

The Influence of Ground Motion Duration on Maximum Displacement of Elasto-Plastic SDOFs*

Research Article

Mohammadhossein Hajimohammadi¹
 Horr Khosravi² Reza Dezvareh³

1. Introduction

In seismic design of structures, design codes generally consider the influence of two key parameters, that is, earthquake intensity and frequency content. However, ground motion duration effect is usually ignored. In other words, seismic design criteria are based on short duration ground motions and seismic performance of structures under long duration ground motions needs further investigation.

Many studies have focused on the influence of strong ground motion duration on the structural damage parameters and the obtained results have been very different based on the different structural damage criteria. In general, studies in which cumulative damage criteria such as hysteretic energy have been used, show a significant effect due to ground motion duration but other studies that have used maximum inter-story drift or displacement show much less effect. It is worth noting that recent studies, in which the incremental dynamic analysis (IDA) have been performed, state that the influence of ground motion duration is obvious in near collapse inter-story drift and high earthquake intensities.

In this paper, the elastoplastic response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems subjected to spectrally equivalent ground motion pairs were compared. In order to investigate the gravity load (P-Delta) effect along with the duration effect, an innovative algorithm was proposed and implemented that provides an appropriate design of analysis of SDOF systems.

2. Analysis procedure and nonlinear modeling

In this research, an algorithm was presented in which 1) the structural strength was determined based on elastic base shear of system under earthquake ground motion, R factor and gravity load and 2) SDOF systems was subjected to spectrally equivalent record pairs. Figure 1 shows design and analysis steps. The proposed algorithm is totally implemented in MATLAB in which some supplementary OpenSees codes are called for linear and nonlinear time history analysis of SDOF systems.

For nonlinear modeling of SDOF systems considering the P-Delta effect, the details of models are as follows:

- Rigid beam-column: the modulus of elasticity and moment of inertia of the element is adjusted to be

rigid relative to rotational spring stiffness.

- Rotational spring: in order to assign the elastoplastic behavior to SDOFs, a rotational spring is used at the base of the beam-column.
- Concentrated mass: a concentrated mass of is located on the top of beam-column element.
- Gravity load: a gravity concentrated load is assigned to the top of the beam-column element, i.e., the location of the concentrated mass.
- Damping: The damping of linear and nonlinear systems are assumed to be 0.05.

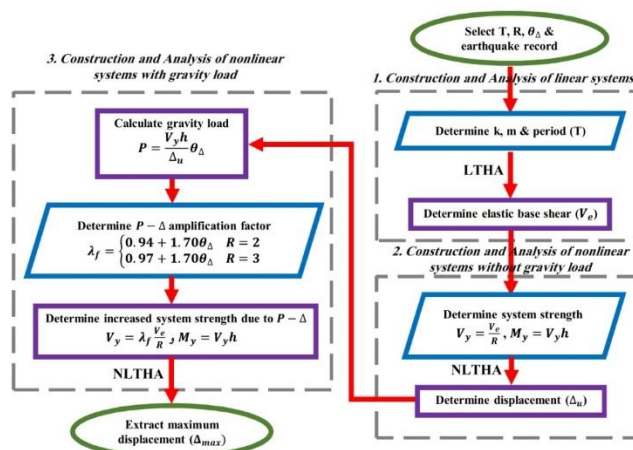


Figure 1. Flowchart of proposed algorithm outline

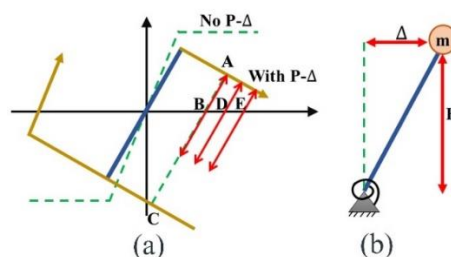


Figure 2. a) Nonlinear behavior of SDOF system with and without P-Delta effect, b) Schematic view of SDOF model

Figure 2 shows the schematic view and nonlinear behavior of SDOF models.

3. Results and discussion

The proposed algorithm was implemented more than 150,000 times for 146 earthquake record pairs, 41 periods, 7 stability indices, and 2 R factors. The maximum displacement ratio for long-duration to spectrally equivalent short-duration records (θ) was determined. Then, for statistical evaluation, bias and dispersion of θ were calculated. The bias is calculated as the median of θ and refers to the exponential of the average of the natural logarithms of θ (i.e. the geometric mean). The dispersion also refers

* Manuscript received: October, 12, 2021, Revised, February, 26, 2022; Accepted, April, 3, 2022.

¹. MSc Student in Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

². Corresponding Author: Assistant Professor of Structural and Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran. **Email:** khosravi@nit.ac.ir.

³. Assistant Professor of Marine Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

to the standard deviation of the natural logarithms of θ . For clarification, Figure 3 shows the acceleration response spectra for one of 146 spectrally equivalent record pairs.

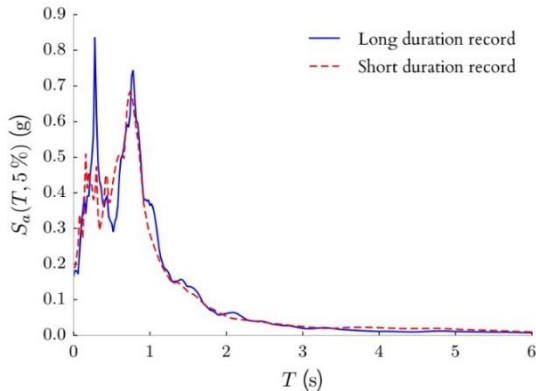


Figure 3. Acceleration response spectra for one of 146 spectrally equivalent record pairs

Figure 4 shows the values of bias and dispersion in SDOF systems with $R=2$ for different periods and stability indices. As can be seen, the bias values for different periods and stability indices are always about one. Therefore, the maximum displacement values in long and short duration are on average equal to each other and do not differ significantly. However, the dispersion value is about 0.25, indicating that the most of values for θ vary between 0.75 and 1.25.

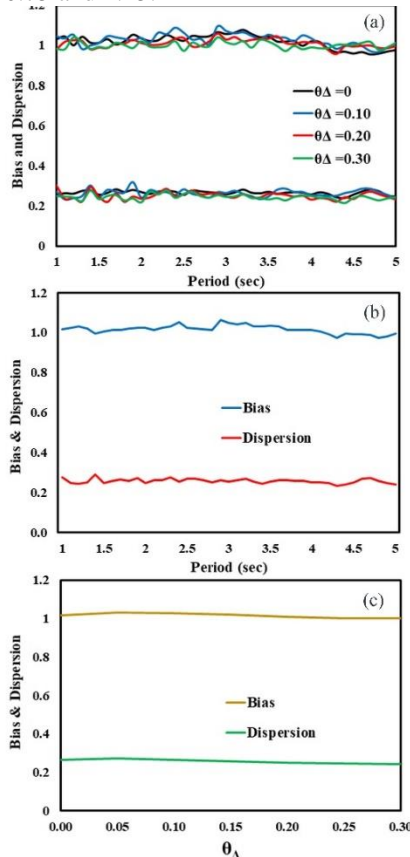


Figure 4. Bias and dispersion of SDOF systems with $R=2$ for a) data separately, b) all stability indices, and c) all periods

According to Figure 4 and the similar graphs for $R=3$, there is not a considerable duration effect on the maximum displacement of structures, even for high stability indices.

Since for some of earthquake records and some of the designed structures, the maximum displacements are very large and exceed the displacement capacity of structure, these cases were considered as collapsed systems. In this study, when maximum displacement for the nonlinear system exceeds 1.5 times the linear displacement, the structure considers to be collapsed and its data was omitted in calculating θ and bias and dispersion.

