



اثر توالی لرزه‌ای بر شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی منطبق با ویرایش‌های استاندارد ۲۸۰۰ ایران

حامد روحبخش^۱ و افشین کلاتری^۲

۱. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، بخش سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله. h.roohbakhsh@iiees.ac.ir

۲. دانشیار بخش سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (نویسنده مسئول). a.kalantari@iiees.ac.ir

چکیده

زمینه و هدف: برآورد میزان آسیب‌پذیری بافت‌های شهری در رویدادهای لرزه‌ای بعد از یک زلزله بزرگ (پس‌لرزه‌ها) در تصمیم‌گیری‌ها و مدیریت بحران پس از زلزله بسیار مهم است. به این منظور لازم است آسیب‌پذیری ساختمان‌ها در اثر وقوع رویدادهای متوالی محاسبه و در محاسبات برآورد آسیب‌پذیری در اثر پس‌لرزه‌های احتمالی آتی مورد استفاده قرار گیرند. در این مقاله شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی تحت اثر رویداد دوم از یک توالی‌های لرزه‌ای محاسبه می‌شود.

روش: ساختمان‌های مورد نظر دارای ۴، ۸ و ۱۵ طبقه هستند. برای تحلیل‌های غیرارتجاعی از نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. از نگاشت‌های بیست توالی لرزه‌ای که در مطالعات معتبر پیشین معرفی شده‌اند به این منظور بهره‌برده شده است. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سطح عملکرد فروریزش پس از انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی فزاینده برآورد شده‌اند. برای این کار مدل‌های عددی سازه‌های مورد مطالعه پس از تجربه‌ی آسیب در رویداد اول تحلیل شده‌اند.

یافته‌ها: در نتایج ضمن ارائه‌ی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی و اثر شدت رویداد اول بر این پارامتر، به بررسی روند تغییر این شاخص در اثر تغییر استاندارد ۲۸۰۰ ایران در سه ویرایش اخیر پرداخته شده است. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که احتمال خرابی قاب‌های مورد بررسی تحت رویداد دوم در صورتی که قاب تحت رویداد اول دچار آسیب شده باشد، به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد.

نتیجه‌گیری: بررسی تأثیرات پس‌لرزه بر سازه‌های آسیب دیده تحت زلزله اصلی به منظور مدیریت ریسک و کاهش آسیب‌ها بسیار با اهمیت می‌باشد. نتایج این مطالعه نشان داد که با افزایش شدت خرابی ناشی از زلزله اصلی، احتمال فروریزش سازه تحت پس‌لرزه به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. از طرفی انتخاب روش طراحی با ویرایش‌های اخیر دستورالعمل لرزه‌ای ایران در کاهش خسارت‌های ناشی از پس‌لرزه‌ها تأثیر به‌سزایی دارد.

کلیدواژه‌ها: ساختمان بتن آرمه با دیوار برشی، شکنندگی لرزه‌ای، توالی لرزه‌ای، تحلیل غیر ارتجاعی

◀ **استناد فارسی (شیوه APA، ویرایش ششم ۲۰۱۰):** روحبخش، حامد؛ کلاتری، افشین (زمستان، ۱۳۹۸). اثر توالی لرزه‌ای بر شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی منطبق با ویرایش‌های استاندارد ۲۸۰۰ ایران. *فصلنامه دانش پیشگیری و مدیریت بحران*. ۹ (۴)، ۳۴۱-۳۵۶.

Effect of seismic sequences on fragility of Iranian code-conforming shear wall RC buildings

Hamed Roohbakhsh¹ & Afshin Kalantari²

1- Ph.D. candidate, earthquake engineering, structural department, international institute of earthquake engineering and seismology, Tehran, Iran.

2- Associate professor, structural department, international institute of earthquake engineering and seismology, Tehran, Iran (corresponding author).

Abstract

Background and objective: Estimating the vulnerability rate of urban textures in seismic incident following a major earthquake (aftershocks) is crucial in decision making and crisis management. For this purpose, it is necessary to calculate the vulnerability of buildings due to the successive incidents and to use them in the vulnerability estimation for probable future aftershocks. Seismic fragility in reinforced concrete buildings with shear wall affected by a secondary incident due to seismic continuity is calculated in this paper.

Method: The studied buildings have 4, 8 and 15 floors. Opensis software was used for nonlinear analyzes. For this purpose, twenty seismic sequences which presented in previous valid studies were used. Seismic fragility curves to collapse level following increasing nonlinear time history analysis were estimated; for this, numerical models of studied constructions following the first incident damage were analyzed.

Findings: According to the results, in addition to present the seismic fragility of reinforced concrete sheets with shear wall and the effect of the first incident amount on this parameter, the changing process of this index due to Iran 2800 Standard Change in three recent editions has been studied; the results showed that the probable demolishing of studied frames affected by the second incident, is significantly increased if the frame were damaged in first incident.

Conclusions: It is essential to consider the aftershock impacts on damaged structures under the first incident in order to risk management and decrease the damages. The results of this study showed that increasing the amount of demolishing due to main earthquake the probability of the structure collapse will increase significantly following the aftershock. On the other hand, recent editions of Iranian seismic guidelines in choosing design method, has a significant impact on the reduction of aftershock damages.

Keywords: RC building with shear wall, seismic fragility, seismic repeated incidents, nonlinear analysis

► **Citation (APA 6th ed.):** Roohbakhsh H, Kalantari A. (2020, Winter). The Effect of Seismic continuity on Seismic Fragility in Reinforced Concrete Buildings with Shear Wall according to Iran 2800 Standard revisions. *Disaster Prevention and Management Knowledge Quarterly (DPMK)*, 9(4), 341-356.



