسبه کرده و با مقایسه سختی طبقه اول با سایر طبقات می توان وجود نامنظمی از نوع طبقه نرم و خیلی نرم را تشخیص داد. در نرم افزار ایتبس با اعمال نیروی واحد به دیافراگم طبقه اول و محاسبه جابه جایی طبقه اول، به کمک رابطه ۱ سختی طبقه به دست آمده و سپس به محاسبه سختی

• مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن استفاده شده در تیر و ستون، برابر با 25 Mpa است.

• میلگردهای طولی از نوع AIII با مقاومت جاری شدن 400 Mpa است.

بر اساس طراحی انجام شده در نرم افزار ایتبس^۱، مشخصات ابعاد و فولادگذاری مقاطع به ازای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم ساختمان سه، پنج و هشت طبقه به ترتیب بر اساس جداول ۱، ۲ و ۳ به دست آمده است.

1 ETABS

جدول ۲. ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

Table 2. The dimensions of the beams and columns of the of 5-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه	
آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر		آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر			
۱۶Ø۲۵	۶۰×۶۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰	۱۲Ø۲۵	۵۰×۵۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۵×۴۵
		۴Ø۲۵	پایین				۵Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۲۰	۶۰×۶۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰	۸Ø۲۲	۵۰×۵۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۵×۴۵
		۳Ø۲۵	پایین				۵Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۲۰	۵۰×۵۰	۴Ø۲۲	بالا	۴۰×۴۰	۸Ø۲۲	۴۰×۴۰	۶Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰
		۳Ø۲۲	پایین				۴Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۱۸	۴۰×۴۰	۴Ø۲۲	بالا	۴۰×۴۰	۸Ø۲۰	۴۰×۴۰	۵Ø۱۸	بالا	۴۰×۴۰
		۲Ø۲۲	پایین				۳Ø۱۸	پایین	
۸Ø۱۸	۴۰×۴۰	۳Ø۱۸	بالا	۳۵×۳۵	۸Ø۱۸	۴۰×۴۰	۳Ø۱۸	بالا	۳۵×۳۵
		۲Ø۱۸	پایین				۲Ø۱۸	پایین	

جدول ۳. ابعاد تیر و ستون مدل ساختمان هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم

Table 3. The dimensions of the beams and columns of the of 8-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم				دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم				طبقه	
آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر		آرماتور ستون	ابعاد ستون (cm)	آرماتور تیر			
۱۶Ø۲۸	۷۵×۷۵	۶Ø۲۵	بالا	۷۰×۷۰	۱۶Ø۲۸	۷۰×۷۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰
		۵Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۵	پایین	
۱۶Ø۲۵	۷۵×۷۵	۵Ø۲۵	بالا	۷۰×۷۰	۱۶Ø۲۰	۷۰×۷۰	۵Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰
		۴Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۵	پایین	
۱۶Ø۲۰	۷۰×۷۰	۴Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰	۱۲Ø۲۰	۶۵×۶۵	۵Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰
		۳Ø۲۵	پایین				۳Ø۲۵	پایین	
۱۲Ø۲۰	۶۵×۶۵	۴Ø۲۵	بالا	۵۰×۵۰	۱۲Ø۲۰	۶۵×۶۵	۶Ø۲۲	بالا	۴۵×۴۵
		۳Ø۲۵	پایین				۴Ø۲۲	پایین	
۱۲Ø۱۸	۵۵×۵۵	۵Ø۲۲	بالا	۴۵×۴۵	۱۲Ø۱۸	۵۵×۵۵	۵Ø۲۲	بالا	۴۵×۴۵
		۳Ø۲۲	پایین				۳Ø۲۲	پایین	
۱۲Ø۱۸	۵۰×۵۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰	۱۲Ø۱۸	۵۰×۵۰	۵Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰
		۳Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۱۶	۴۰×۴۰	۳Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰	۱۲Ø۱۶	۴۰×۴۰	۴Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰
		۲Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین	
۱۲Ø۱۶	۴۰×۴۰	۲Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰	۱۲Ø۱۶	۴۰×۴۰	۳Ø۲۰	بالا	۴۰×۴۰
		۲Ø۲۰	پایین				۲Ø۲۰	پایین	

جدول ۴. مقادیر مختلف دوره ی تناوب سازه های دارای طبقه نرم و خیلی نرم

Table 4. Different time periods of the studied structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

تعداد طبقات	زمان تناوب سازه (ثانیه)		
	استاندارد ۲۸۰۰	ETABS	OpenSees
مقادیر مختلف دوره ی تناوب سازه های دارای طبقه خیلی نرم			
۳ طبقه	۰/۴۸	۰/۶۹	۰/۵۲
۵ طبقه	۰/۷	۰/۸۹	۰/۷۷
۸ طبقه	۱/۰۱۶	۱/۲۱۳	۱/۱۱
مقادیر مختلف دوره ی تناوب سازه های دارای طبقه نرم			
۳ طبقه	۰/۴	۰/۶۳	۰/۴۵
۵ طبقه	۰/۶۲	۰/۸۹	۰/۷۱
۸ طبقه	۰/۹۴	۱/۲۱۳	۱/۱۲

به طبقه دوم ارتفاع اولیه در سازه های دارای طبقه نرم و خیلی نرم با یکسان قرار دادن سطح مقطع ستون طبقه اول و دوم محاسبه شد. بعداز محاسبه ارتفاع طبقه اول و سایر طبقات در سازه های دارای طبقه نرم و خیلی نرم، سازه های مورد نظر به صورت مستقل در نرم افزار مورد طراحی قرار گرفتند. با توجه به این که طراحی سازه های دارای طبقه نرم و خیلی نرم به صورت مستقل انجام شده است در بخش هایی از سازه های دارای طبقه نرم و خیلی نرم تفاوت در میزان فولادگذاری بوده است. با این حال فولادگذاری در دو سازه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تقریباً مشابه است. لازم به ذکر است که علت استفاده از آرماتورهای با قطر متفاوت به این دلیل است که فولادگذاری تا حد ممکن به نتایج طراحی نزدیک باشد.

۴- صحت سنجی مدل نرم افزار اپنسیس با نتایج آزمایشگاهی

نخستین گام در مدل سازی هر نرم افزار اعتبارسنجی نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه می باشد. در این پژوهش صحت سنجی به دو روش صورت گرفته است؛ روش اول به کمک نرم افزار اپنسیس و با بررسی زمان تناوب مد اول به دست آمده برای مدل های مورد تحقیق در نرم افزار اپنسیس و مقایسه آن با زمان تناوب حاصل از نرم افزار ایتبس و روابط تجربی ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ بوده است که نتایج حاصل از بررسی به شرح زیر می باشد. با توجه به نزدیک بودن زمان تناوب های به دست آمده از نرم

طبقه دوم پرداخته و بعد از به دست آمده آمدن سختی دوطبقه، با مقایسه سختی طبقه اول و دوم در صورتی که نسبت سختی اول بین ۶۰ تا ۷۰ درصد سختی طبقه دوم باشد دارای نامنظمی از نوع طبقه نرم و در صورتی که سختی طبقه اول کمتر از ۶۰ درصد سختی دوم باشد دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم است [۱۳].

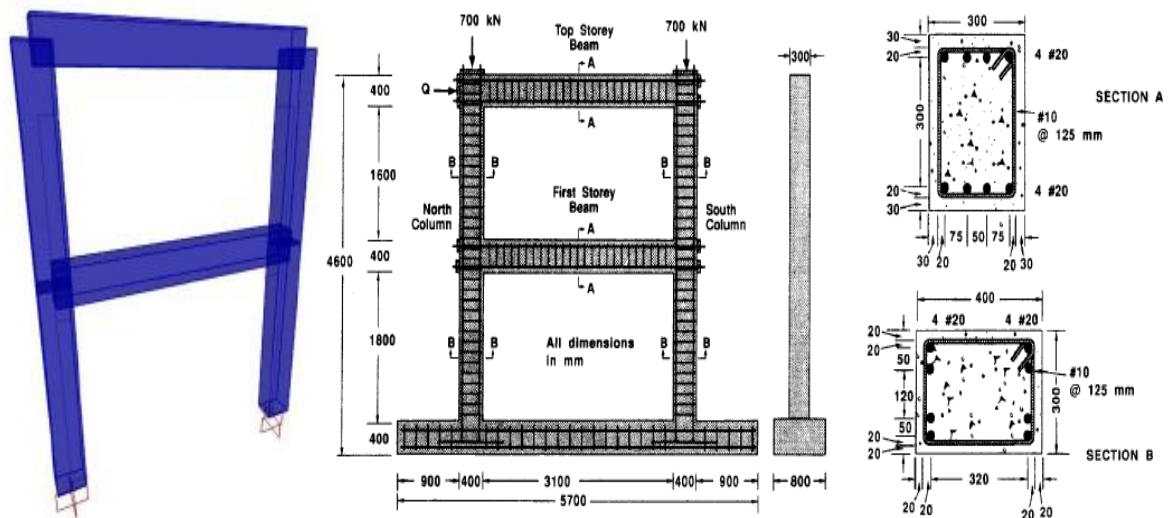
علاوه بر محاسبه سختی جانبی به کمک نرم افزار ایتبس می توان به کمک رابطه ۲ به محاسبه سختی جانبی هر طبقه را محاسبه نمود.

$$F=K\Delta \quad (1)$$

$$K=\frac{12EI}{L^3} \quad (2)$$

با محاسبه سختی مدل های مورد تحقیق می توان به این نتیجه دست یافت، در سازه هایی که ارتفاع طبقه اول ۳/۷ متر است سختی طبقه ۰/۶۴ طبقه دوم است و دارای نامنظمی طبقه نرم هست. در مدل هایی که ارتفاع طبقه اول ۶ متر می باشد سختی جانبی طبقه اول ۰/۳۳ سختی جانبی طبقه دوم است و دارای نامنظمی از نوع طبقه خیلی نرم می باشد.