Figures 5 and 6 show the frequency of collapses for different periods and stability indices. It can be seen that the frequency of collapses for structures subjected to long-duration ground motions have been almost always about 2 times that of short-duration ground motions.

In addition, increasing R factor and stability index increases the collapse frequency, while increasing the period of the structure usually reduces the number of collapses.

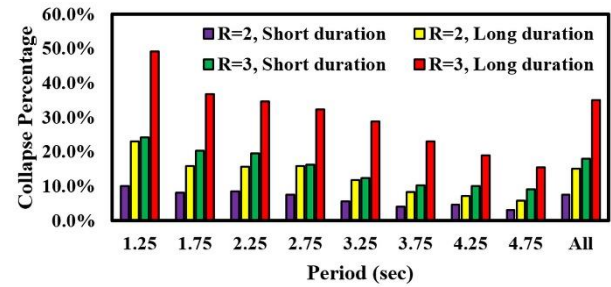


Figure 5. Collapse percentage of structures subjected to long and short duration ground motions for different periods

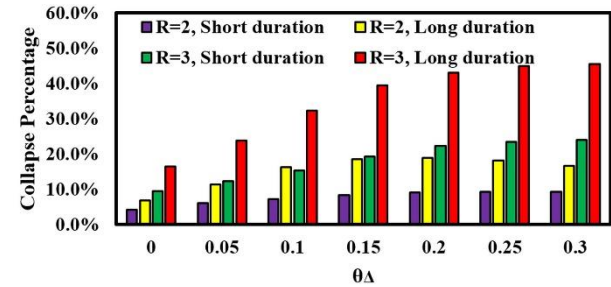


Figure 6. Collapse percentage of structures subjected to long and short duration ground motions for different stability indices

4. Conclusion

The analysis results indicates that in tolerable range of displacements, no correlation was found between strong motion duration and maximum displacement, even for high stability indices. However, when displacement exceeds the displacement capacity and the structure is collapsed, the number of collapses for long-duration ground motions is about twice the short-duration ones.

اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان سازه تک درجه آزادی الاستوپلاستیک*

محمدحسین حاجی محمدی^(۱) حر خسروی^(۲) رضا دزواره رسانی^(۳)

چکیده محققان در مورد میزان تأثیرگذاری مدت دوام زلزله بر آسیب پذیری سازه‌ها وحدت نظر ندارند. عمده این اختلاف ناشی از در نظر گرفتن شاخص‌های خرابی متفاوت در این تحقیقات است. در این تحقیق بیشینه تغییر مکان سازه تحت تأثیر مدت دوام زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور سازه‌های تک درجه آزاد با اثر پی-دلنا تحت جفت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دارای طیف معادل قرار می‌گیرد. در این تحقیق تعداد زیادی (بالغ بر ۱۵۰۰۰) تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است که شامل تحلیل ۴۱ سازه با دوره‌های تناوب ۱ تا ۵ ثانیه با ۲ ضریب رفتار مختلف و ۷ حالت از شرایط بار ثقلی تحت ۱۴۶ جفت نگاشت با طیف‌های پاسخ شتاب معادل می‌باشد. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که در صورت عدم فروریزش سازه، بیشینه تغییر مکان‌های سازه تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه تفاوت چندانی ندارد. اما با ورود به شکل پذیری‌های بزرگ، میزان فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر از جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی مدت دوام زلزله، جفت نگاشت‌های معادل طیفی، رفتار الاستوپلاستیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

مقدمه و مرور ادبیات فنی

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، آیین‌نامه‌های طراحی معمولاً تأثیر پارامترهای کلیدی شدت و محتوای فرکانسی زلزله را لحاظ کرده و از اثر مدت دوام زلزله صرف نظر می‌کنند. در واقع ضوابط لرزه‌ای بر مبنای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند و از این رو عملکرد سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی نیازمند بررسی‌های بیشتر می‌باشد. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، میزان خسارت و پاسخ سازه‌ها بر اساس حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند. تحقیقات متعددی پیرامون میزان تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین بر خسارت‌های وارد به سازه انجام شده است که بین نتایج به دست آمده تفاوت زیادی وجود دارد؛ برخی تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین را قابل توجه و برخی بی اثر و قابل چشم‌پوشی ارزیابی کرده‌اند؛ به طور مثال چای و فایفر [1] معتقدند تأثیر خرابی تجمعی ناشی از حرکت قوی زمین با دوام طولانی، با افزایش مقاومت جانبی سازه، کاهش می‌یابد. از این رو باید ضریب برش پایه بیشتری برای سازه‌های تحت تأثیر حرکت قوی زمین با دوام طولانی در نظر گرفت؛ در حالی که شوم و همکارانش [2] در شتاب طیفی برابر، ارتباط قابل توجهی بین پاسخ‌های سازه تک درجه آزاد و مدت دوام حرکت

قوی زمین قایل نیستند.

بعد از زلزله نورت ریج (Northridge) و کوبه (Kobe) شکست اتصالات قاب‌های خمشی فولادی مشاهده شد [3,4]، برخی از این شکست‌ها به علت ضعف جزئیات جوش نفوذی نسبی اتصالات بود که این می‌تواند بعد از یک پالس بارگذاری اتفاق بیفتد و این نوع شکست، مستقل از مدت دوام حرکت قوی زمین است؛ در حالی که اتصالات مناسب‌تر با جوش نفوذی کامل هم دچار شکست شد. در این اتصالات ترک‌ها از جوش شروع می‌شود و به بال و جان در ناحیه اتصال گسترش پیدا می‌کند. این نوع مکانیزم شکست، در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم اتفاق می‌افتد. از این رو مدت زمان بارگذاری دارای اهمیت ویژه‌ای است. حین تحقیقات آزمایشگاهی شواهد و مدارک بیشتری از این نوع شکست حاصل شد. آزمایش‌ها بر روی انواع اعضای سازه‌ای نشان می‌دهد که دامنه‌ای از تغییر مکان که در آن شکست اتفاق می‌افتد، معمولاً به تعداد چرخه‌های تغییر مکان وابسته است [5].

تحقیقات انجام شده برای بررسی اثر مدت دوام را می‌توان بر اساس شاخص‌های خرابی مختلف دسته‌بندی کرد: معیارهای تجمعی، معیارهای انرژی، استفاده از طیف پاسخ و معیارهای

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۷/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۱/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۳) استادیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

آن‌گاه احتمال دارد خرابی‌های متفاوتی را سبب شوند [13]. رهنما و مانوئل [14] نیازهای لرزه‌ای با اولویت نیازهای انرژی را با استفاده از سیستم‌هایی با رفتار دوخطی، مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که اگرچه نیازهای مقاومتی به مدت دوام حرکت قوی زمین چندان حساس نیستند، اما انرژی ورودی و نیاز انرژی هیستریزس کاملاً به مدت دوام حرکت قوی زمین وابسته‌اند.

هنکوک و بومر [15] یک ساختمان هشت طبقه با سیستم قاب-دیوار برشی را تحت ۳۰ نداشت زلزله با مدت دوام‌های متفاوت مورد تحلیل قرار دادند. با مقیاس کردن و نزدیک کردن نگاشته‌ها به هم، تأثیر اصلی دامنه پاسخ را حذف کردند. نتایج حاصل نشان داد که بین مدت دوام حرکت قوی زمین و معیار خرابی تجمعی ارتباطی وجود دارد که از جمله آن‌ها می‌توان به انرژی هیستریزس جذب شده و خرابی ناشی از خستگی اشاره کرد.