مقدمه

است. در این پژوهش از زلزله ماناگوا^۳ سال ۱۹۷۲ با $PGA^4=0.135g$ و دو پس لرزه متوالی آن $PGA=0.277g$ و $PGA=0.120g$ استفاده شده است. اثرات رویدادهای متوالی لرزه‌ای بر تغییر شکل‌های غیرخطی و ظرفیت شکل‌پذیری سازه بررسی شده. بر اساس نتایج این پژوهش مطالعه‌ی تأثیر زوال سختی و مقاومت بر پاسخ سازه‌ها تحت لرزه و پس‌لرزه با زمان ارتعاش طولانی توصیه شده است. آسشیم^۵ (۱۹۹۹) با عنوان تأثیر خسارت ناشی از زلزله اول بر پاسخ سازه، با در نظر گرفتن زوال سختی اثرات ناشی از زوال در رفتار مصالح و جمع‌شدگی، در مدل منظور نمود. تمرکز اصلی در این مقاله بر ارزیابی حداکثر جابجایی ۲۰۰۰ سیستم یک درجه آزادی با جرم متمرکز می‌باشد که در زلزله اول آسیب دیده بودند. در این مقاله مدل رفتاری تاکدا در منحنی هیسترتیک، مدل یک درجه آزادی اعمال شد. این مدل رفتاری پدیده جمع‌شدگی را بخوبی برای در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت اعمال می‌کند. ۸۰ زمین لرزه با محتوای فرکانس، زمان ارتعاش و تأثیر زلزله حوزه دور و نزدیک انتخاب شدند. این مقاله اثرات در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای بر بیشینه جابجایی را مورد بررسی قرار داده است. آمادیو^۶ (۲۰۰۳) به بررسی ضریب رفتار قاب‌های فولادی پرداخت. ایشان با به کارگیری مدل‌های هیسترتیک مختلف مقایسه‌ای بین مدل‌های خسارت دیده و خسارت ندیده در زمان وقوع رویدادهای لرزه‌ای متوالی انجام داده و نحوه عملکرد هر یک از مدل‌های عددی را ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد که مدل الاستو-پلاستیک کامل، قابل پذیرش‌ترین مدل تحت زلزله متوالی است. فراگیاکومو^۷ (۲۰۰۴) به بررسی پاسخ لرزه‌ای انواعی از قاب فولادی و مقایسه‌ی این پاسخ با پاسخ حاصل از سیستم یک درجه آزادی متناظر با آنها پرداختند و به رابطه‌ی بین پاسخ لرزه‌ای این قاب‌ها و سیستم‌های متناظرشان تحت توالی لرزه‌ای دست یافتند. این مطالعه نشان می‌دهد که تکرار وقایع لرزه‌ای متوالی در یک زمان کوتاه، انباشتگی خسارت را در سازه ایجاد می‌کند. (لی^۸) (۲۰۰۷) به ارزیابی عملکرد قاب فولادی تحت اثر زلزله متوالی پرداخته است. در این مطالعه از روابط ریشتر برای تخمین بزرگای

مدیریت بحران پس از زلزله مستلزم در اختیار داشتن اطلاعات مناسب از وضع موجود و برآورد قابل قبول از شرایط پیش‌رو است. در سالهای اخیر، تحلیل‌های آسیب‌پذیری لرزه‌ای، اطلاعات بسیار ارزشمندی از شرایط محتمل پس از یک رویداد لرزه‌ای در یک منطقه جغرافیایی در اختیار قرار داده‌اند. با این حال، پس‌لرزه‌ها در این شرایط باعث عدم قطعیت قابل توجه در شدت آسیب محتمل و انتقال توزیع موقعیت مناطق در معرض آسیب در اطلاعات برآوردی از آینده نزدیک می‌شوند. اطلاع و به روزرسانی اطلاعات آسیب‌پذیری مناطق بر این اساس به اختصاص بهتر ظرفیت‌های مدیریت بحران کمک به سزایی می‌نماید. در حال حاضر، اغلب توابع شکنندگی و آسیب‌پذیری لرزه‌ای که مبنای اصلی فرایند ارزیابی آسیب‌پذیری هستند، بر اساس تنها یک رویداد، با فرض سازه‌ی بدون آسیب، اغلب برای یک سازه با طراحی بر مبنای ویرایشی مشخص از ضوابط و آیین‌نامه‌های طراحی برآورد شده‌اند. در توسعه‌ی اطلاعات آسیب‌پذیری در شرایط وقوع پس‌لرزه به این توابع برای ساختمان‌هایی که در این شرایط در اثر رویداد اول (اصلی) متحمل آسیب شده‌اند نیاز می‌باشد.

نکته‌ی مهم دیگر در این موضوع، تدوین ضوابط و معیارهای طراحی موجود بر مبنای وقوع تنها یک رویداد لرزه‌ای است. در این ضوابط، شاخص‌های قابلیت اطمینان، مبنای محاسبات بر اساس سناریویی با وقوع تنها یک رویداد برآورد شده‌اند. از این رو شناخت رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها تحت شرایط بیش از یک رویداد و میزان تاثیر احتمالی آن بر ضوابط و معیارهای موجود امری ضروری است. توابع شکنندگی لرزه‌ای برای این منظور نیز ابزارهایی مهم و کارآمد تلقی می‌گردند. پژوهشگران متعددی در این زمینه تا به حال به توسعه این اطلاعات برای ساختمان‌های موجود پرداخته‌اند.

ماهین^۱ (۱۹۸۰) تأثیر پس‌لرزه را به کمک تحلیل‌های لرزه‌ای غیر خطی بررسی کرد. مدل هیسترتیک استفاده شده در این پژوهش مدل دو خطی الاستو-پلاستیک کامل بدون زوال است. تحلیل با در نظر گرفتن اثر پی-دلتا^۲ در سختی کل سازه در طول زلزله انجام شده