طراحی انجام شده به کمک نرم افزار ایتبس و مطابق با آیین نامه های طراحی ایران صورت گرفته است. در طراحی ابتدا با استفاده از روابط دینامیک سازه و با محاسبه و مقایسه سختی طبقه اول نسبت



شکل ۳. جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوعبدي به منظور صحت سنجي [۱۴]
 Fig. 3. Details of two-dimensional frame dimensions for validation

ستون و تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی که در طبقه دوم مقدار 1000 kN به صورت جانبی به مدل اعمال شده، واقع شده است [۱۴]. سپس با رسم نمودار نیرو-جابجایی برای دو حالت آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۴ به مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار و نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است.

۴-۱- مدل رفتاری مصالح

در این پژوهش از مصالح تک محوری با دستور uniaxialMaterial برای تعریف مصالح فولاد میلگردهای S400، بتن هسته مرکزی و بتن کاور شده است [۱۵].

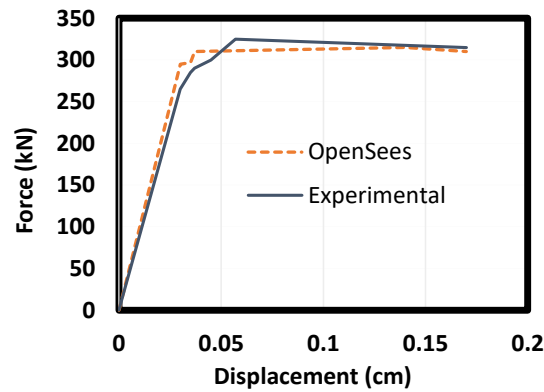
از مصالح فولادی با دستور Steel02 که دارای سخت شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می گیرد استفاده شده است. از دستور Concrete02 برای ساخت مصالح بتنی تک محوری با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی استفاده شده است؛ و برای نشان دادن اثر محصورشدگی بتن مرکزی به وسیله خاموت ها از رابطه ارائه شده توسط مندر استفاده شده است. اثر محصورشدگی در روابط مندر به صورت افزایش مقاومت فشاری بتن نشان داده شده است که از رابطه ۳ به دست آمده است [۱۶].

$$F'_{cc} = K F'_{c0} \quad (3)$$

در این رابطه F'_{cc} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن محصور شده و

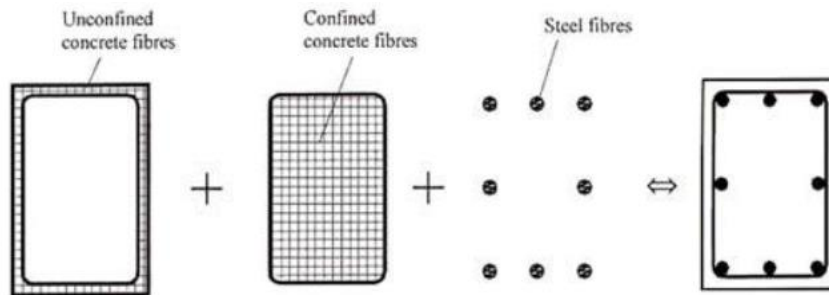
افزار اپنسیس و روش تجربی، می توان نتیجه گرفت که مدل سازی به درستی صورت گرفته است. در ادامه صحت سنجی به مقایسه نتایج یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر نتایج حاصل از نرم افزار اپنسیس پرداخته شده است.

در شکل ۳ مدل آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری یک قاب یک دهانه دوطبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته، نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی استفاده شده دارای یک دهانه که طول آکس به آکس ستون ها 3500 میلی متر و دو طبقه با ارتفاع 2000 میلی متر برای هر طبقه می باشد و ارتفاع کل نمونه از زیر پی تا بطنقه دوم برابر با 4600 میلی متر بوده است و مقاطع استفاده شده برای تمام المان ها با عرض 300 و عمق 400 میلی متر بوده است، در تمامی مقاطع تیر و ستون ها از دولایه آرماتور به تعداد چهار میلگرد با نمره 20 برای میلگردهای طولی و از میلگردهای نمره 10 به فاصله 125 میلی متر به عنوان میلگرد های برشی و خاموت استفاده شده است. بتن مورد استفاده در این مدل آزمایشگاهی دارای مقاومت فشاری 30 MPa و میلگردهای دارای تنش تسلیم 418 و تنش نهایی 596 MPa و مدول الاستیسیته بتن برابر با 192500 بوده است، آزمایش مقاومت فشاری بتن به نمونه استاندارد استوانه ای 150×300 میلی متر و با نرخ بارگذاری $4 \times 10^{-3} \text{ mm/sec}$ برای نمونه بتنی مسلح نشده و برای نمونه بتن آرمه از نرخ بارگذاری 14 روز بوده است این مدل آزمایشگاهی تحت بار ثقیلی 700 kN در هر



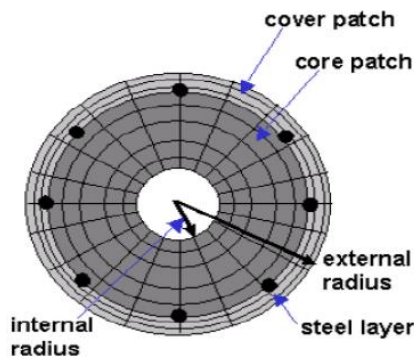
شکل ۴. مقایسه نتایج پوش آور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده در نرم‌افزاری OpenSees

Fig. 4. Decomposition of reinforced concrete sections



شکل ۵. تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه [۱۷]

Fig. 5. Fiber section model



شکل ۶. مدل مقطع الیافی [۱۸]

Fig. 6. Comparison of laboratory Pushover analysis curve and model simulated in OpenSees software

• با توجه به اینکه تحلیل صورت گرفته در این پژوهش به صورت غیرخطی می باشد، از این رو برای تعریف المان های آن از دستور element nonlinearBeamColumn استفاده گردیده است، به کمک این دستور المان ها به صورت غیرخطی مدل سازی شده است. این دستور اثرات غیر الاستیک را در سراسر المان توزیع می کند.

F'_{C0} نشان دهنده مقاومت فشاری بتن است. برای تعریف مقاطع تیر و ستون در اپنسیس از مقاطع فایبری^۱ استفاده شده است. از مشخصات مقاطع الیافی می توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان، به آن اعمال نمود.

1 Fiber Section

در تحلیل دینامیکی غیرخطی هست؛ زیرا نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده به نوع رکورد بستگی دارد. رکورد ها باید به گونه ای انتخاب شوند که همه حالات رفتاری سازه را دربرگیرد.

• در این پژوهش تعداد ۲۰ رکورد زلزله ی پس لرزه دار، با توجه به نوع خاک ساختگاه و طبق توصیه یولی و همکارانش با شرایط زیر از سایت peer انتخاب شده اند [۱۹]:

• با توجه به تیپ خاک ساختگاه، خاک دارای سرعت برشی m/s ۱۷۵-۳۷۵ باشد.

• بزرگی پس لرزه ها حداقل 0.5 باشد.

• ماکزیمم شتاب زمین PGA بیشتر از $0.4g$ باشد.

• رکوردهای انتخابی در جدول ۵ ارائه شده است.

بعد از بررسی و انتخاب مدل رفتاری مصالح در نرم افزار اپنسیس به مدل سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار اپنسیس پرداخته شد و نمونه مدل سازی شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرارگرفت و جابه جایی نمونه مدل سازی شده ناشی از بارگذاری جانبی استخراج گردید. سپس جابه جایی مدل آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۴ نمایش داده شد.

نتایج حاصل از شکل ۴ حاکی از آن است که نتایج نرم افزاری و آزمایشگاهی نزدیک به هم بوده و از دقت بالایی برخوردار می باشد.

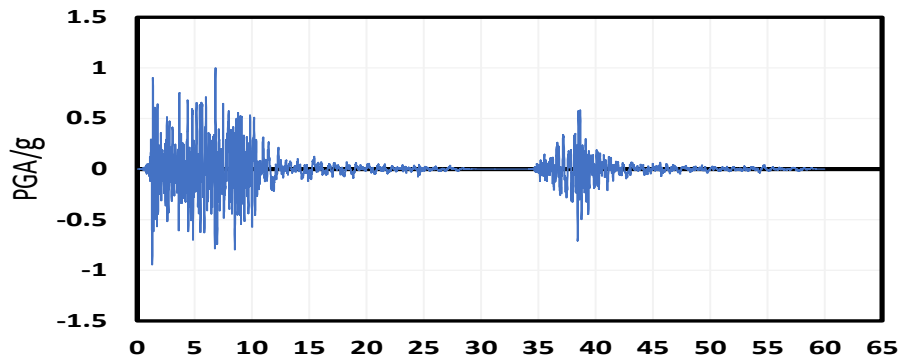
۵-انتخاب شتاب نگاشت های زلزله

• تعیین رکورد زلزله های پس لرزه دار از مهم ترین گام ها

جدول ۵. رکورد های انتخاب شده زلزله های اصلی به همراه پس لرزه

Table 5. Selected earthquake records of mainshock-aftershock sequence

شماره رکورد	نام رکورد	نام ایستگاه	تیپ خاک	بزرگی زلزله (ریشتر)	PGA(g)
1	Chalfant valley	Zack Brothers Ranch	III	6.19	0.447
2	Coalinga	Oil-City	III	5.77	0.398
3	Northridge	Sun Valley - Roscoe Blvd	III	6.69	0.604
4	Imperial Valey	El Centro Array #11	III	6.53	0.37
5	Coalinga	14Th & Elm (Old CHP)	III	5.77	0.84
6	Imperial Valey	Bonds Corner	III	6.53	0.776
7	Mammoth lakes	Convict Creek	III	6.06	0.444
8	Mammoth lakes	Fish & Game (FIS)	III	5.94	0.376
9	Mammoth lakes	Mammoth Lakes H. S	III	5.69	0.44
10	Managua-Nicaragua	Managua-Esso	III	6.24	0.371
11	Northridge	Northridge - 17645 Saticoy St	III	6.69	0.459
12	Northridge	Canoga Park - Topanga Can	III	6.69	0.392
13	Northridge	Jensen Filter Plant Administrative Building	III	6.69	0.617
14	Northridge	La - Sepulveda Va Hospital	III	6.69	0.93
15	Northridge	Newhall - Fire Sta	III	6.69	0.59
16	Northridge	Rinaldi Receiving Sta	III	6.69	0.87
17	Imperial Valey	El Centro Array #4	III	6.53	0.48
18	Imperial Valey	El Centro Array #5	III	6.53	0.53
19	Imperial Valey	El Centro Array #7	III	6.53	0.57
20	Imperial Valey	El Centro Array #8	III	6.53	0.61