جینگز و هاسید [16] تأثیر بار ثقلی بر پاسخ لرزه‌ای سازه تسلیم شده تک‌درجه آزاد تحت زلزله مصنوعی را مورد ارزیابی قرار دادند. محور اصلی مطالعه آن‌ها، تعیین زمان لازم برای پیشروی تسلیم تا نقطه فروریزش موردنظر بود. نتایج آن‌ها نشان داد که بار ثقلی پیشروی تغییر شکل‌های ماندگار را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد چون تأثیر بار ثقلی با رشد تغییر شکل‌ها افزایش می‌یابد و تغییر شکل‌های ماندگار به یک‌باره تا آستانه فروریزش پیش می‌رود. آمار و ارقام پاسخ سازه تک‌درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که به‌طور میانگین زمان لازم برای فروریزش، با مربع نسبت قدرت زلزله به حد تسلیم جانبی سازه، رابطه عکس دارد. هم‌چنین نتایج به‌طور ضمنی نشان داد که زمین‌لرزه با مدت دوام کوتاه باید مقادیر شتاب به‌مراتب بزرگ‌تری نسبت به زمین‌لرزه با مدت دوام طولانی داشته باشد تا باعث فروریزش در یک سازه شود. برای سازه با رفتار دوخطی، هرچه شیب خط دوم افزایش یابد، میانگین زمان لازم برای فروریزش نیز افزایش قابل‌توجهی پیدا می‌کند.

آیبل و همکارانش [17] با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، میزان وابستگی ضریب رفتار دیوارهای ساخته‌شده از مصالح بنایی و غیرمسلح را به مدت دوام زمین‌لرزه بررسی کردند. نتایج، تأثیر قاطعانه حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی که مقادیر طیف پاسخ آن مشابه حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه است

جابه‌جایی نسبی یا تغییر مکان. در ادامه نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و هریک از دسته‌های فوق به اختصار آمده‌است: نتایج اکثر تحقیقات آزمایشگاهی حاکی از اهمیت بالای مدت دوام حرکت قوی زمین بود. کراوینکلر [6] تجمع خرابی را تابعی از تعداد رفت‌وبرگشت‌های غیرخطی و مقدار تغییر شکل‌های پلاستیکی می‌داند که یک عضو در طول زمین‌لرزه تجربه می‌کند. تعداد رفت‌وبرگشت‌های غیرخطی به‌طور تقریبی با مدت دوام حرکت قوی زمین رابطه خطی دارد و به همین علت، خرابی تجمعی با افزایش مدت دوام حرکت قوی زمین افزایش می‌یابد.

اتصالات تیر به ستون سازه‌های فولادی با استفاده از میز لرزه توسط کالادو و همکارانش [7] بررسی شد. نمونه‌های مورد آزمایش کاملاً دقیق و براساس سازه‌های واقعی و در مقیاسی متناسب با میز لرزه ساخته شده بودند. با این وجود نتایج به‌دست‌آمده مشابه مشاهدات میدانی بعد از زلزله‌های کوبه و نورتریج بود.

مندر و همکارانش [8] آزمایش‌هایی با دامنه بارگذاری ثابت و متغیر بر روی اتصالات با نبشی‌های روسری و زیرسری انجام دادند. آن‌ها دریافتند که شکست اتصال با استفاده از مدل خطی خرابی تجمعی قابل پیش‌بینی است. این مدل مشابه مدلی است که ماینر [9] برای خستگی فولاد، ناشی از تعداد بالای چرخه‌ها ارائه کرده بود. از این‌رو اهمیت تعداد چرخه‌های بارگذاری و به تبع آن، مدت دوام حرکت قوی زمین در پیش‌بینی شکست اتصال مشهود است [10].

معیارهای خرابی در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم به‌طور محافظه‌کارانه‌ای نشان دادند که فروریزش می‌تواند با تعداد زیادی چرخه با دامنه کوتاه یا با تعداد کمتری چرخه با دامنه بزرگ‌تر اتفاق بیفتد. نتایج مطالعه چای [11] نشان می‌دهد که مقاومت جانبی سازه باید افزایش یابد تا خرابی ناشی از تعداد چرخه‌های غیرخطی، در حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی را جبران کند.

هاوزنر [12] از اولین محققانی بود که پیشنهاد داد سازه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند تا قابلیت جذب انرژی کافی داشته باشند تا بتوانند در مقابل نیاز انرژی ایجاد شده توسط حرکت قوی زمین، مقاومت کنند. هم‌چنین او اظهار کرد که اگر دو زمین‌لرزه با شدت طیفی مشابه اما مدت دوام یکی بزرگ‌تر از دیگری باشد،

باریک شدگی نه تنها بر روی انرژی هیسترتیک مستهلک شده تأثیرگذار است، بلکه بر روی نیاز شکل پذیری سازه در پریودهای کوچک نیز تأثیر قابل توجهی دارد.

از آنجایی که در سیستم‌های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک با شاخص‌های پایداری بالا، با افزایش مدت دوام زمین لرزه تغییر مکان‌های سازه در طول مدت زلزله به یک سمت متمایل می‌شود و امکان برگشت کامل آن وجود ندارد، انتظار می‌رود که در مدت دوام طولانی حرکت زمین تغییر مکان‌ها به صورت تجمعی افزایش یابد و موجب افزایش خسارت و فروریزش سازه شود.

برای مطالعه این موضوع، مقاله حاضر سیستم تک درجه آزادی را به نحوی مدل‌سازی می‌کند که علاوه بر بررسی پارامترهای پی‌رو و میزان غیرخطی شدن سازه، اثر بار ثقلی (اثر پی - دلتا) نیز مورد مطالعه و بررسی قرار گیرد. بدین منظور الگوریتمی خلاقانه پیشنهاد و پیاده‌سازی شده است که با کمک آن امکان طراحی سازه‌های غیرخطی تحت اثر بار ثقلی فراهم شود و تأثیر هم‌زمان دو پارامتر مدت دوام زلزله و شدت بار ثقلی مورد مطالعه قرار گیرد.

مدل‌سازی و فرآیند تحلیل

در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس سازه تک درجه آزادی با ضریب رفتارهای گوناگون مدل شد و تحت نگاهت‌های مختلف قرار گرفت. در ادامه جزئیات مدل‌سازی سیستم تک درجه آزادی که در شکل (۱) آمده است به اختصار توضیح داده می‌شود:

۱. تیر - ستون صلب: المان ستون با ارتفاع $1m$ ، مدول الاستیسیته 200 GPa و مساحت و ممان اینرسی مقطع به ترتیب برابر با $1m^2$ و $0.01m^4$ مدل‌سازی شد تا از کفایت صلبیت خمشی آن اطمینان وجود داشته باشد. در ادامه و پس از تشریح کامل مدل، کفایت صلبیت خمشی تیر - ستون اثبات خواهد شد.
۲. جرم متمرکز: یک جرم متمرکز به اندازه ۱ تن در بالای این تیر - ستون قرار داده شده است.
۳. فنر دورانی: برای اختصاص رفتار الاستوپلاستیک به سیستم، از یک فنر دورانی در پای تیر - ستون استفاده شده است. شکل (۱) مدل تک‌درجه آزادی نهایی و مدل رفتاری الاستوپلاستیک را بدون اثر زوال سختی و مقاومت در