3. Managua

4. Peak Ground Acceleration

5. Aschheim

6. Amadio

7. Fragiocomo

8. Li

1. Mahin

2. P-Δ



بسیار دست پایین‌تر می‌باشند. ابدنی^۳ (۲۰۱۷) نشان داد، جهت زلزله در سازه‌های نامنظم، بهم ریختگی در سازه و مولفه قائم زلزله ایجاد کرده و تاثیرات قابل ملاحظه‌ای در پاسخ سازه تحت زلزله متوالی ارائه می‌نماید. همچنین نشان داد که قطبیت پس‌لرزه می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای پاسخ سازه‌های نامنظم را تغییر دهد. هاتزی جورجیو (۲۰۱۵) رفتار سازه‌های سه بعدی بتن مسلح را تحت زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار داد. مدل‌های مورد بررسی شامل دو سازه سه طبقه و دو سازه ۵ طبقه می‌باشد. در هر دسته یک قاب به صورت منظم و دیگری نامنظم می‌باشد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که زلزله‌های متوالی و تاثیرات آن، به یک طراحی قابل اطمینان در سازه‌های بتن مسلح باید مدنظر قرار بگیرد. راگیوناندن^۴ (۲۰۱۵) به بررسی تاثیرات مخرب پس‌لرزه بر ۴ قاب بتن مسلح شکل‌پذیر واقع در کالیفرنیا پرداخت. در این پژوهش از تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشده بر این قاب‌ها استفاده شده است. بر اساس نتایج، تحلیل دینامیکی افزایشده منحنی شکنندگی مربوط به خرابی قاب‌ها برای سازه سالم و آسیب دیده تحت زلزله اصلی ترسیم شده است. نتایج این بررسی نشان می‌دهد، در صورتی که سازه تحت زلزله اصلی آسیب جدی نبیند، ظرفیت شکست آن تحت پس‌لرزه تغییر قابل ملاحظه‌ای ندارد. در نقطه مقابل اگر آسیب تحت زلزله اصلی زیاد باشد، ظرفیت فروریزش سازه تحت پس‌لرزه به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه از نتایج بدست آمده در این پژوهش اگر سازه تحت زلزله اصلی حدود ۴ درصد جابه‌جایی نسبی را متحمل شود، ظرفیت فروریزش تحت پس‌لرزه حدود ۴۰ درصد کاهش می‌یابد. تسفاماریام^۵ (۲۰۱۵) به مطالعه پارامتریک قاب‌های بتن مسلح شش طبقه تحت زلزله‌های متوالی پرداخت. مدل‌های مورد استفاده این محققین شامل یک قاب بدون میان‌قاپ و چهار قاب یا میان‌قاپ‌های بنایی است. مدل‌های با میان‌قاپ، شامل دو حالت ضخامت‌های ۷۵ و ۱۲۵ میلی‌متر و همچنین دو حالت چینش میان‌قاپ هستند. قاب‌ها در منطقه با خاک درجه ۳ در ونکوور و به عنوان یک ساختمان اداری با اسفاده از آیین‌نامه لرزه‌ای کانادا طراحی شده است. قاب‌ها تحت ۱۰۰ نداشت زلزله‌های متوالی قرار گرفته‌اند و تا سطح خطر مصادف

پس‌لرزه بر مبنای زلزله اصلی، برای تولید شتاب‌نگاشت متوالی استفاده شده است. نتایج مطالعه نمایانگر تأثیر دامنه پس‌لرزه بر مقدار خسارت است که بر اساس تابعی از خسارت ناشی از زلزله اصلی محاسبه شده است. هاتزی جورجیو^۱ (۲۰۱۰) مطالعه‌ای در زمینه اثر رویدادهای لرزه‌ای متوالی بر سازه‌های بتنی انجام داد. در این مطالعه از مدل اجزاء سازه‌ای با فرض در نظر گرفتن رابطه دو خطی در منحنی لنگر-دوران در اتصالات تیر-ستون و اثر پی-دلتا استفاده شده است. مطابق نتایج این مطالعه مشخص می‌شود که تغییر مکان ماندگار ناشی از اثر پی-دلتا نقش مهمی در زوال سختی کل سازه دارد ولی همچنان اثر زوال در مصالح نادیده گرفته شده است. هاتزی جورجیو (۲۰۰۹) یک روش موثر و ساده را برای تخمین ضریب جابجایی غیر الاستیک یک سازه تحت توالی لرزه‌ای با چندین زلزله‌ی پی در پی ارائه کرده است. او به منظور بدست آوردن مشاهداتی در مورد ضریب مذکور، پارامترهای گوناگونی از جمله دوره تناوب ارتعاشات، ضریب میرایی لزوج، ضریب کشش - سخت شوندگی، ضریب کاهش نیرو و دسته بندی خاک‌ها را بررسی نمود. مدل سازه‌ای که تحقیقات مؤلفان مذکور بر روی آنها انجام گرفته بود، یک سیستم الاستو پلاستیک تک درجه آزادی با سخت شوندگی یا نرم شوندگی خطی، دارای میرای لزوج بوده است. نتایج این پژوهش نشان داد که افزایش در ضریب کاهش نیرو، همواره منجر به افزایش در ضریب جابجایی غیر ارتجاعی شده و بر عکس. به علاوه، مقادیر این ضریب به شدت به دوره تناوب سازه‌های سیستم‌های یک درجه آزادی مخصوصاً در بازه‌ی دوره تناوب‌های کوتاه (با حداکثر ۰٫۵ ثانیه) بستگی دارد. در این حالت، دوره تناوب‌های پایین‌تر، ضریب جابجایی غیر الاستیک را بالاتر می‌برند. روی‌گارسیا^۲ (۲۰۱۲) به بررسی زلزله‌های متوالی رخ داده در منطقه شمال غربی ایران پرداخت. در این مطالعه، زلزله‌ای به بزرگی ۶٫۴ ریشتر در منطقه شمال غرب ایران در تاریخ ۱۱ آگوست ۲۰۱۲ رخ داده و پس از آن با یک پس لرزه به بزرگی ۴٫۹ ریشتر و با فاصله زمانی تنها ۶ دقیقه بعد از زلزله اصلی در نظر گرفته شده است. این نداشت‌ها در شهر ورزقان ثبت شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد، تعاریفی به پیش‌بینی ضریب رفتار و نسبت جابه‌جایی غیر خطی می‌پردازند که نسبت به مقادیر به دست آمده در این پژوهش،

3. Abdelnaby
4. Raghunandan
5. Tesfamariam

1. Hatzigeorgiou
2. Ruiz - Garcia

پ) تاثیر شدت لرزه‌ای و میزان آسیب در رویداد اول بر شکنندگی لرزه‌ای ساختمان تحت رویداد دوم.