شکل ۷. شتاب نگاشت زلزله و پس لرزه مقیاس شده Mammoth Lakes.Convict Creek
 Fig. 7. Scaled Mammoth Lakes-Convict Creek earthquake accelerogram

جدول ۶. میزان دررفت در سطوح مختلف خسارت بر اساس نوع خرابی طبق آیین نامه HAZUS.MHMR-5 [۲۱]
 Table 6. Drift values at different damage levels according to HAZUS-MHMR-5 damage levels

دررفت در آستانه حالت خرابی				نوع سازه
خرابی کامل	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی ناچیز	
۰/۰۶	۰/۰۲۳۳	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۵	کوتاه
۰/۰۴	۰/۰۱۵۶	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۳۳	متوسط
۰/۰۳	۰/۰۱۱۷	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۲۵	بلند

و تمامی پالس های شتابنگاشت جدید به یک نسبت افزایش می یابد و به ۱ g مقیاس می گردد. نمونه ای از ادغام زلزله و پس لرزه را در شکل ۵ مشاهده می گردد.

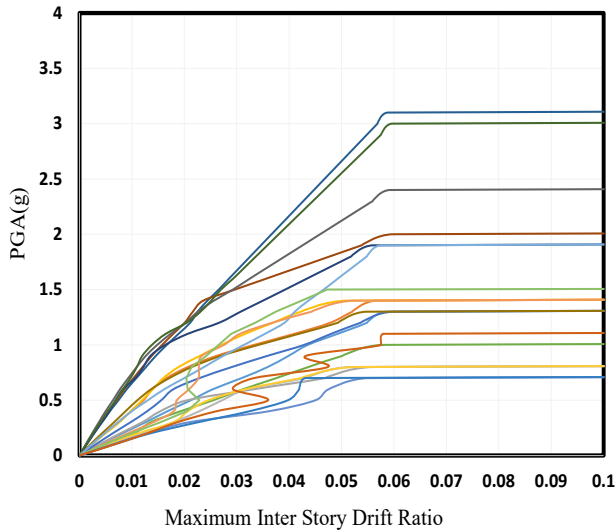
۷- معرفی سطوح خرابی

مطابق با دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 چهار سطح خرابی برای سازه معرفی شده است، این خرابی ها به ترتیب کم، متوسط، زیاد و فروپاشی کامل می باشند. میزان حداکثر تغییر مکان برای هر یک از این سطوح خرابی در جدول ۵ آمده است. مطابق با این دستورالعمل بهترین نقطه ای که معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش است، نقطه ای است که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل است. این نقطه دارای کمترین میزان خسارت در میان نقاط می باشد. یکی دیگر از معیارهای خرابی حداکثر دررفت یا تغییر مکان نسبی بین طبقات می باشد. حداکثر دررفت برای سازه های کوتاه، متوسط و بلند مطابق با آیین نامه ی HAZUS-MH MR-5 برحسب جدول ۵ می باشد.

۶- ادغام زلزله اصلی و پس لرزه

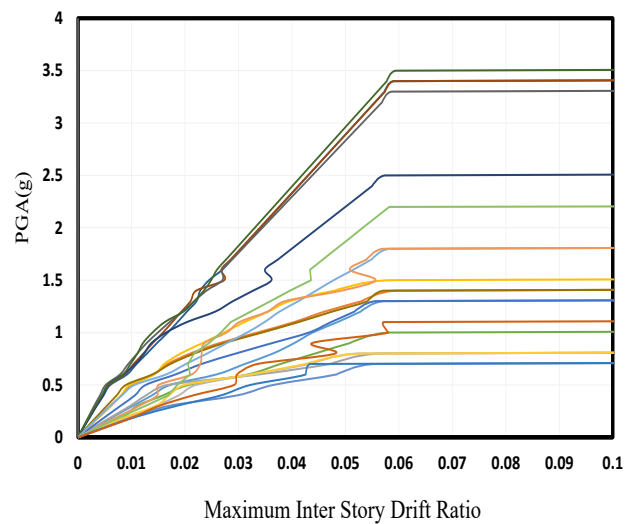
در حالت واقعی بین زلزله اصلی و پس لرزه فاصله زمانی وجود دارد که مدل تحت شتابنگاشت زلزله اصلی برای متوقف ساختن ارتعاشات به دلیل میرایی، به استراحت می پردازد که در این مدت تعمیر و بازسازی بر روی سازه انجام نمی گردد، بنابراین برای شبیه سازی این پژوهش با دنیای واقعی ابتدا مدل ها تحت اثر شتابنگاشت زلزله قرار گرفته و بعداز آن سازه به مدت ۴ ثانیه در حالت سکون قرار گرفته تا تغییر مکان ماندگار بر اثر زلزله تنها در آن باقی بماند و ارتعاشات زلزله اصلی بر اثر میرایی متوقف گردد و بعداز آن مدل سازه ای تحت شتابنگاشت پس لرزه قرار داده می شود، گفتنی است مدت زمان لازم برای سکون ارتعاشات سازه مستقل از منظمی و نوع نامنظمی سازه می باشد. [۲۰].

در این پژوهش برای رسم منحنی های شکنندگی و مقایسه آسیب وارده شده به سازه ها تمامی شتابنگاشت های زلزله اصلی به 1g مقیاس شده اند. در حالت توالی زلزله و پس لرزه، شتابنگاشت جدیدی از ادغام زلزله اصلی، حالت سکون و پس لرزه ایجاد می گردد



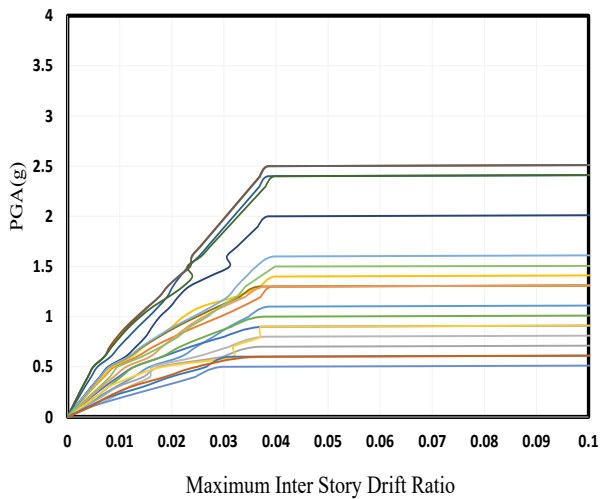
نمودار ۲. نمودار IDA مدل سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰شتابنگاشت زلزله به همراه پس لرزه

Fig. 9. IDA diagram of 3-story structure with soft-story irregularity under the effect of mainshock-aftershock sequence



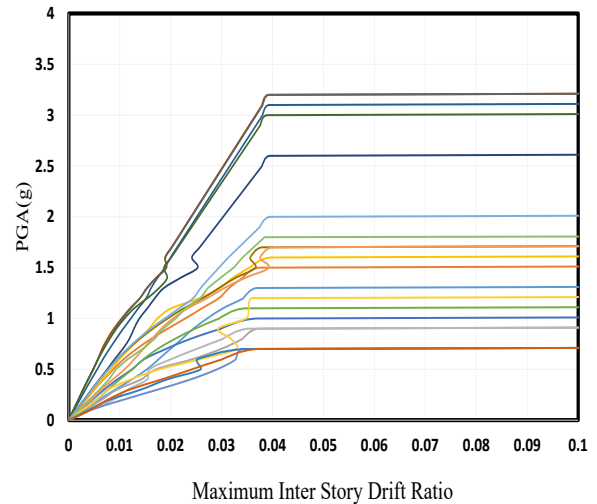
نمودار ۱. نمودار IDA مدل سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰شتابنگاشت زلزله اصلی

Fig. 8. IDA diagram of 3-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake



نمودار ۴. نمودار IDA مدل پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰شتابنگاشت زلزله به همراه پس لرزه

Fig. 11. IDA diagram of 5-story structure with soft-story irregularity under the effect of mainshock-aftershock sequence



نمودار ۳. نمودار IDA مدل پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰شتابنگاشت زلزله اصلی

Fig. 10. IDA diagram of 5-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

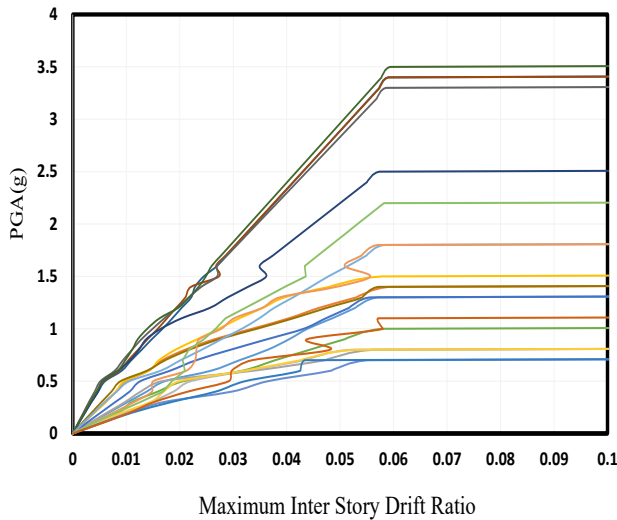
می توان ظرفیت سازه، احتمال فروپاشی و درصد گذر از یک حد خاص از آسیب را شناسایی کرد، درحالی که تحلیل پوش آور در موارد بیان شده ضعیف عمل می کند. از دیگر قابلیت های تحلیل IDA می توان به معرفی مصالح با رفتار غیرخطی و انجام تحلیل به صورت دینامیکی اشاره نمود که باعث شده از دقت بیشتری نسبت به تحلیل پوش آور برخوردار باشد [۲۲].