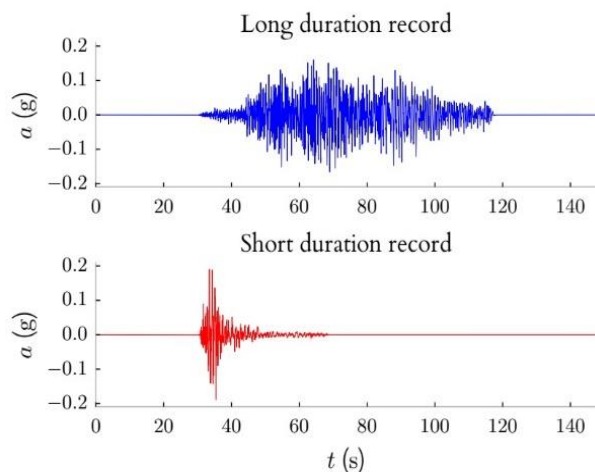
را بر خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌های با مصالح بنایی نشان داد. بر این اساس آن‌ها لحاظ کردن اثر مدت دوام حرکت قوی زمین را در تعیین ضریب رفتار ساختمان‌های با مصالح بنایی، دور از ذهن نمی‌دانستند. برای در نظر گرفتن اثر مدت دوام زمین لرزه بر ضریب رفتار ساختمان‌های با مصالح بنایی، در مناطقی که لرزه‌خیزی کم‌تر، بزرگای زلزله کوچک‌تر و مدت دوام مورد انتظار کم‌تری دارد، می‌توان ضریب رفتار بزرگ‌تری نسبت به مناطقی با لرزه‌خیزی زیاد و زلزله‌های شدیدتر و با مدت دوام طولانی‌تر در نظر گرفت.

برپایه نتایج مطالعه مهین [18] مدت دوام حرکت شدید زمین می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر تغییر شکل‌های غیرخطی و نیاز استهلاک انرژی داشته باشد؛ این موضوع خصوصاً در مورد سازه‌های نسبتاً ضعیف و با دوره تناوب کوتاه که انتظار می‌رود تغییر شکل‌های غیرخطی قابل توجهی ایجاد شود، صدق می‌کند. همچنین او خواستار توجه ویژه برای تعیین کل مدت دوام لرزش برای سازه‌هایی شد که امکان تغییر شکل ناشی از نرم شدن یا ظرفیت استهلاک انرژی محدودی دارند.

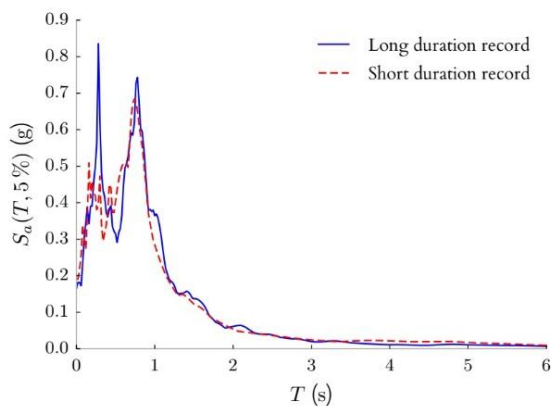
در سال‌های اخیر تأثیر مدت دوام زلزله بر روی سیستم‌های مختلف سازه‌ای به‌طور گسترده‌ای مورد تحقیق و بررسی قرار گرفته است. نمونه‌های زیادی از این تحقیقات بر روی سازه‌های فولادی، سازه‌های بتنی، سازه‌های چوبی و پل‌ها در ادبیات فنی موجود است [19-33]. شایان ذکر است که بسیاری از تحقیقات سال‌های اخیر به مطالعه منحنی‌های شکنندگی و ظرفیت فروریزش سازه‌ها در اثر افزایش مدت دوام زلزله می‌پردازد.

هر چند مطالعه سیستم‌های مختلف سازه‌ای نگاه‌های جزئی‌تر و دقیق‌تر به مسئله دارد ولی از طرف دیگر به علت دشواری طراحی اولیه، مدل‌سازی غیرخطی و تحلیل دینامیکی سازه از محدودیت‌هایی نیز برخوردار است؛ به عنوان مثال امکان مدل‌سازی تعداد کمی از مدل‌های یک سیستم سازه‌ای وجود دارد و در نتیجه امکان نگاه عمومی‌تر و بررسی گسترده‌تر پارامترهای کلیدی سازه وجود ندارد. در عین حال طی مطالعه سیستم‌های تک درجه آزادی، به دلیل سادگی مدل‌سازی و زمان کوتاه تحلیل امکان بررسی بازه وسیعی از پارامترهای کلیدی سازه وجود دارد. به عنوان مثال مولازاده و صفاری [34] به مطالعه شکل‌پذیری و انرژی هیسترتیک در سیستم‌های تک درجه آزادی با رفتار زوال ناشی از باریک‌شدگی پرداختند. آن‌ها نتیجه‌گیری کردند که

که نزدیک ترین شکل طیف به طیف نگاشت با مدت دوام طولانی داشت را پیدا کردند. بدین ترتیب آن‌ها ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت معادل طیفی را پیدا کردند که از نظر شدت طیفی در بازه وسیعی از پیوندها، مقادیری نزدیک به هم دارند. از آنجایی که در این مقاله امکان ارائه جزئیات ۲۹۲ رکورد تعیین شده وجود ندارد، این موضوع به مقاله چاندراموهان و همکاران [35] و پیوست ۱۶۲ صفحه‌ای آن ارجاع داده می‌شود. در این پیوست تمامی جفت شتاب نگاشت‌های انتخابی، مدت دوام آن‌ها بر اساس فاصله زمانی بین ۰.۵ تا ۷.۵٪ شدت آریاس، ضریب مقیاس نگاشت با مدت دوام کوتاه، نمودار تاریخچه- زمانی شتاب زمین و شکل طیف‌های معادل برای هر یک از ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت تعیین شده آمده‌است. نمونه‌ای از این جفت شتاب نگاشت‌ها و طیف شتاب آن‌ها در شکل (۲) و (۳) آمده‌است.



شکل ۲ نمونه نمودار تاریخچه زمانی شتاب: (الف) نگاشت با مدت دوام طولانی، (ب) نگاشت با مدت دوام کوتاه [35]

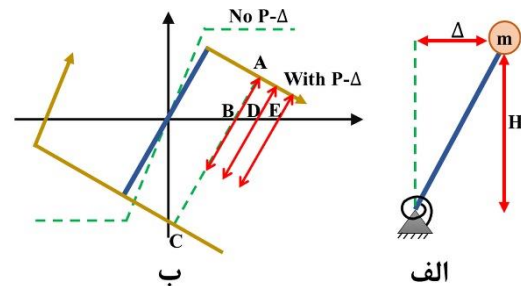


شکل ۳ طیف پاسخ شتاب نمونه شتاب نگاشت‌ها [35]

بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد.

۴. میرایی: میرایی سیستم‌های خطی و غیرخطی ۰/۰۵ فرض شده‌است.

۵. بار ثقلی: به صورت یک بار متمرکز به سمت پایین در بالای ستون یعنی محل جرم متمرکز وارد شده‌است.