به این منظور، مقدار شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی که با بارگذاری لرزه‌ای منطبق با سه ویرایش آخراستاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده‌اند، برآورد می‌شود. فرض می‌شود ساختمان‌های مورد نظر در رویداد لرزه‌ای، ابتدا سطوح مشخصی از رفتار غیرارتجاعی را تجربه نموده و سپس تحت اثر رویداد دوم از یک توالی‌های لرزه‌ای قرار خواهند گرفت. دو سناریو برای پیشینه شتاب رویداد اول در نظر گرفته شده است. با توجه به بند ۴-۳-۱ از مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان، ساختمان‌ها از نظر تعداد طبقات و نحوه ی قراگیری بر روی زمین به چهار دسته کلی تقسیم‌بندی می‌شوند: ساختمان‌های یک و دو طبقه، ساختمان‌های سه و چهار طبقه، ساختمان‌های بیش از ۴ طبقه تا ارتفاع ۲۳ متر و ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۲۳ متر. در این پژوهش به منظور بررسی وسیع‌تر از سازه‌های بتن مسلح موجود از سه سطح پایانی اشاره شده در مقررات ملی ساختمان استفاده گردیده است. برای این هدف، ساختمانهای انتخاب شده دارای ۴، ۸ و ۱۵ طبقه به عنوان نمایندگانی از این سه سطح در نظر گرفته شده‌اند. از نگاهی بیست توالی لرزه‌ای به این منظور استفاده شده است.

روش

همانطور که ذکر گردید، در این پژوهش به بررسی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه با دیوار برشی تحت زلزله‌های متوالی که بر اساس برش پایه‌ی حاصل از سه ویرایش اخیر استاندارد شماره ۲۸۰۰ بارگذاری لرزه‌ای و سپس طراحی شده‌اند، پرداخته می‌شود. برای بررسی وسیع‌تر از سازه‌های بتن مسلح موجود از سه سطح ارتفاعی اشاره شده در مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان مربوطه استفاده شده است. برای این هدف، سه ساختمان با پلان متقارن و با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۵ در نظر گرفته شد. مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای آنکه ساختمان جزء ساختمان‌های منظم محسوب شود لازم است پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن محورها قرار دارند، باشد. از طرفی پلان ساختمان باید تا

با زلزله ۲۵۰۰ ساله مقیاس شده است. تحت هر رویداد متوالی، زمان تناوب اصلی سازه و جابه‌جایی نسبی طبقات رصد شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که تغییرات زمان تناوب اصلی سازه و همچنین جابه‌جایی نسبی طبقات در حالتی که بدون میان‌قاب باشد، بسیار چشم‌گیر تر از زمانی است که میان‌قاب وجود داشته باشد. آتس^۱ (۲۰۱۳) به بررسی میدانی خسارات ناشی از زلزله متوالی رخ داده در سال ۲۰۱۱ در شهر وان ترکیه پرداخت. در این مطالعه بررسی میدانی از خسارات سازه‌های بتن مسلح در شهر وان پرداخته شده است. خسارات می‌تواند ناشی از مواردی چون تاثیرات ساختگاه، کیفیت ساخت پایین سازه، مقاومت پایین بتن مصرفی، عدم اجرای دقیق اتصال تیر به ستون، اجرای تیر قوی - ستون ضعیف، طبقه نرم، میلگرد ناکافی در اعضا، عدم رعایت دقیق زاویه خم در میلگردهای عرضی و ستون کوتاه باشند. شواهد نشان داد که پس‌لرزه‌ها باعث افزایش خرابی سازه‌های آسیب دیده در ۱۷ روز پس از زلزله اصلی شده‌اند. نتایج این پژوهش نشان داد که اکثر سازه‌های آسیب دیده در این زلزله بر اساس دستورالعمل طراحی ترکیه مورد طراحی و اجرا قرار نگرفته است. سانگ^۲ (۲۰۱۴) ظرفیت فروریزش سازه‌های تحت تاثیر پس‌لرزه ناشی از رویدادهای لرزه‌ای دور و نزدیک از گسل را بررسی نمود.

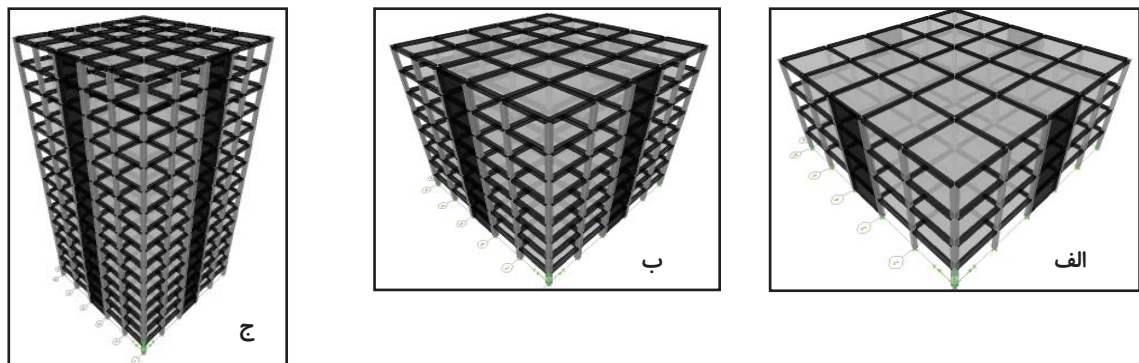
بررسی مطالعات انجام شده نشان می‌دهد اثر توالی رویدادهای لرزه‌ای بر افزایش شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی، هنوز به درستی شناخته شده نیست. همچنین با توجه به اینکه در ایران ساختمان‌های موجود در کالبدهای شهری با بارگذاری لرزه‌ای منطبق با ویرایش‌های مختلف استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده‌اند، تفاوت عملکرد گونه‌های مختلف در شرایط ذکر شده مورد مطالعه قرار نگرفته است. بر این اساس، هدف از این مطالعه بررسی و معرفی موارد زیر است:

الف) مقدار کاهش آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی در اثر ارتقا و تغییر ضوابط و معیارهای استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران در سه ویرایش آخر.