برای آنالیز مدل های مورد پژوهش از تحلیل IDA این صورت

۸- منحنی های تحلیل IDA برای تعدادی از مدل های مورد مطالعه

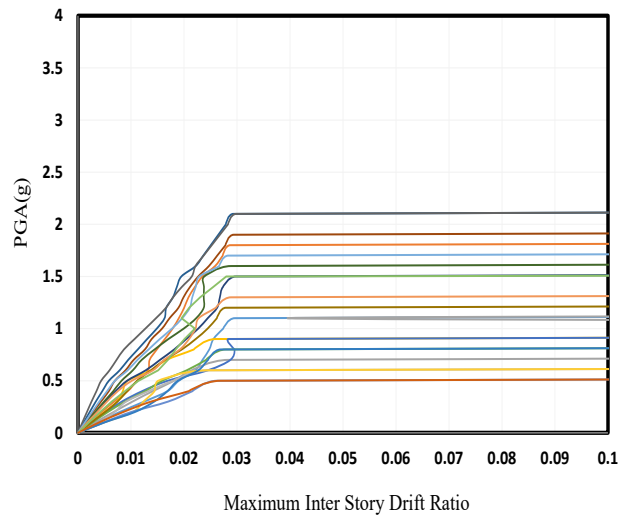
تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA^1) یک روش تحلیل لرزه ای بر اساس عملکرد سازه ها می باشد و رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت های مختلف را بیان می کند، به کمک تحلیل IDA

1 Incremental dynamic analysis



نمودار ۶. نمودار IDA مدل هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰ شتابنگاشت زلزله به همراه پس لرزه

Fig. 13. IDA diagram of 8-story structure with soft-story irregularity under the effect of mainshock-aftershock sequence



نمودار ۵. نمودار IDA مدل هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر ۲۰ شتابنگاشت زلزله اصلی

Fig. 12. IDA diagram of 8-story structure with soft-story irregularity under the effect of a single earthquake

است، بنابراین در تحلیل سازه ها باید مشخصات ویژه هر سازه در نظر گرفته شود. برای تولید منحنی شکنندگی یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل IDA به دست می آید استفاده می گردد. در این پژوهش از توزیع لوگ نرمال استفاده شده است.

هر سازه یک بار با ۲۰ رکورد زلزله از $0.1g$ تا $1.5g$ و بار دیگر تحت توالی زلزله-پس لرزه و از $0.1g$ تا $1/5g$ مورد تحلیل قرار گرفته اند و سپس به کمک نرم افزار اپنسیس احتمال شکست سازه بررسی گردید. زمانی که ظرفیت سازه ای و تقاضای لرزه ای دو پارامتری باشند که از توزیع نرمال پیروی می کنند به کمک قاعده حد مرکزی می توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتمی نرمال خواهد داشت؛ بنابراین منحنی های شکنندگی را می توان مطابق رابطه زیر نوشت.

$$P(\cdot \leq D) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right)}{\beta_{sd}} \right] \quad (4)$$

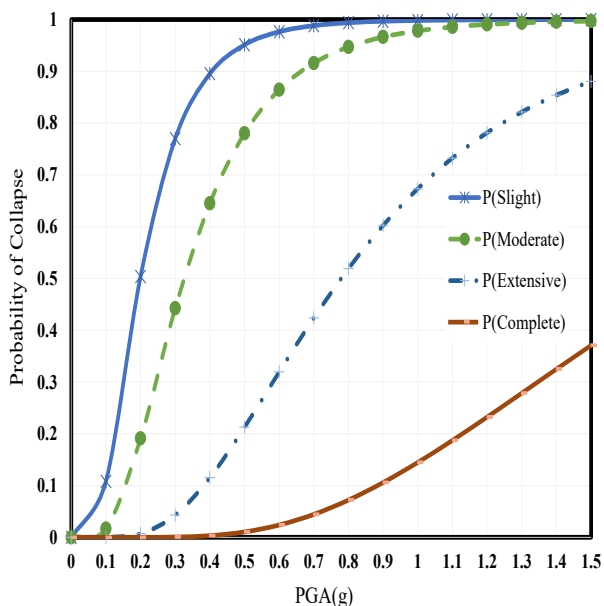
در رابطه ی فوق p فراگذشت از حالت خرابی D (حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای)، β_{sd} انحرار معیار لگاریتم نرمال، S_c مقدار متوسط حالت حدی مجاز، S_d متوسط مقدار نیاز لرزه ای می باشد.

انجام شده است که حداکثر شتاب زلزله (PGA) وارد شده به سازه تا خرابی کامل با گام های $0.1g$ مقیاس شده اند، سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی های IDA ترسیم شده اند. منحنی IDA برای مدل های سه، پنج و هشت طبقه تحت اثر زلزله اصلی و توالی زلزله و پس لرزه تحت ۲۰ شتاب نگاشت ترسیم شده اند.

از نمودار های تحلیل IDA چنین استنباط می شود که سازه ها در اکثر موارد تحت شتاب نگاشت ها رفتار سخت شوندگی شدید داشته اند که حاکی از آن است که سازه به سختی تغییر مکان داده و حول شیب ناحیه الاستیک مانور داده است از دیگر نتایج تحلیل IDA می توان به این نکته اشاره نمود که در سازه سه طبقه توزیع تغییر مکان نسبی با روند تقریباً ثابتی در ارتفاع ساختمان افزایش داشته است، در حالی که با افزایش تعداد طبقات مشاهده می گردد تجمع تغییر مکان نسبی در طبقاتی خاص، عامل فروپاشی سازه ای است.

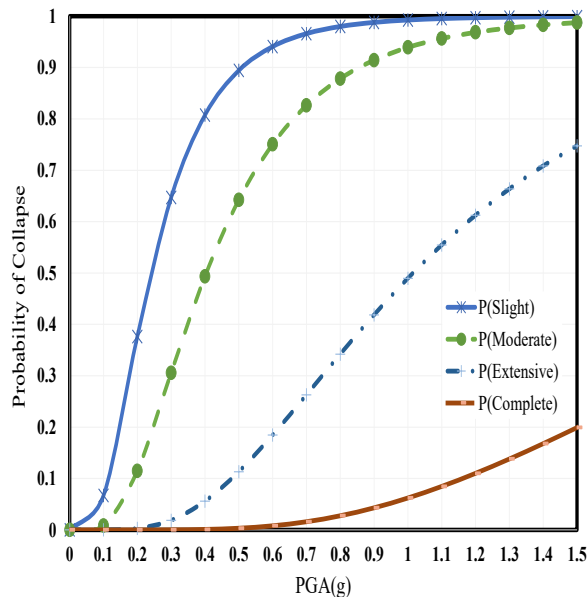
۹- تولید و ترسیم منحنی شکنندگی

منحنی های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه ها می باشد. این منحنی ها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه خیری ساختمان تعیین می نمایند. در تولید منحنی های شکنندگی باید به این نکته توجه نمود که مشخصات سازه ها در هر کشور متفاوت



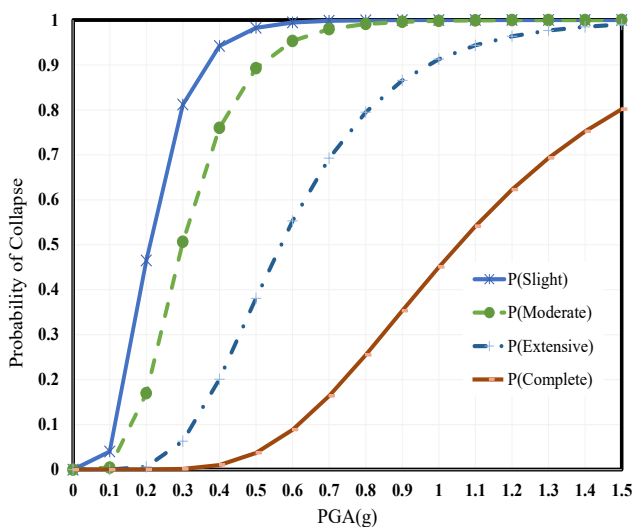
نمودار ۸. منحنی شکنندگی سازه سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 15. Fragility curve of 3-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake



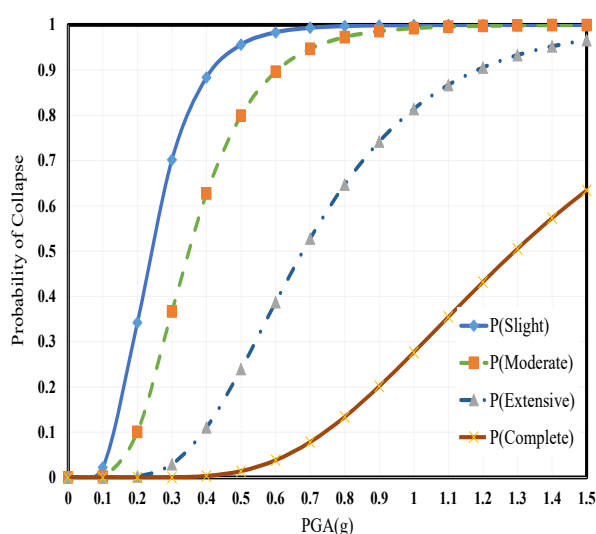
نمودار ۷. منحنی شکنندگی سازه سه طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 14. Fragility curve of 3-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake



نمودار ۱۰. منحنی شکنندگی سازه سه طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 17. Fragility curve of 3-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence



نمودار ۹. منحنی شکنندگی سازه سه طبقه دارای طبقه نرم تحت توالی زلزله پس لرزه

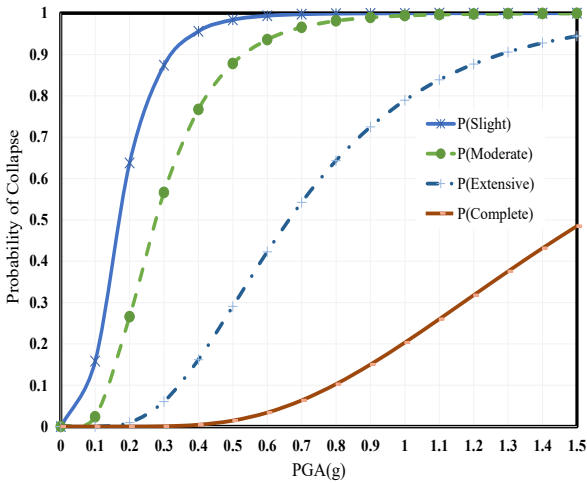
Fig. 16. Fragility curve of 3-story structure with soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence

تنها و اثر توالی زلزله-پس لرزه به صورت نمودار ۱۱، ۱۲، ۱۳ و ۱۴ می باشند.

منحنی های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها و اثر توالی زلزله- پس لرزه به صورت زیر می باشند.

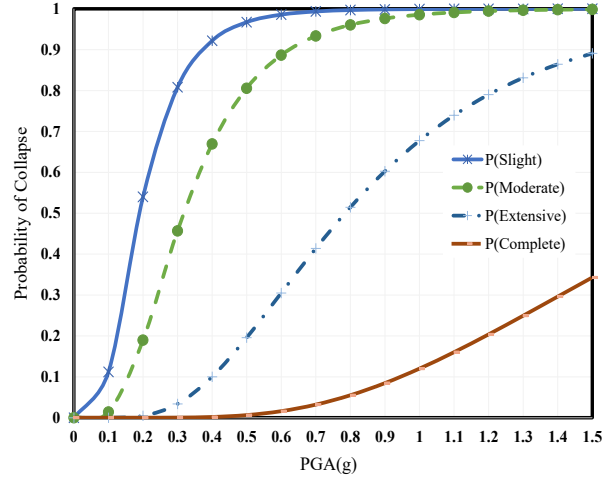
منحنی های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله توالی زلزله-پس لرزه به صورت زیر می باشند.

منحنی های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله



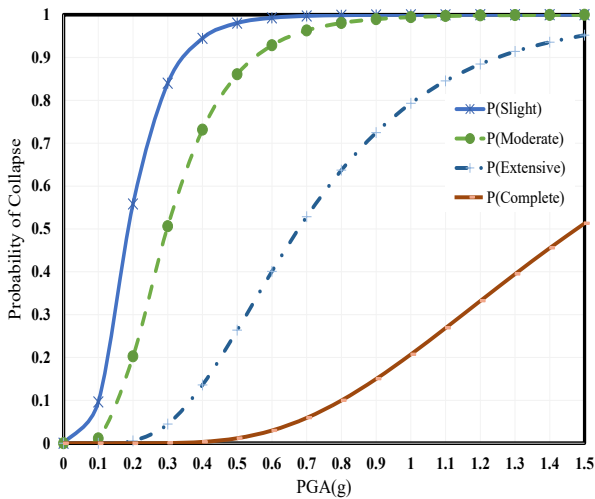
نمودار ۱۲. منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 19. Fragility curve of 5-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake



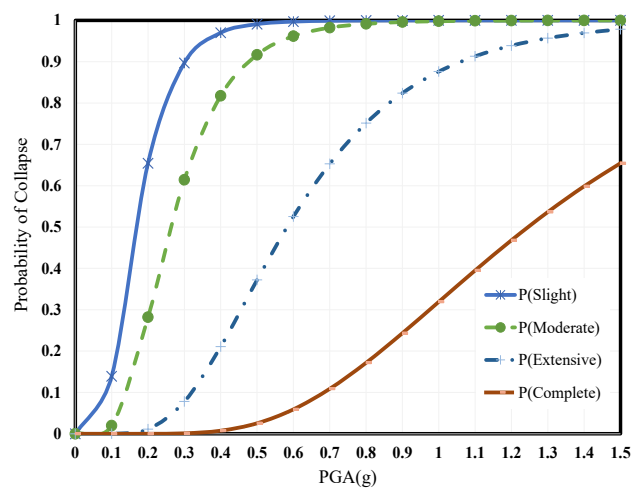
نمودار ۱۱. منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 18. Fragility curve of 5-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake



نمودار ۱۴. منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 21. Fragility curve of 5-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence



نمودار ۱۳. منحنی شکنندگی سازه پنج طبقه دارای طبقه نرم تحت توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 20. Fragility curve of 5-story structure with soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence

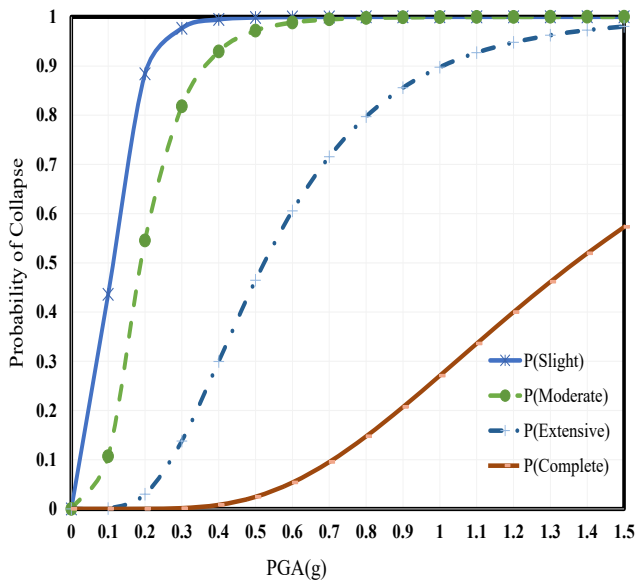
نرم تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه پرداخته شده است که در ابتدا به مقایسه تاثیر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه برای مدل های سه طبقه پرداخته شده است.

برای مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه تقریباً برابر است و برای حالت

۱۰-مقایسه منحنی شکنندگی تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه

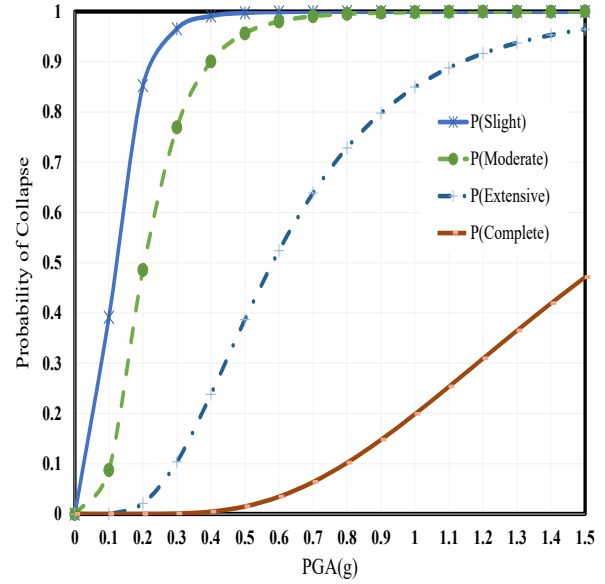
۱۰-۱-مقایسه منحنی شکنندگی برای مدل سه طبقه

پس از محاسبه و ترسیم منحنی های شکنندگی به صورت جداگانه برای سازه های سه، پنج و هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه، به مقایسه و ترسیم منحنی های شکنندگی برای نامنظمی طبقه نرم و خیلی



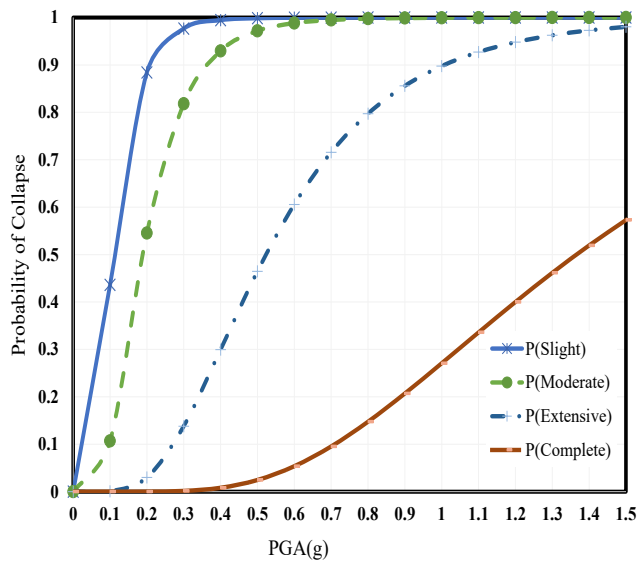
نمودار ۱۶. منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 23. Fragility curve of 3-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake



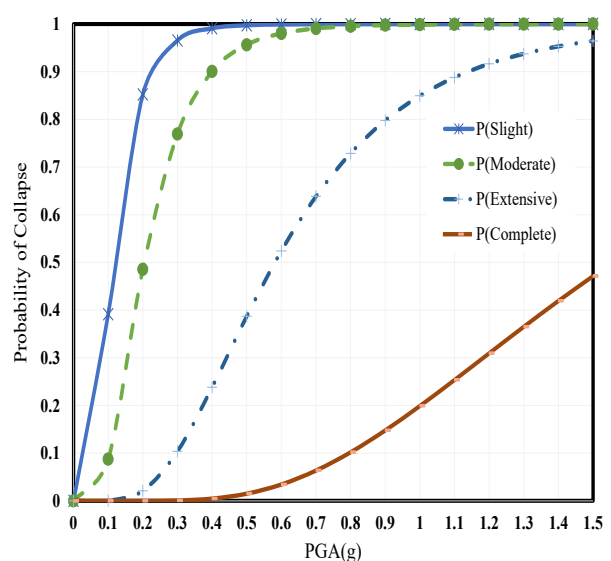
نمودار ۱۵. منحنی شکنندگی سازه هشت طبقه دارای طبقه نرم تحت اثر زلزله تنها

Fig. 22. Fragility curve of 8-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake



نمودار ۱۸. منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 25. Fragility curve of 8-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence

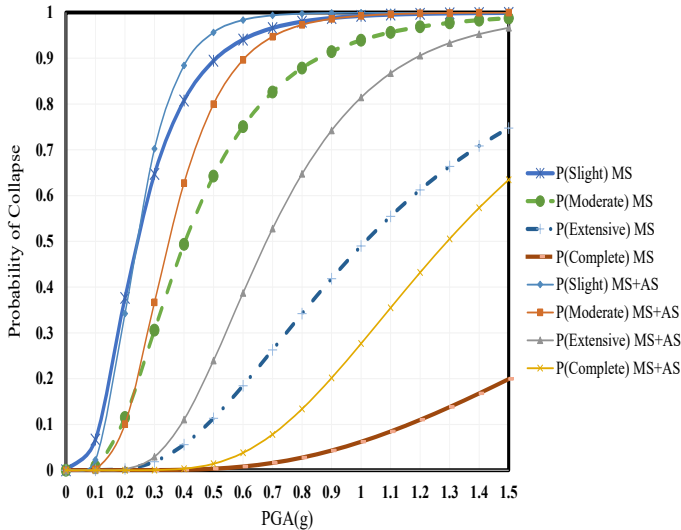


نمودار ۱۷. منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 24. Fragility curve of 8-story structure with soft-story irregularity affected by the mainshock-after-shock sequence

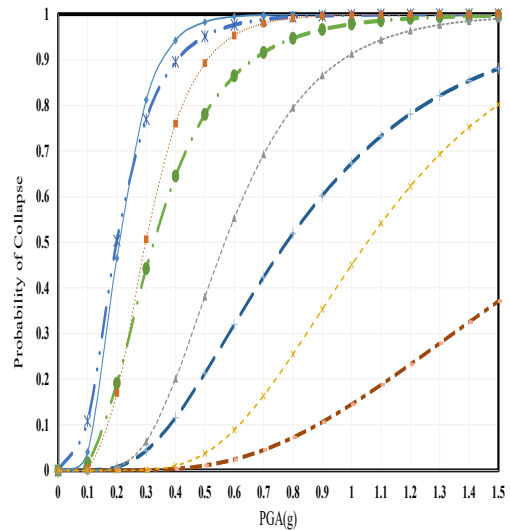
درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۴۰ درصد شتاب بیشینه نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد

خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه ۱۲ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه اثر تحت توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد مقدار شتاب بیشینه ۳۲



نمودار ۲۰. منحنی شکنندگی مدل ۳ طبقه دارای طبقه نرم تحت زلزله و زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 27 Fragility curve of 3-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence



نمودار ۱۹. منحنی شکنندگی مدل ۳ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 26. Fragility curve of 3-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence

سه طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه، اکنون به مقایسه منحنی شکنندگی برای مدل های پنج طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه پرداخته شده است.

برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه تقریباً برابر است و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه ۶ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد مقدار شتاب بیشینه ۱۴ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۱۷ درصد شتاب بیشینه نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد کاهش یافته است.

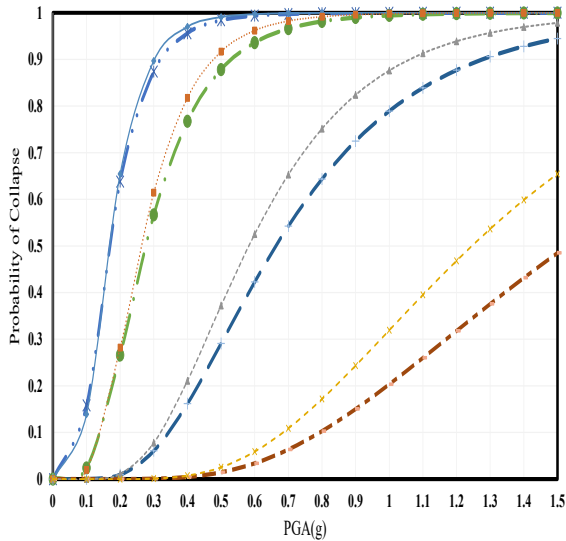
برای مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده

کاهش یافته است.

برای مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه زمین تقریباً برابر است و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه زمین ۹ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد مقدار شتاب بیشینه زمین ۲۵ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۳۴ درصد شتاب بیشینه نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد کاهش یافته است.

۱۰-۲-مقایسه منحنی شکنندگی برای مدل پنج طبقه

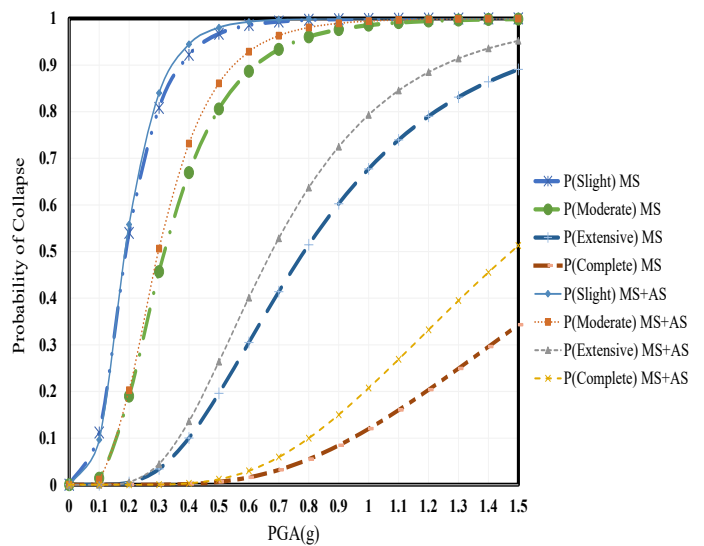
پس از ترسیم و مقایسه منحنی های شکنندگی برای مدل های



نمودار ۲۲. منحنی شکنندگی مدل ۵ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 29. Fragility curve of 5-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence

با مشاهده نمودار ۲۳ برای مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم و خرابی متوسط، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد مقدار شتاب بیشینه زمین تقریباً برابر است و همچنین برای حالت خرابی زیاد برحسب مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد شتاب بیشینه زمین ۱۰ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته، مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۲ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد کاهش یافته است. برای مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم و خرابی متوسط، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد مقدار شتاب بیشینه زمین تقریباً برابر است و همچنین برای حالت خرابی زیاد برحسب مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد شتاب بیشینه زمین ۹ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است.



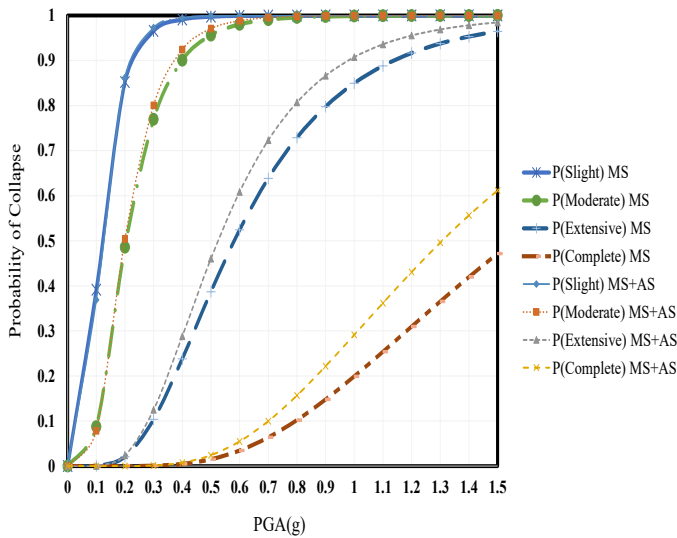
نمودار ۲۱. منحنی شکنندگی مدل ۵ طبقه دارای طبقه نرم تحت زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 28. Fragility curve of 5-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence

می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی و هنگامی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه تقریباً برابر است و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه می باشد شتاب بیشینه زمین ۴ درصد نسبت به زمانی که سازه تحت زلزله به تنهایی است کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه تحت توالی زلزله و پس لرزه قرار دارد مقدار شتاب بیشینه زمین ۱۳ درصد نسبت به وقتی که سازه تحت اثر زلزله به تنهایی قرار دارد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته حدود ۱۶ درصد شتاب بیشینه زمین نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد کاهش یافته است.

۱۰-۳-مقایسه منحنی شکنندگی برای مدل هشت طبقه

پس از ترسیم و مقایسه منحنی های شکنندگی برای مدل های سه و پنج طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه، در نهایت به مقایسه منحنی شکنندگی برای مدل های هشت طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه پرداخته شده است.