شکل ۱ (الف) مدل تک درجه آزادی، (ب) مدل رفتاری با در نظر گرفتن اثر بار ثقلی

حال کفایت صلبیت خمشی تیر- ستون اثبات می‌شود. از آنجایی که سخت ترین حالت فنر در دوره تناوب ۱ ثانیه است، اگر سختی خمشی تیر- ستون از سختی فنر در دوره تناوب یک ثانیه بیشتر باشد، آن گاه صلبیت خمشی تیر- ستون به حدی است که تحت نیروهای وارد دچار تغییر شکل‌های خمشی نمی‌شود.

$$T = 1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k_s \approx 40 \text{ kN/m} \quad (1)$$

$$k_{\text{col-beam}} = \frac{3EI}{H^3} = 6 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (2)$$

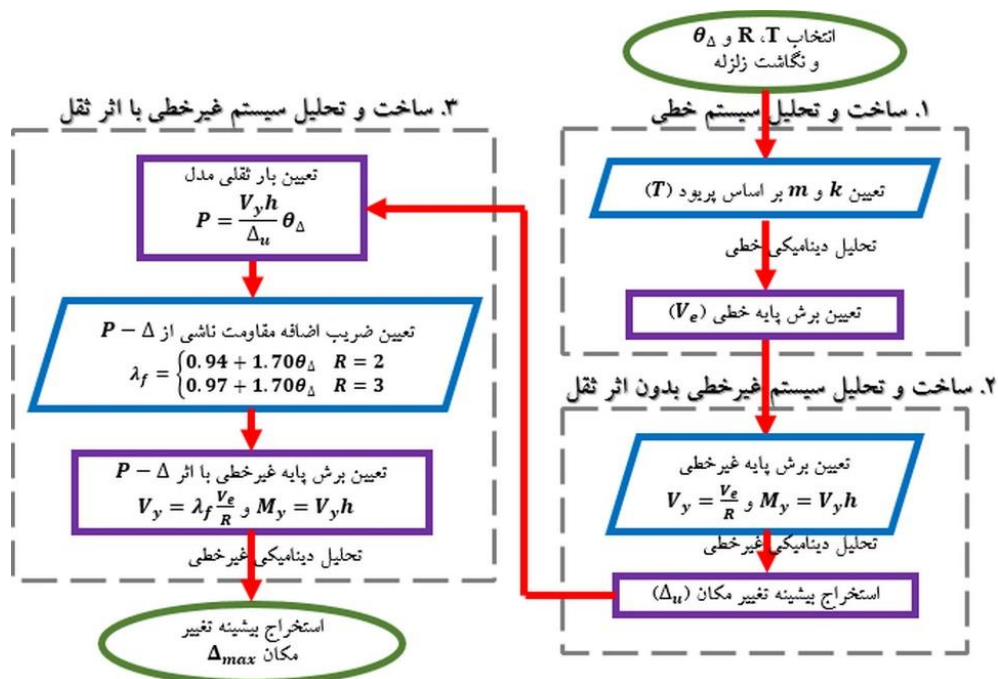
پس سختی تیر- ستون حدود 10^5 برابر بیشتر از سختی ناشی از فنر دورانی در سخت ترین سازه (سیستم با دوره تناوب ۱ ثانیه) است و بنابراین تیر- ستون در تمامی سیستم‌ها صلب محسوب می‌شود.

معمولاً تأثیر شدت زلزله و محتوای فرکانسی آن بر روی پاسخ سازه غالب است و مدت دوام زلزله تأثیر کمتری در پاسخ سازه دارد. بنابراین، برای این که اثر مدت دوام زلزله به صورت مستقل از دو پارامتر مذکور بررسی شود، از نگاشت‌های معادل طیفی چاندراموهان و همکاران [35] استفاده شد. این محققان ابتدا ۱۴۶ نگاشت با مدت دوام طولانی را انتخاب کردند. سپس برای هر نگاشت، با جستجو در میان کتابخانه وسیعی از نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و مقیاس کردن آن‌ها، نگاشتی را

چنان‌که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، مقدار شتاب طیفی در دوره‌های تناوب مختلف تا حدودی اختلاف دارد. هم‌شکل بودن طیف‌ها تا حدود زیادی نشانگر شباهت محتوای فرکانسی دو شتاب‌نگاشت است. از آنجایی که در این تحقیق از سازه‌های تک درجه آزادی استفاده می‌شود و اثر موده‌های بالاتر وجود ندارد، برای این‌که شدت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دقیقاً یکی شود، برای تحلیل هر سازه ابتدا رکورد با مدت دوام کوتاه به‌گونه‌ای مقیاس می‌شود که مقدار شتاب طیفی آن در دوره تناوب سازه دقیقاً برابر با شدت شتاب طیفی نگاشت با مدت دوام طولانی شود.

در ادامه الگوریتم نشان داده شده در روند نمای شکل (۴) در نرم‌افزار متلب (Matlab) پیاده‌سازی شد که نرم‌افزار اپنسیس (OpenSees) را به‌منظور تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی فرا می‌خواند و نتایج تحلیل‌ها را برای مقایسهٔ بیشینه تغییر مکان پردازش و آماده می‌کند. این الگوریتم شامل سه بخش اساسی است: (۱) ساخت و تحلیل سیستم خطی، (۲) ساخت و تحلیل

سیستم غیرخطی بدون اثر بار ثقل و (۳) ساخت و تحلیل سیستم غیرخطی با اثر بار ثقل. در تحلیل خطی، برش پایه الاستیک سیستم تک درجه آزاد تحت نگاشت مورد نظر تعیین می‌شود. سپس با فرض ضریب رفتار (R) مقدار برش پایه طراحی تعیین می‌شود و سازه غیرخطی تحت نگاشت زلزله تحلیل می‌شود. در قسمت سوم الگوریتم با فرض شاخص پایداری (θ_Δ)، ابتدا مقدار بار ثقل برای اعمال در سازه غیرخطی تعیین می‌شود. بدیهی است که اگر از برش پایه قسمت دوم در این جا استفاده شود بسیاری از سازه‌ها به‌علت اضافه شدن اثر بار ثقلی دچار ناپایداری می‌شوند. بنابراین، در این قسمت برش پایه طراحی سازه‌ها براساس روابط پیشنهادی پورعلی و همکاران [36] افزایش یافته‌است تا جوابگوی اثر پی-دلتا باشد. در انتها، الگوریتم فوق بیشینه تغییر مکان جرم متمرکز در مدل رفتاری الاستوپلاستیک با شاخص‌های پایداری متفاوت را به‌دست می‌دهد. در بخش بعدی چگونگی پردازش نتایج برای مقایسهٔ اثر مدت دوام زلزله و اثر بار ثقلی به‌تفصیل توضیح داده می‌شود.



شکل ۴ روندنمای الگوریتم پیاده‌سازی شده در نرم‌افزار متلب

$$a = e^{\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i\right)} \quad (۴)$$

بنابراین اگر $a = 1$ باشد نشان می‌دهد که به‌طور میانگین پاسخ‌های نگاشت با مدت دوام طولانی برابر با نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است و در غیر این صورت نشان می‌دهد که در یک برآورد کلی از مقادیر وسیعی از θ ، نسبت پاسخ نگاشت با مدت دوام طولانی به نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه چه قدر است؛ به‌طور مثال در صورتی که $a = 1.1$ باشد بدین معنی است که به‌طور میانگین، پاسخ‌های نگاشت با مدت دوام طولانی حدود ۱۰٪ بیشتر از نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

برای تعیین میزان پراکندگی (Dispersion) داده‌ها نیز از شاخص انحراف استاندارد (Standard Deviation) استفاده شد که در رابطه (۵) با σ نمایش داده می‌شود:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\gamma_i - \bar{\gamma})^2} \quad (۵)$$

که در آن $\gamma_i = \ln \theta_i$ و $\bar{\gamma}$ میانگین $\ln \theta_i$ ها است. لازم به توضیح است که هرچه این مقدار کم‌تر باشد، نشان می‌دهد که پراکندگی مقادیر θ کمتر است؛ مثلاً اگر σ برابر صفر باشد یعنی برای همه نگاشت‌های زلزله مقدار نسبت θ همواره برابر بوده و هیچ پراکندگی ندارد.