ب) اثر این تغییرات بر آسیب‌پذیری ناشی از وقوع رویداد متوالی در ساختمان‌های یاد شده.

می‌دهد. به همین علت در سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش از دیوار برشی در محیط پلان به عنوان سیستم باربر جانبی در دو امتداد و به صورت متقارن بهره برده شد. لازم به ذکر است؛ نتایج به دست آمده در این پژوهش برای سازه‌های منظم اشاره شده با دیوار برشی معتبر است و در مواردی که شرایط متفاوت است نیاز به مطالعه بیشتر دارد و در محدوده مطالعه این پژوهش نیست. به منظور طراحی ۳ بعدی، سه مدل از ساختمان‌های یاد شده در نرم‌افزار ایجاد و پس از تحلیل، طراحی آنها انجام گرفت. در شکل ۱، نمای ۳ بعدی از مدل‌های در نظر گرفته شده با تعداد طبقات متفاوت نشان داده شده است.

حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان حتی‌المقدور احتراز شود. حتی‌الامکان باید سعی شود از عناصر مقاوم جانبی به صورت متقارن در سازه استفاده شود. در پلان‌های منظم این مسئله باعث انطباق و نزدیکی مرکز سختی و مرکز جرم شده و از پیچش غیر متعارف در سازه جلوگیری خواهد شد. از طرفی بهتر است عناصر مقاوم جانبی در قسمت‌های پیرامونی و خارجی پلان تعبیه شوند. این عمل باعث افزایش بازوی مقاوم در برابر نیروی پیچشی زلزله که به مرکز جرم هر طبقه اثر می‌کند، می‌شود و مقاومت سازه در برابر نیروی جانبی افزایش



شکل ۱. نمای سه بعدی سازه قاب همراه با دیوار برشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (ج) ۱۵ طبقه‌ای

آخر از استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران انجام گرفت. ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم از استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران به ترتیب در سال‌های ۱۳۷۸، ۱۳۸۴ و ۱۳۹۴ منتشر و مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در هر ویرایش از استاندارد مذکور تغییراتی در روال محاسبات ساختمان در برابر زلزله منظور گردیده است. در این مقاله به طور مشخص به تغییرات ناشی از نحوه محاسبه ضریب برش پایه و پارامترهای آن توجه گردیده است. خلاصه این تغییرات در جدول ۱ نمایش داده شده است.

ابعاد پلان طراحی در تمامی حالات شامل ۵ دهانه ۵ متری در هر جهت می‌باشد. کاربری سازه مسکونی و نوع سقف آن دال بتنی می‌باشد. مهاربندی جانبی در هر دو جهت قاب همراه با دیوار برشی بوده و ساختمان دارای ضریب اهمیت متوسط است. حد شکل‌پذیری ویژه برای سازه در نظر گرفته شده است و مشخصات مصالح به ترتیب بتن با مقاومت ۲۸ روزه معادل ۲۸ مگاپاسکال و فولاد مصرفی گرید ۲، مورد استفاده قرار گرفته است. همانگونه که ذکر شد، برای برآورد نیروی جانبی ناشی از زلزله، بارگذاری لرزه‌ای مدل مورد نظر برای طراحی بر اساس سه ویرایش

جدول ۱. پارامتر ضریب بازتاب مطابق با سه ویرایش اخیر استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران

ویرایش ۲	ویرایش ۳	ویرایش ۴
$B = 2.5 \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3}$	$B = \begin{cases} 1 + s \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ 1 + s & T_0 \leq T \leq T_s \\ (s + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{2/3} & T \geq T_s \end{cases}$	$B = B_1 N$ $B_1 = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 < T < T_0 \\ S + 1 & T_0 < T < T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & T > T_s \end{cases}$

که در آن T دوره تناوب مورد ارتعاش سازه است. Ts، مختلف ارتفاعی برای سازه طراحی شده در جدول ۲ معرفی شده‌اند. در مدل‌سازی نرم‌افزار اپنسیس^۱ مورد استفاده قرار گرفته است. در نام‌گذاری قاب‌ها در این جداول دو رقم اول از سمت چپ نشان‌گر تعداد طبقات قاب و رقم آخر نشانگر ویرایش آیین‌نامه که طراحی بر اساس آن صورت گرفته، می‌باشد.

جدول ۲. مشخصات اعضای قاب‌های همراه با دیوار برشی در سه سطح ارتفاعی

Frame	Story	Column			Beam			Wall	
		Section	Longitudinal Rebar	Transverse Rebar	Section	Longitudinal Rebar (top & bot)	Transverse Rebar	Web	Boundary Element
042	1-4	40×40	12φ20	Φ10@20	35×35	3φ14	Φ8@20	460×20	40×40
043	1-4	45×45	16φ20	Φ10@17.5	40×40	4φ14	Φ10@17.5	450×25	50×50
044	1-4	50×50	16φ22	Φ10@12.5	40×40	4φ14	Φ10@12.5	435×25	65×65
082	1-2	50×50	16φ20	Φ10@15	40×40	4φ18	Φ10@15	445×25	55×55
	3-8	45×45	12φ20	Φ10@15	40×40	4φ18	Φ10@15		
083	1-2	55×55	20φ22	Φ10@10	50×50	4φ20	Φ10@10	440×30	60×60
	3-5	50×50	16φ20	Φ10@10	50×50	4φ20	Φ10@10		
	6-8	45×45	12φ20	Φ10@10	45×45	4φ18	Φ10@10		
084	1-2	60×60	20φ25	Φ12@10	55×55	4φ22	Φ10@10	440×30	60×60
	3-5	55×55	16φ22	Φ12@10	55×55	4φ22	Φ10@10		
	6-8	50×50	12φ22	Φ12@10	50×50	4φ20	Φ10@10		
152	1-4	65×65	20φ22	Φ10@15	55×55	5φ20	Φ10@15	425×35	75×75
	5-10	60×60	16φ20	Φ10@15	50×50	5φ20	Φ12@12.5		
	11-15	55×55	16φ20	Φ10@15	45×45	5φ20	Φ10@10		
153	1-4	70×70	24φ22	Φ10@12.5	60×60	6φ20	Φ10@12.5	420×40	80×80
	5-10	65×65	20φ20	Φ10@12.5	55×55	6φ25	Φ10@12.5		
	11-15	60×60	16φ20	Φ10@12.5	50×50	5φ22	Φ10@12.5		
154	1-4	75×75	24φ25	Φ10@10	60×60	6φ22	Φ10@10	420×40	80×80
	5-10	60×60	20φ22	Φ10@10	55×55	6φ25	Φ10@10		
	Story 11-15	55×55	16φ22	Φ10@10	50×50	5φ22	Φ10@10		