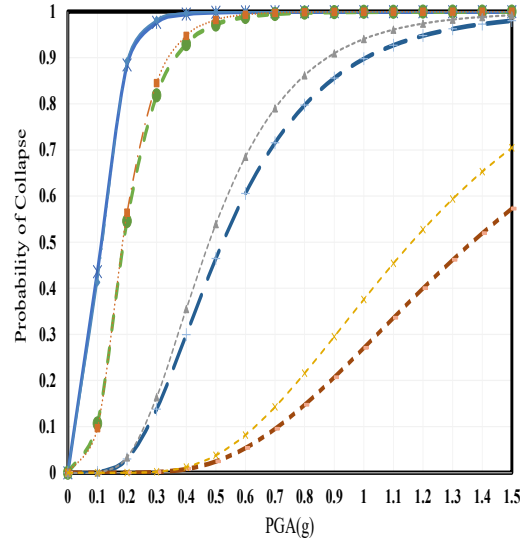


نمودار ۲۴. منحنی شکنندگی مدل ۸ طبقه دارای طبقه خیلی نرم تحت زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

Fig. 31. Fragility curve of 8-story structure with Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence

طبقه نرم مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۶ درصد کاهش داشته و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی طبقه نرم شتاب بیشینه زمین ۲۰ درصد کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می باشد مقدار شتاب بیشینه زمین ۲۱ درصد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می گردد برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۲۵ درصد کاهش داشته است.

به کمک نمودار ۲۶ مشاهده مقادیر میانه شکنندگی بین مدل پنج طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه ای با نامنظمی طبقه نرم مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۰ درصد کاهش داشته و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی طبقه نرم شتاب بیشینه



نمودار ۲۳. منحنی شکنندگی مدل ۸ طبقه دارای طبقه نرم تحت زلزله و توالی زلزله و پس لرزه

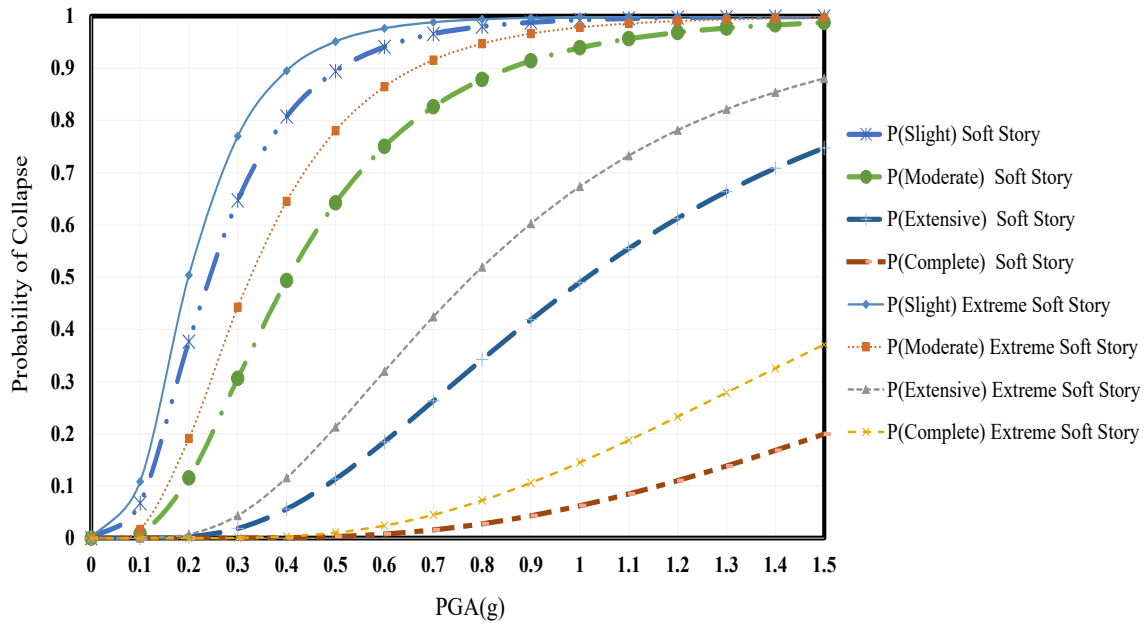
Fig. 30. Fragility curve of 8-story structure with soft-story irregularity affected by a single earthquake & mainshock-aftershock sequence

ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال خرابی در فروپاشی ۰/۲، مشاهده می گردد که برای زمانی که سازه تحت اثر توالی زلزله و پس لرزه قرار گرفته، مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۱ درصد نسبت به هنگامی که سازه تنها تحت زلزله اصلی می باشد، کاهش یافته است.

۱۱-مقایسه منحنی شکنندگی بین سازه‌های دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله به تنهایی

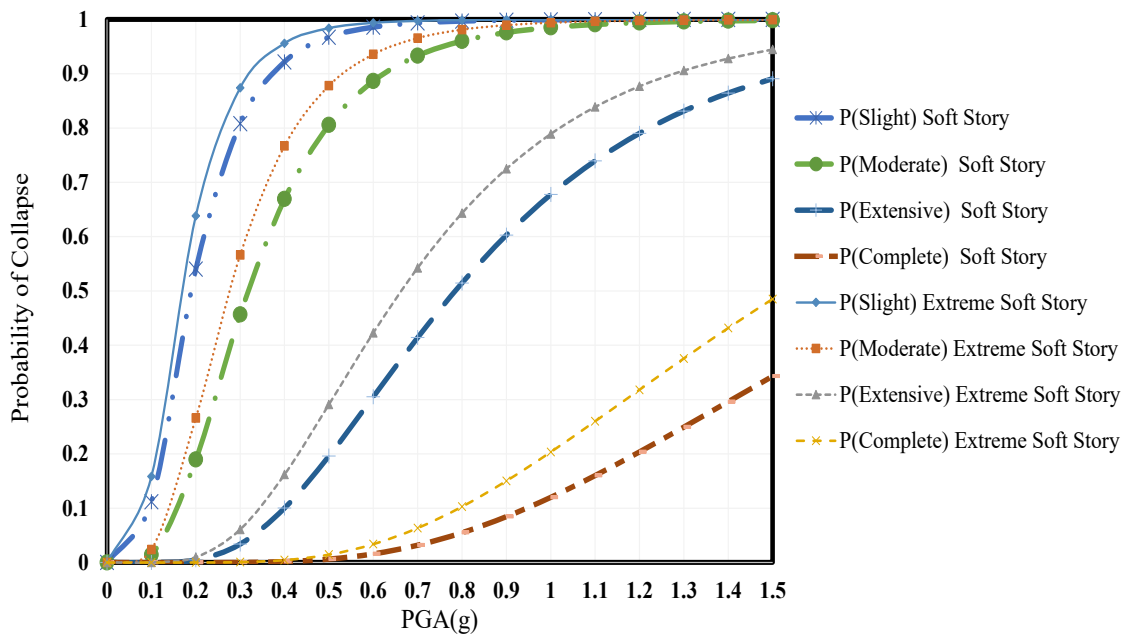
پس از ترسیم و مقایسه منحنی های شکنندگی برای مدل های سه، پنج و هشت طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه، اکنون به مقایسه منحنی های شکنندگی برای دو حالت نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم در مدل های سه، پنج و هشت طبقه پرداخته می شود و با رسم منحنی شکست، تاثیر نامنظمی طبقه خیلی نرم در افزایش میزان آسیب ها نسبت به نامنظمی طبقه نرم مشاهده می گردد.

با استفاده از نمودار ۲۵ و با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی بین مدل سه طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه ای با نامنظمی



نمودار ۲۵. احتمال فروپاشی برای مدل سه طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

Fig. 32. Possibility of collapse of 3-story model with soft and Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake

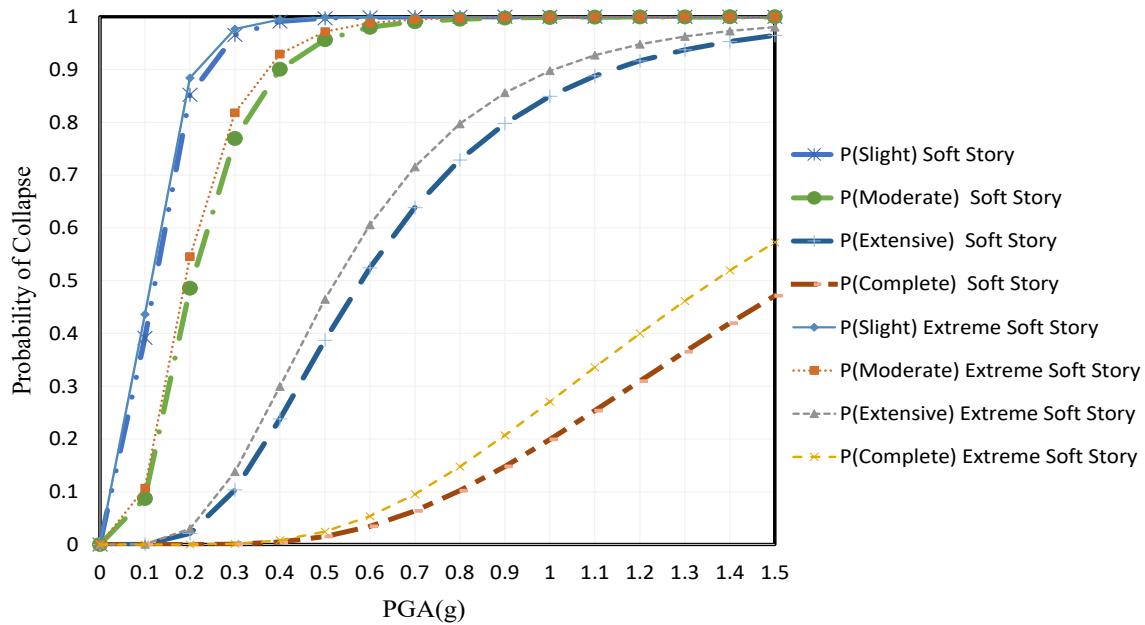


نمودار ۲۶. احتمال فروپاشی برای مدل پنج طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

Fig. 33. Possibility of collapse of 5-story model with soft and Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake

حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می گردد برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۷ درصد کاهش داشته است.