شکل (۵) مقادیر بایاس و پراکندگی را برای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری مختلف در سازه با ضریب رفتار ۲ نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود مقادیر بایاس به‌ازای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری متفاوت، همواره حدود یک است. بنابراین می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که مقادیر بیشینه تغییر مکان در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه به‌طور میانگین با یکدیگر برابرند و اختلاف معناداری با هم ندارند. البته باید توجه داشت که مقدار پراکندگی حدود ۰/۲۵ است. بنابراین، هر چند می‌توان گفت که مقدار θ به‌صورت میانگین حدود یک است ولی عمده داده‌های θ در بازه ۰/۷۵ تا ۱/۲۵ متغیر هستند که در بعضی موارد مقادیر تغییر مکان در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و در بعضی دیگر مقادیر تغییر مکان در نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه بیشتر است.

شکل (۶) مقدار بایاس و پراکندگی در سازه با ضریب رفتار ۳ را نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود مقادیر بایاس نسبت به

نتایج و تفسیر آن‌ها

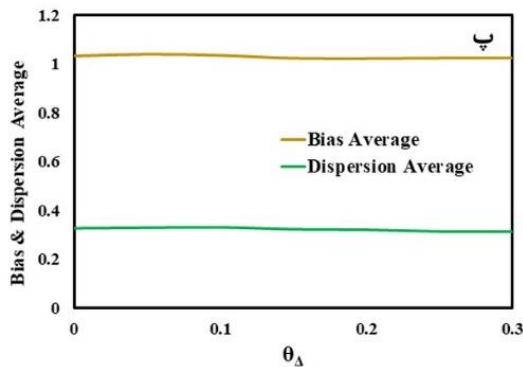
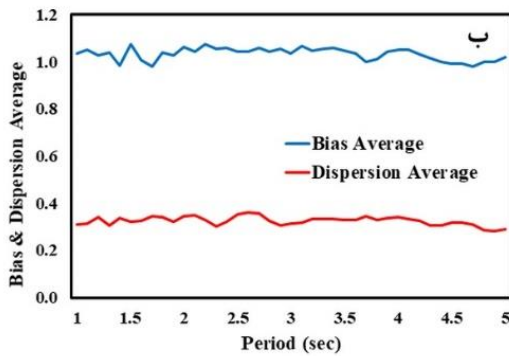
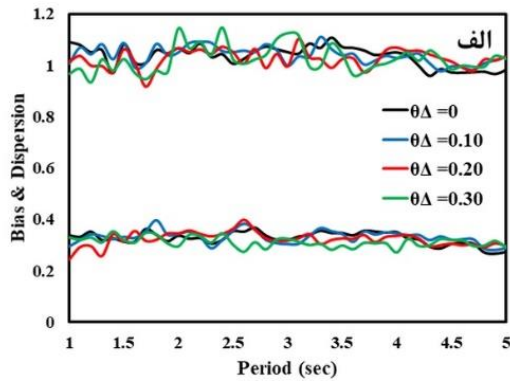
پس از پیاده‌سازی الگوریتم پیشنهادی به‌منظور بررسی اثر مدت دوام، نسبت بیشینه تغییر مکان هر جفت شتاب‌نگاشت بر اساس رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\theta = \frac{\Delta_{max,LD}}{\Delta_{max,SD}} \quad (۳)$$

نکته حائز اهمیت در این بخش این است که ممکن است بعضی از سازه‌های غیرخطی عادی و تقویت‌شده، در برخی از نگاشت‌های زلزله در اثر غیرخطی شدن و اثر پی-دلتا دچار تغییر مکان‌های خیلی بزرگ یا ناپایداری شوند. این تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل در برخی از موارد به‌مراتب بیشتر از ظرفیت تغییر مکانی سازه هستند. به‌عنوان مثال اگر سازه‌ای برای ضریب رفتار ۳ طراحی شود، بر اساس تقریب تغییر مکان برابر در دوره تناوب‌های بالای یک ثانیه می‌توان گفت که این سازه برای شکل‌پذیری نیازمند حدود ۳ طراحی شده است. حال اگر میزان تغییر مکان غیرخطی از ۱/۵ برابر تغییر مکان خطی بیشتر شود، نیاز شکل‌پذیری زلزله بیش از $1/5 \times 3$ یعنی ۴/۵ است؛ در حالی که سازه برای چنین شکل‌پذیری طراحی نشده است و به عبارت دیگر نیاز شکل‌پذیری از ظرفیت شکل‌پذیری سازه بیشتر است. بنابراین پس از انجام تحلیل‌ها چنین مواردی به‌عنوان فروریزش سازه در نظر گرفته شد و فراوانی آن‌ها به‌صورت جداگانه در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه اندازه‌گیری و ثبت گردید. در سایر موارد که سازه دچار فروریزش نشده بود $(\Delta_{max} \leq 1.5S_d)$ ، نسبت θ ارائه‌شده در رابطه (۳) معیار مقایسه بیشینه پاسخ در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه قرار گرفت.

با هر بار پیاده‌سازی الگوریتم پیشنهادی، یک نسبت بیشینه تغییر مکان تحت نگاشت با دوام طولانی به نگاشت با مدت دوام کوتاه معادل طیفی آن (θ) محاسبه می‌شود. این نسبت θ برای ۱۴۶ جفت نگاشت زلزله، ۴۱ دوره تناوب $(T = 1 - 5)$ با گام ۰/۱ ثانیه و ۷ شاخص پایداری $(\theta_{\Delta} = 0 - 0.3)$ با گام ۰/۵ و ۲ ضریب رفتار $R = 2$ و $R = 3$ محاسبه گردید. سپس به‌منظور ارزیابی آماری نسبت θ ، از شاخص‌های آماری بایاس (Bias) و پراکندگی (Dispersion) استفاده شد.

بایاس (Bias) که در رابطه (۴) با a نشان داده شده است، بیانگر میانگین هندسی مقادیر θ است.

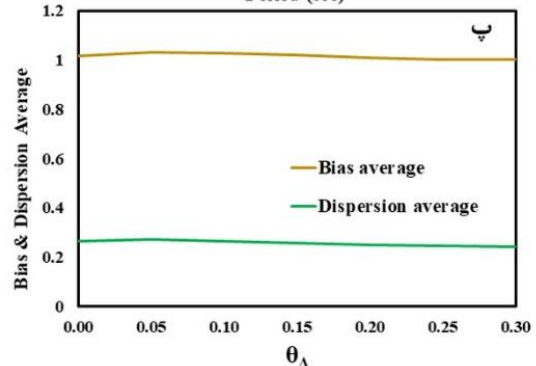
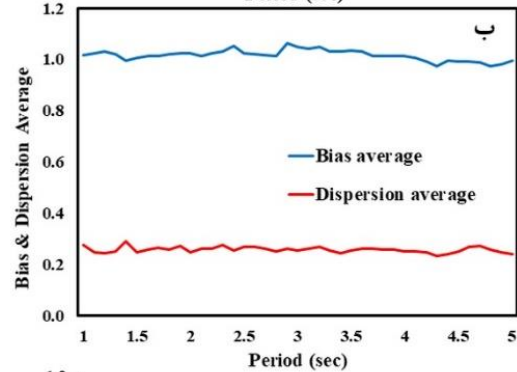
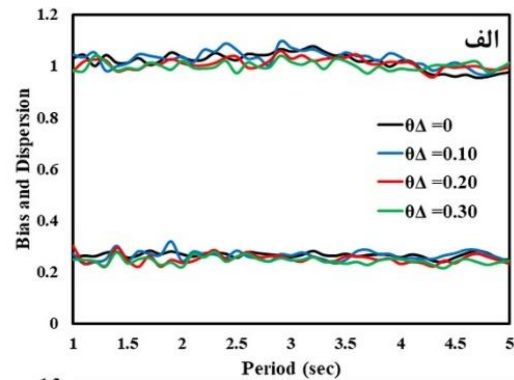


شکل ۶ نمودار بایاس- پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۳: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پیوندها

به‌طور کلی می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که با افزایش غیرخطی شدن سازه‌ها، پراکندگی نسبت پاسخ‌های دو جفت نگاشت معادل‌سازی شده افزایش می‌یابد ولی اثر قابل ملاحظه‌ای از افزایش بیشینه تغییر مکان در اثر نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حتی در شاخص‌های پایداری بالا مشاهده نمی‌شود.