در ادامه‌ی مطالعه با انتخاب یک قاب از هر سازه تحلیل‌های غیر خطی افزایشده صورت گرفته و توابع شکنندگی لرزه‌ای در هر حالت برآورد شده‌اند. در این پژوهش سعی شده است با انتخاب شتابنگاشت‌های متعدد از نقاط مختلف جهان اثرات خاک، محتوای فرکانسی، بزرگ، فاصله تا کانون، مدت زمان تداوم جنبش شدید و پوشش داده شود. از اینرو مطابق جدول ۳ تعداد ۲۰ زوج شتابنگاشت از رویدادهای لرزه‌ای دنیا انتخاب شده است که در تمامی آن‌ها، لرزه و پس‌لرزه هر زوج شتابنگاشت، متعلق به یک ایستگاه لرزه نگاری است. این نگاشت‌ها بر اساس رویداد زلزله واقعی رخ داده در نقاط مختلف انتخاب شده‌اند. فاصله زمانی رخداد رویداد اول با رویداد دوم بین یک تا سه روز متغیر است. نگاشت‌های انتخاب شده بر اساس بیشینه شتاب هر نگاشت به شتاب زمین مقیاس شده و در تحلیل تاریخچه زمانی لازم برای تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است.

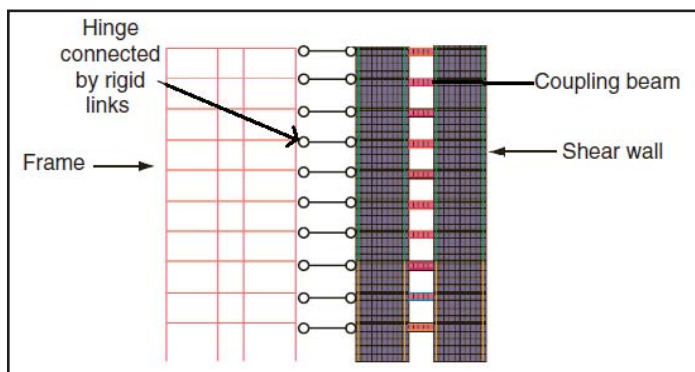
جدول ۳. مشخصات نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش

.No	Event Name	Mainshock		Aftershock	
		PGA (g)	Date	PGA (g)	Date
1	China: Northwest China	0.273	1997-04-05	0.144	1997-04-06
2	Italy: Emilia Romagna	0.259	2012-05-20	0.294	2012-05-29
3	Italy: Friuli	0.190	1976-05-06	0.328	1976-09-11
4	Italy: Nocera Umbra	0.491	1997-09-26	0.502	1997-10-06
5	Japan: Fukushima	0.505	2011-04-11	0.127	2011-04-11
6	Japan: Niigata	0.547	2004-10-23	0.553	2004-10-23
7	USA: Mammoth Lakes	0.410	1980-05-25	0.161	1980-05-25
8	Chile: Valparaiso	0.712	1985-03-03	0.190	1985-03-04
9	New Zealand: Christchurch	0.334	2011-02-22	0.222	2011-06-13
10	New Zealand: Weber	0.199	1990-02-19	0.248	1990-05-13
11	Armenia: Spitak	0.191	1988-12-07	0.098	1988-12-07
12	Italy: Irpinia	0.316	1980-11-23	0.033	1980-11-23
13	Taiwan: Chi Chi	1.026	1999-09-20	0.150	1999-09-25
14	India: Chamoli	0.359	1999-03-28	0.064	1999-03-28
15	Iran: Varzaghan	0.426	2012-08-11	0.531	2012-08-15
16	USA: Whittier Narrows	0.381	1987-10-01	0.216	1987-10-04
17	Turky: Duzce	0.293	1999-11-12	0.204	1999-11-12
18	USA: Chalfant Valley	0.402	1986-07-21	0.432	1986-07-31
19	New Zealand: Edgecumbe	0.436	1987-03-02	0.109	1987-03-02
20	Greece: Kalamata	0.296	1986-09-13	0.152	1986-09-13

به منظور مدل‌سازی عددی سازه‌های مورد نظر از نرم‌افزار Opensees استفاده شد. ستون‌ها با المان‌های مینی بر تغییر مکان و با پلاستیسیته توزیع شده، و تیرها با اعضای نیرویی با پلاستیسیته توزیع شده تعریف گشته‌اند. برای مصالح بتن از مدل‌های ارائه

1. Mander

شماتیک قاب مورد مطالعه در شکل ۲ ارائه شده است.



شکل ۲. قاب ۱۰ طبقه ارائه شده توسط میآو (۲۰۱۱)

برای ارزیابی روال مدل‌سازی، مدل مرجع مذکور با روال معرفی شده در بالا ایجاد شد. مشخصات این قاب به شرح جدول ۴

در تحلیل‌های دینامیکی ناشی از رویداد دوم، توجه شده است. دیوار برشی در هر قاب به صورت یک عضو تک در نظر گرفته شده است بدین صورت که هیچ گونه عضو جانبی مثل تیر یا ستون در آن وجود ندارد و فقط در محل طبقات تیرهای جانبی به صورتی که بعداً توضیح داده خواهد شد، به دیوار متصل می‌شود. برای اتصال تیرهای جانبی به عضو دیوار از دستور لینک صلب^۱ استفاده شده است و تیرهای طرفین دیوار در امتداد طولی و عرضی به صورت صلب به عضو دیوار متصل شده‌اند.