زمین ۱۲ درصد کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می باشد مقدار شتاب بیشینه زمین ۱۵ درصد کاهش داشته است. ضمناً در



نمودار ۲۷. احتمال فروپاشی برای مدل هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحت اثر زلزله

Fig. 34. Possibility of collapse of 8-story model with soft and Extreme soft-story irregularity affected by a single earthquake

می دهد که وجود اختلاف ارتفاع برای سطوح خرابی کم و متوسط تأثیر چندانی ندارد ولی در سطوح خرابی زیاد و فروپاشی کامل اثر اختلاف ارتفاع قابل ملاحظه می باشد. ضمن آن که با افزایش تعداد طبقات اثر اختلاف طبقه اول در دو نوع سازه با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم برای سطوح آسیب های چهارگانه کمتر می شود. نتایج عددی تاثیر افزایش ارتفاع در سازه های سه، پنج و هشت طبقه به شرح زیر می باشد:

در سازه های کوتاه مرتبه تاثیر افزایش ارتفاع بیشتر بود و با افزایش تعداد طبقات از تاثیر آن کاسته می شود، به طوری که در سازه کوتاه مرتبه افزایش ارتفاع باعث زیاد شدن میزان ۱۶ درصدی آسیب کم، افزایش ۲۰ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۲۲ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۲۵ درصدی میزان فروپاشی کامل می گردد. در سازه متوسط مرتبه تاثیر افزایش ارتفاع باعث زیاد شده میزان ۱۰ درصدی سطح آسیب کم، افزایش ۱۲ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۱۵ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۱۷ درصدی میزان فروپاشی کامل می گردد. در سازه های بلند مرتبه افزایش ارتفاع باعث زیاد شدن میزان ۵ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۹ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۱۰ درصد فروپاشی کامل می گردد.

با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی بین مدل هشت طبقه دارای نامنظمی طبقه نرم و طبقه خیلی نرم مشاهده می گردد که در مقادیر میانه شکنندگی برای حالت خرابی کم، برای سازه ای با نامنظمی طبقه خیلی نرم نسبت به سازه ای با نامنظمی طبقه نرم مقدار شتاب بیشینه زمین کاهش نداشته است و برای حالت خرابی متوسط در مقادیر میانه شکنندگی زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم باشد نسبت به نامنظمی طبقه نرم شتاب بیشینه زمین ۵ درصد کاهش یافته و همچنین برای حالت خرابی زیاد در مقادیر میانه شکنندگی هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم است نسبت به وقتی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم می باشد مقدار شتاب بیشینه زمین ۹ درصد کاهش داشته است. ضمناً در حالت فروپاشی کامل با مقایسه احتمال فروپاشی در مقدار ۰/۲، مشاهده می گردد برای زمانی که سازه دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم می باشد نسبت به هنگامی که سازه دارای نامنظمی طبقه نرم است مقدار شتاب بیشینه زمین حدود ۱۰ درصد کاهش داشته است.

۱۲- نتیجه گیری

بعد از تحلیل و بررسی سازه های بتن آرمه سه، پنج و هشت طبقه دارای طبقه نرم و خیلی نرم با ارتفاع مختلف نتایج به دست آمده نشان

این تحقیق فقط نامنظمی براساس افزایش ارتفاع مورد نظر بوده است و می توان سایر عوامل ایجاد طبقه نرم در پژوهش های آینده مورد بررسی واقع شوند.

مراجع

- [1] Pahlavan, H., et al., *Probabilistic seismic vulnerability assessment of the reinforced concrete structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures.*, 2014.
- [2] R.P. Kennedy, A.C. Cornell, R.D. Campbell, S. Kaplan, H.F. Perla, Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant, *Nuclear Engineering & Design*, (1980).
- [3] C.A. Kircher, W. Martin Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake damage Work Shop on Continuing Action to Reduce losses from Earthquake, Washington, Dc: U.S. Geological Survey, (1993).
- [4] T. Anagnos, C. Rojahn, A. Kiremidjian, NCEER-ATC joint study on fragility of buildings, (1995).
- [5] A. Singhal, A.S. Kiremidjian, Bayesian updating of fragilities with application to RC frames, *Journal of structural Engineering*, 929-922 (1998) (8)124.
- [6] A. Aziminejad, A. Moghadam, Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building, in: Ninth Canadian Conf. on Earthquake Eng., Ottawa, Ontario, Canada June, 2007.
- [7] Naseri, A. And ghodrati, Gh.R., *Probabilistic assessment of seismic damage of reinforced concrete structures with fragility curve development.* 2013.
- [8] N. A, Seismic Vulnerability Assessment of the Iranian Existing RC Frame Structures with Probabilistic Methods, Pardisan University, Babolsar, 2013.
- [9] Naseri, A., et al., *Probabilistic seismic vulnerability assessment of reinforced concrete structures in northern Iran with fragility curve d.* *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2019
- [10] B. Silwal, O.E. Ozbulut, Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers, *Engineering Structures*, (2018).
- [11] Y. Pang, L. Wu, Seismic Fragility Analysis of Multispan Reinforced Concrete Bridges Using Mainshock-Aftershock Sequences, *Hindawi Mathematical Problems*

بعد از بررسی اختلاف ارتفاع در سازه هایی با نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم به بررسی اثر پس لرزه بر سازه های موجود پرداخته شده است که نتایج به دست آمده را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

پس لرزه در سازه هایی با ارتفاع کم و تعداد طبقات پایین تاثیر قابل ملاحظه ای بر هر چهار سطح خرابی دارد در حالی که با افزایش ارتفاع و تعداد طبقات این اثرگذاری بر تمام سطوح خرابی کاهش می یابد به گونه ای که در سازه های بلندمرتبه تاثیر آن قابل اغماض خواهد شد. با بررسی نمودارهای منحنی شکنندگی و ترسیم میانه شکنندگی، نتایج عددی حاصل شده به شرح زیر می باشد:

وجود پس لرزه در سازه های کوتاه مرتبه باعث افزایش ۱۲ درصدی سطح خرابی متوسط، افزایش ۳۲ درصدی سطح خرابی زیاد و افزایش ۴۰ درصدی فروپاشی کامل می شود؛ در حالی که در سازه های متوسط مرتبه وجود پس لرزه باعث افزایش ۶ درصدی سطح آسیب متوسط، افزایش ۱۴ درصدی سطح آسیب زیاد و افزایش ۱۷ درصدی سطح فروپاشی کامل می شود.

تاثیر پس لرزه بر سطوح خرابی با افزایش ارتفاع کمتر می شود، به گونه ای که در سازه هشت طبقه تاثیر بر میزان افزایش آسیب کم و متوسط نداشته است و در سطح آسیب زیاد ۱۰ درصد و در سطح فروپاشی کامل ۱۲ درصد باعث افزایش آسیب شده است.

با مقایسه منحنی های شکنندگی برای مدل های سه، پنج و هشت طبقه تحت اثر زلزله تنها و توالی زلزله و پس لرزه می توان به این نتیجه دست یافت که پس لرزه در PGA های پایین، تاثیری بر افزایش میزان آسیب سازه ها نداشته ولی با افزایش شتاب زلزله، پس لرزه باعث افزایش میزان آسیب های چهارگانه می گردد.

در این تحقیق به بررسی سطوح آسیب ساختمان های دارای نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم پرداخته شده است در حالی که با بررسی خرابی های رخ داده در زلزله های گذشته نشان می دهد که سایر نامنظمی های بیان شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مانند نامنظمی پیچشی، طبقه ضعیف، قطع سیستم باربرجانبی و... نیز باعث ایجاد آسیب و خرابی تحت اثر زلزله و پس لرزه می گردد و می تواند موضوع قابل توجهی برای تحقیقات بعدی باشد، گفتنی است نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم ممکن است بر اثر عوامل مختلفی از جمله افزایش ارتفاع طبقه، استفاده نامناسب از میان قاب های بنایی و قطع و حذف اجزای انتقال دهنده بارهای ثقلی و قائم باشد که در

- Seismology and Earthquake Engineering Report No. ESEE 2-00, Imperial College, London, (2000).
- [18] Hosseini, S.M And Kanarangi, H., *application of OpenSees software in structural modeling and analysis in persian*. 2013: Azadeh Publications.
- [19] Y. Li, R. Song, J.W. Van De Lindt, Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences, *Journal of Structural Engineering*, 04014095 (2014) (12)140.
- [20] M. Raghunandan, A. Liel, H. Ryu, N. Luco, S. Uma, Aftershock fragility curves and tagging assessments for a mainshock-damaged building, in: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [21] HAZUS-MH MR5, Multi-Hazard loss Estimation Methodology: Earthquake Model. Department of Homeland security, FEMA, Washington, D.C., in, 2003.
- [22] M. Banazadeh, S. Jalali, Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections, (2013).
- in Engineering, (2018).
- [12] S. Veismoradi, A. Cheraghi, E. Darvishan, Probabilistic mainshock-aftershock collapse risk assessment of buckling restrained braced frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2018) ,216–205 (2018) 115).
- [13] Road, Housing and Urban Development Research Center, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings - Standard 2800 in persian*. Fourth Edition. 2014: Fourth Edition.
- [14] F.J. Vecchio, M.B. Emara, Shear Deformation in Reinforced Concrete Frames, *ACI Structural*, 1 (1992) 89.
- [15] H. Pahlavan, M. Shaiyanfar, G.G. Amiri, M. Pahlavan, Probabilistic seismic vulnerability assessment of the structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures, *Journal of Vibroengineering*, 2015) (5)17).
- [16] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 1826-1804 (1988) (8)114.
- [17] A. Elnashai, R. Pinho, S. Antoniou, INDYAS-A Program for INelastic DYnamic Analysis of Structures, *Engineering*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Kouhestanian, H. Pahlavan, J. Shafaei, M. Shamekhi Amiri, *Probabilistic Seismic Assessment of RC Buildings Considering Soft and Extreme Soft Story Irregularities Subjected to Main Shock-Aftershock Sequences*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(2) (2021) 457-478.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15385.5906](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15385.5906)