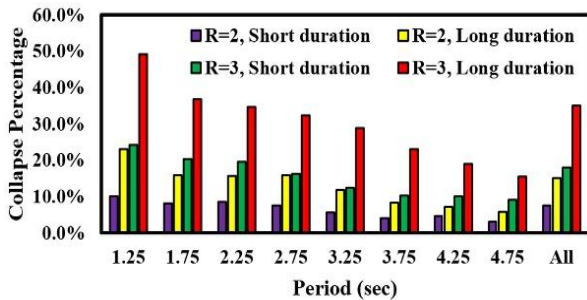
همان‌طور که در ابتدای این بخش بیان شد، نتایج ارائه شده با پالایش داده‌ها برای سازه‌هایی که دچار فروریزش نشده‌اند، به‌دست آمده‌است. در ادامه سازه‌هایی که دچار فروریزش شده‌اند، مورد بررسی بیشتر قرار می‌گیرند. نمودار شکل (۷) توزیع فراوانی

نمودارهای ضریب رفتار ۲، تغییرات بیشتری را هم نسبت به دوره تناوب و هم نسبت به شاخص پایداری تجربه می‌کند. با این حال مقدار بایاس به‌طور میانگین برابر $1/0.3$ است که می‌توان گفت تفاوت قابل توجهی نسبت به مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد. بایاس حدود یک با پراکندگی حدود 30% در نتایج بیانگر این موضوع است که در جفت نگاشت‌های مختلف، پاسخ مدت دوام طولانی با انحراف استاندارد حدود 0.3 کمتر یا بیشتر از جفت نگاشت مدت دوام کوتاه آن بوده‌است، به‌طوری‌که میانه (بایاس) حدود یک شده و افزایش یا کاهش خاصی را با افزایش مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد.

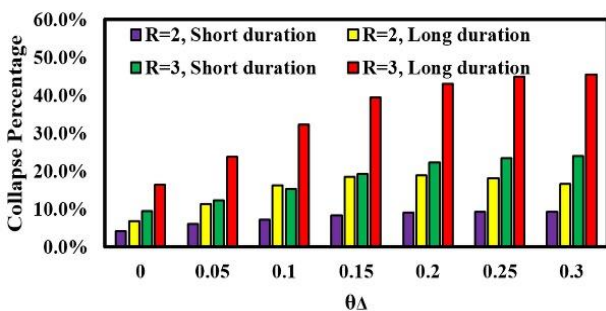


شکل ۵ نمودار بایاس و پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۲: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پیوندها

در انتها اشاره به این موضوع نیز مفید است که براساس شکل (۸) می توان گفت که مطابق انتظار، با افزایش شاخص پایداری، تعداد سازه های فروریخته بیشتر می شود که این نرخ رشد به ازای شاخص های پایداری ۰ تا ۰/۲ تندتر است و بعد از شاخص پایداری ۰/۲، این سیر صعودی تقریباً متوقف می شود.



شکل ۷ مقایسه تعداد فروریزش ها تحت نداشت های با مدت دوام طولانی و کوتاه در دوره های تناوب با بازه های ۰/۵ ثانیه



شکل ۸ مقایسه تعداد فروریزش ها تحت نداشت های با مدت دوام طولانی و کوتاه به ازای شاخص پایداری های مختلف

جمع بندی

به منظور بررسی اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان و میزان فروریزش سازه ها از جفت نداشت های با مدت دوام طولانی و کوتاه معادل طیفی استفاده شد. سازه ها به صورت سیستم تک درجه آزاد الاستوپلاستیک با یک بار ثقلی متمرکز بر روی آنها مدل سازی شدند تا اثر پی - دلتا نیز همراه با اثر مدت دوام زلزله در تحلیل وارد شود.

برای بررسی اثر مدت دوام زلزله به ازای بازه وسیعی از شاخص های پایداری، از الگوریتمی خلاقانه استفاده شد که در آن مقاومت سازه به طور مناسبی تعیین و سپس سازه تحت نداشت های زلزله قرار می گرفت. این الگوریتم در نرم افزار متلب به گونه ای پیاده سازی شد که با فراخوانی فایل مدل در نرم افزار

سازه های فروریخته را به صورت درصدی از تعداد کل سازه ها در بازه های ۰/۵ ثانیه از دوره تناوب نشان می دهد. داده های این نمودار در شکل (۸) به ازای شاخص های پایداری متفاوت نیز رسم شده است. چنان که در بخش های قبل مشاهده شد، طراحی اولیه سازه ها برای غیرخطی شدن و اثر پی - دلتا در اکثر موارد منجر به بیشینه تغییر مکان و شکل پذیری مناسب سازه تحت زلزله شده است. با این حال نمودارهای شکل (۷) و (۸) نشان می دهد که علی رغم این طراحی اولیه، در مواردی سازه دچار فروریزش شده است. ردیف آخر نمودار شکل (۷) نشان دهنده درصد فروریزش در میان کل سازه ها با ضریب رفتار، دوره تناوب و شاخص پایداری متفاوت است. مشاهده می شود که میزان فروریزش در سازه های با ضریب رفتار ۲، برای نداشت های با مدت دوام کوتاه و طولانی به ترتیب ۷/۶٪ و ۱۵/۲٪ است. بنابراین تعداد سازه های فروریخته تحت نداشت های با مدت دوام طولانی ۲ برابر نداشت های با مدت دوام کوتاه است. همین نرخ در سازه های با ضریب رفتار ۳ نیز مشاهده می شود. به طوری که فراوانی فروریزش سازه ها تحت نداشت های با مدت دوام کوتاه و طولانی به ترتیب ۱۷/۹٪ و ۳۵٪ می باشد. بنابراین علی رغم بخش قبل، در مورد سازه هایی که غیرخطی شدن زیادی را در زمان زلزله تجربه می کنند، تفاوت چشم گیری در اثر مدت دوام زلزله مشاهده می شود، به طوری که مطابق شکل (۷) و (۸)، به ازای دوره های تناوب مختلف و شاخص های پایداری مختلف، همواره فراوانی سازه های فروریخته در نداشت های با مدت دوام طولانی حدود ۲ برابر نداشت های با مدت دوام کوتاه است.

علاوه بر این با توجه به شکل (۷) افزایش ضریب رفتار که نشان دهنده بیشتر غیرخطی شدن سازه است، موجب افزایش فراوانی فروریزش سازه ها می شود. این نسبت فروریزش برای سازه های طراحی شده با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه های با ضریب رفتار ۲ است. نکته دیگر این که با افزایش دوره تناوب، تعداد سازه هایی که دچار فروریزش شده اند، کاهش می یابد که این موضوع برای ضریب رفتارهای ۲ و ۳ و همچنین برای نداشت های با مدت دوام طولانی و کوتاه صادق است. به طور کلی تعداد سازه های فروریخته تحت نداشت های با مدت دوام طولانی و با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه های با ضریب رفتار ۲ است. همچنین این نسبت برای نداشت های با مدت دوام کوتاه نیز برابر ۲/۳ است.