برای اطمینان از صحت نتایج مدل مورد استفاده، از مقایسه نتایج با نتایج ارائه شده در مطالعه میآو^۲ (۲۰۱۱) استفاده شد. میآو به بررسی روش‌های تحلیل مودال پرداخته و در طی آن، قاب‌های بتنی ۱۰ و ۱۸ طبقه‌ای که شامل دیوار برشی اند، مدل و نتایج حاصله را با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بررسی کردند. مدل است:

جدول ۴. مشخصات قاب بتنی ۱۰ طبقه ارائه شده توسط میآو (۲۰۱۱)

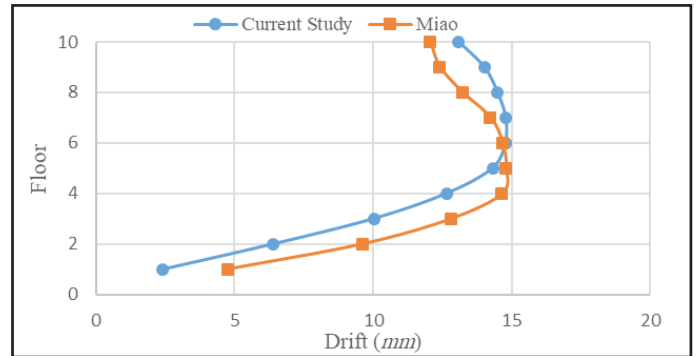
Reinforcement in coupling (top and bottom) ($f_y=335\text{MPa}$)	Coupling beam size (mm*mm)	Reinforcement in frame beam (top and bottom) ($f_y=335\text{MPa}$)		Frame Beam (mm*mm)	Story
3 ϕ 22	250*900 $f_c=20.1\text{ MPa}$	3 ϕ 18		300*700 $f_c=20.1\text{ MPa}$	1
4 ϕ 25		3 ϕ 18			2-3
4 ϕ 25		3 ϕ 18			4
5 ϕ 25		3 ϕ 18			5
4 ϕ 25	250*900 $f_c=20.1\text{ MPa}$	3 ϕ 18		300*700 $f_c=20.1\text{ MPa}$	6-7
3 ϕ 25		3 ϕ 18			8-9
3 ϕ 22		3 ϕ 18			10
Reinforcement in column ($f_y=400\text{MPa}$)	Column size (mm*mm)	Distributed reinforcement in wall ($f_y=235\text{MPa}$)	Reinforcement in boundary element of the wall ($f_y=400\text{MPa}$)	Wall thickness (mm)	Story
8 ϕ 16	500*500 $f_c=26.8\text{ MPa}$	$\Phi 8@150$	6 ϕ 20	250 $f_c=26.8\text{ MPa}$	1
4 ϕ 18		$\Phi 8@150$	6 ϕ 20		2-3
4 ϕ 18		$\Phi 8@150$	4 ϕ 18		4
4 ϕ 18		$\Phi 8@150$	4 ϕ 18		5
4 ϕ 18	500*500 $f_c=23.4\text{ MPa}$	$\Phi 8@150$	4 ϕ 18	250 $f_c=23.4\text{ MPa}$	6-7
4 ϕ 18		$\Phi 8@150$	4 ϕ 18		8-9
4 ϕ 18		$\Phi 8@150$	4 ϕ 18		10

1. rigidlink
2. Miao

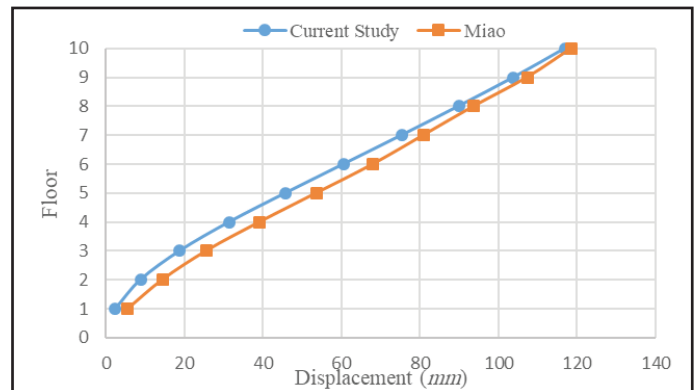
متوالی، یک روند کلی برای تحلیل دینامیکی فزاینده در نظر گرفته شده است. در این پژوهش بیشینه شتاب هر شتابنگاشت به عنوان معیار مقیاس آن به شتاب گرانش زمین در تحلیل دینامیکی فزاینده در نظر گرفته شده است. هدف از تحلیل دینامیکی فزاینده، بررسی رفتار دینامیکی و مطالعه پاسخ سازه در شدت‌های مختلف زمین‌لرزه است. بنابراین در منحنی دینامیکی فزاینده میزان خسارت سازه که بوسیله پارامتر تقاضای لرزه‌ای^۱ معرفی می‌گردد، در مقابل شدت لرزه‌ای^۲ ترسیم می‌شود. پارامتر تقاضای لرزه‌ای بر اساس معیارهای مختلفی از جمله تغییر مکان نسبی بین طبقه، دوران مفصل پلاستیک، میزان شکل‌پذیری اعضاء و معرفی می‌شود. دو شدت لرزه‌ای رایج که امروزه به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است، عبارتند از: حداکثر شتاب زلزله^۳ و شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه^۴. حداکثر شتاب زلزله معیار مناسبی برای شناساندن بار لرزه‌ای ورودی بر مبنای سایت مورد مطالعه می‌باشد که البته از اولین شدت لرزه‌ای‌هایی است که به ذهن محقق‌ها خطور می‌کند. اما این شدت لرزه‌ای از مشخصه‌های رکورد ورودی و مستقل از سازه، انتخابی است. شدت لرزه‌ای بعدی که به سازه مورد مطالعه نیز مربوط می‌شود، شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه می‌باشد. منحنی دینامیکی فزاینده چند رکورده بر اساس تحلیل دینامیکی سازه یکسان، در اثر چند شتابنگاشت با معیار شکست مشابه ترسیم می‌شود (شکل ۶). ارائه منحنی‌های چند رکورده، یک سری داده آماری مناسب از تحلیل دینامیکی غیرخطی به محقق ارائه می‌نماید که می‌توان توسط این داده‌ها، اطلاعات آماری مانند میانگین و یا صدک‌ها را بدست آورد. در این پژوهش بیشینه شتاب مربوط به نگاهت‌های مورد بررسی به شتاب زمین، مقیاس شده است. به این ترتیب تحلیل دینامیکی فزاینده با افزایش شدت هر نگاهت به اندازه ۰٫۱ شتاب زمین و انجام تحلیل تاریخچه زمانی تا رسیدن به سطح آسیب مورد نظر تحلیل دینامیکی فزاینده اجرا می‌شود.