از طرف دیگر، نتیجه‌گیری فوق تنها در حوزه تغییر مکان‌های غیرخطی مجاز سازه که از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز نکند، صادق است، اما در حوزه شکل‌پذیری‌های نیاز بالاتر که منجر به فروریزش سازه می‌شود، تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاهت‌های با مدت دوام طولانی به مراتب بیشتر از تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاهت‌های با مدت دوام کوتاه است. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که در حوزه شکل‌پذیری‌های مجاز، افزایش مدت دوام زلزله موجب افزایش تغییر مکان‌های سازه نمی‌شود ولی در صورتی که فراوانی تغییر مکان‌های غیرمجاز مقایسه شود، این فراوانی با مدت دوام زلزله رابطه مستقیم و معناداری دارد و تعداد فروریزش سازه‌ها تحت نگاهت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر است.

اینسیس تحلیل‌ها انجام گیرد، سپس بیشینه تغییر مکان‌ها تحت هر نگاهت توسط متلب پردازش شود. بدین ترتیب الگوریتم پیشنهادی ۲۹۲ بار برای ۱۴۶ جفت شتاب‌نگاشت پیاده‌سازی شد که شامل بیش از ۱۵۰۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شود. نتایج تحلیل این سیستم‌های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که در حوزه تغییر مکان‌های مجاز، رابطه معناداری بین مدت دوام زلزله و بیشینه تغییر مکان سازه‌ها مشاهده نمی‌شود که این موضوع برای شاخص‌های پایداری بالا نیز صادق است. به عبارت دیگر بیشینه تغییر مکان تحت نگاهت‌های با مدت دوام بلند گاهی بیشتر و گاهی کمتر از جفت نگاهت با مدت دوام کوتاه آن است، به طوری که در کل به سمت عددی بیشتر یا کمتر از آن تمایل نداشته و بایاس حدود یک است.

مراجع

1. Chai, Y. H., and Fajfar, P., "A Procedure for Estimating Input Energy Spectra for Seismic Design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 4, pp. 539-561, (2000).
2. Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., and Carballo, J. E., "Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, pp. 469-500, (1998).
3. Tremblay, R., Filiatrault, A., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H. G. and DeVall, R., "Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, No. 3, pp. 727-756, (1996).
4. Lau, D. L., Tang, A. and Pierre, J. R., "Performance of Lifelines during the 1994 Northridge Earthquake", *Canadian journal of civil engineering*, Vol. 22, No. 2, pp. 438-451, (1995).
5. Hancock, J. and Bommer, J. J., "A State-of-Knowledge Review of the Influence of Strong-Motion Duration on Structural Damage", *Earthquake spectra*, Vol. 22, No. 3, pp. 827-845, (2006).
6. Krawinkler, H., "Performance Assessment of Steel Components", *Earthquake spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 27-41, (1987).
7. Calado, L., Castiglioni, C. A. and Carydis, P., "Shaking Table Tests for Seismic Performance Evaluation of Steel Frames", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, (2002).
8. Mander, J. B., Pekcan, G.O.K.H.A.N. and Chen, S. S., "Low-Cycle Variable Amplitude Fatigue Modeling of Top-and-Seat Angle Connections", *Engineering Journal*, Vol. 32, No. 2, pp. 54-62, (1995).
9. Miner, M. A., "Cumulative Damage in Fatigue", *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*, Vol. 12, No. 3, pp. 159-164, (1945).
10. Hancock, J., "The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment", *Doctoral dissertation, Imperial College London*, (2006).

11. Chai, Y. H., "Incorporating Low- Cycle Fatigue Model into Duration- Dependent Inelastic Design Spectra", *Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, Vol. 34, No. 1, pp. 83-96, (2005).
12. Housner, G. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", *Proceedings of the 1st World Conference of Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif, (1956).
13. Housner, G. W., "Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault", *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif , pp. 94-115, (1965).
14. Rahnama, M. and Manuel, L., "The Effect of Strong Motion Duration on Seismic Demands", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 23-28, (1996).
15. Hancock, J. and Bommer, J. J., "Using Spectral Matched Records to Explore the Influence of Strong-Motion Duration on Inelastic Structural Response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, No. 4, pp. 291-299, (2007).
16. Jennings, P. C. and Husid, R., "Collapse of Yielding Structures During Earthquakes", *Journal of the engineering Mechanics Division*, Vol. 94, No. 5, pp. 1045-1065, (1968).
17. Eibl, J., Keintzel, E. and Vratsanou, V., "Determination of Earthquake Duration Dependent Behaviour Factors for Unreinforced Brick Masonry Panels by Nonlinear Time History Calculations", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (1996).
18. Mahin, S. A., "Effects of Duration and Aftershocks on Inelastic Design Earthquakes", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 677-680, (1980).
19. Liapopoulou, M., Bravo- Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "The Role of Ground Motion Duration and Pulse Effects in the Collapse of Ductile Systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 49, No. 11, pp. 1051-1071, (2020).
20. Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L., and Neves, L. A., "Influence of Earthquake Ground- Motion Duration on Damage Estimation: Application to Steel Moment Resisting Frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, No. 1, pp. 27-49, (2017).
21. Bravo-Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "Influence of Earthquake Duration on the Response of Steel Moment Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 634-651, (2018).
22. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
23. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Modeling Sensitivity Analysis of Special Concentrically Braced Frames under Short and Long Duration Ground Motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 128, pp. 105867, (2020).
24. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
25. Bhanu, V., Chandramohan, R., and Sullivan, T. J., "Influence of Ground Motion Duration on the Dynamic Deformation Capacity of Reinforced Concrete Frame Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 37, No. 4, pp. 2622-

- 2637, (2021).
26. Rajabnejad, H., Hamidi, H., Naseri, S. A., and Abbaszadeh, M. A., "Effect of Intensity Measure on the Response of a 3D-Structure under Different Ground Motion Duration", *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, Vol. 34, No. 10, pp. 2219-2237, (2021).
 27. Fairhurst, M., Bebamzadeh, A., and Ventura, C. E., "Effect of Ground Motion Duration on Reinforced Concrete Shear Wall Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 35, No. 1, pp. 311-331, (2019).
 28. Pachla, F., Kowalska-Koczwara, A., Tatara, T., and Stypuła, K., "The Influence of Vibration Duration on the Structure of Irregular RC Buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 6, pp. 3119-3138, (2019).
 29. Pan, Y., Ventura, C. E., and Liam Finn, W. D., "Effects of Ground Motion Duration on the Seismic Performance and Collapse Rate of Light-Frame Wood Houses", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, No. 8, pp. 04018112, (2018).
 30. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
 31. Shi, Y., Li, J., Qin, H., Zhong, Z., Wang, J., and Zhang, F., "Correlation Analysis of Ground Motion Duration Indexes and Nonlinear Seismic Responses of a Long-span Continuous Rigid-Frame Bridge with High-Rise Piers", *Journal of Earthquake Engineering*, article in press.
 32. Todorov, B., and Billah, A. M., "Seismic Fragility and Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Pier under Long-Duration, Near-Fault, and Far-Field Ground Motions", *Structures*, Vol. 31, pp. 671-685, (2021).
 33. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
 34. Molazadeh, M., and Saffari, H., "The Effects of Ground Motion Duration and Pinching-Degrading Behavior on Seismic Response of SDOF Systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 114, pp. 333-347, (2018).
 35. Chandramohan, R., Baker, J. W., and Deierlein, G. G., "Quantifying the Influence of Ground Motion Duration on Structural Collapse Capacity Using Spectrally Equivalent Records", *Earthquake Spectra*, Vol. 32, No. 2, pp. 927-950, (2016).
 36. Pourali, N., Khosravi, H., and Dehestani, M., "An Investigation of P-Delta Effect in Conventional Seismic Design and Direct Displacement-Based Design Using Elasto-Plastic SDOF Systems", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 1, pp. 313-336, (2019).