تحلیل شکنندگی لرزه‌ای تحت رویداد دوم با تعریف سه سناریو برای رویداد اول انجام شده است. به این ترتیب، منحنی‌های دینامیکی فزاینده با توجه به شدت‌های مختلف رویداد دوم برای

1. Engineering Demand Parameter
2. Intensity Measurement
3. PGA
4. Sa(T,5%)



شکل ۳. مقایسه نتایج به دست آمده برای جابجایی نسبی طبقات با میآو (۲۰۱۱)



شکل ۴. مقایسه نتایج به دست آمده برای جابجایی طبقات با میآو (۲۰۱۱)

نتایج به دست آمده برای جابجایی طبقات و جابجایی نسبی طبقات در تحلیل مود اول در مدل ایجاد شده، با نتایج مرجع مذکور مقایسه می‌شود. خلاصه مقایسه‌ی نتایج به دست آمده و مقدار تفاوت در هر حالت به شرح جدول ۵ است:

جدول ۵. خطای نتایج قاب ۱۰ طبقه با نتایج ارائه شده توسط میآو (۲۰۱۱)

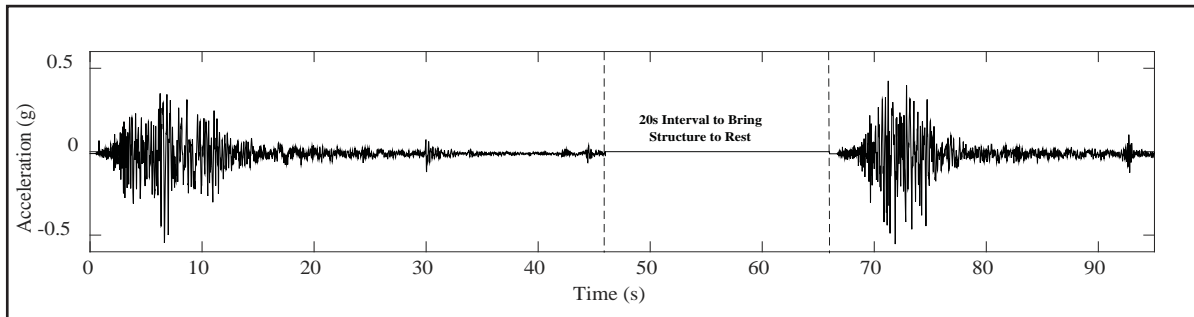
جابجایی نسبی طبقات (mm)	جابجایی بام (mm)	
۱۱/۳	۱۲/۸	میانگین درصد خطا برای تمام طبقات (%)

همان‌طور که مشاهده می‌شود، خطای حاصله از تحلیل مود اول برای قاب مذکور در معیارهای جابجایی نسبی و جابجایی طبقات نسبتاً ناچیز می‌باشد.

در تحلیل شکنندگی لرزه‌ای از نتایج تحلیل‌های غیرخطی فزاینده استفاده می‌شود. به منظور ارزیابی قاب‌های بتن مسلح طراحی شده با ویرایش‌های مختلف آیین‌نامه تحت زلزله‌های

از خاتمه رویداد اول، مدت زمان بیست ثانیه به انتهای زلزله اصلی اضافه می‌گردد و پس از آن نگاشت مربوط به رویداد دوم اعمال می‌شود. شکل ۵ نمونه‌ای از نگاشت‌های ساخته شده برای این پژوهش را نشان می‌دهد.

سازه‌ای که در رویداد اول به یک سطح از آسیب مشخص رسیده باشد، محاسبه می‌شوند. برای تعریف منحنی دینامیکی فزاینده برای پس‌لرزه‌ها، تعداد بیست زلزله متوالی واقعی شامل زلزله اصلی و پس‌لرزه انتخاب شده است. این نگاشت‌ها در سایر مطالعات معتبر مشابه به کار رفته‌اند. به منظور میرا شدن ارتعاش آزاد سازه پس



شکل ۵. نمونه‌ای از نحوه ترکیب نگاشت زلزله اصلی و رویداد دوم، زلزله نیگاتا (۲۰۰۴)

یک زمان استراحت ۲۰ ثانیه‌ای تحت رویداد دوم یا پس‌لرزه قرار می‌گیرد. با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده تحت رویداد دوم، شتاب متناظر برای خرابی کامل سازه یا سطح عملکرد کامل^۴ به دست خواهد آمد که در ادامه برای ترسیم شکنندگی لرزه‌ای از آن استفاده خواهد شد.

یافته‌ها

در این قسمت نتایج به‌دست آمده در تحلیل دینامیکی سه مدل قاب که بر اساس سه ویرایش اخیر استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران طراحی شده‌اند ارائه می‌گردد. معیار آسیب، بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات می‌باشد. همچنین برای معیار شدت زلزله نیز بیشینه شتاب‌نگاشت (PGA) در نظر گرفته شده است.

در قاب‌های بتن مسلح با دیوار برشی دو نمونه نمودار دینامیکی فزاینده ارائه شده و مربوط به حالاتی است که قاب تحت رویداد اول در سطوح عملکرد متوسط و شدید قرار داشته باشد.

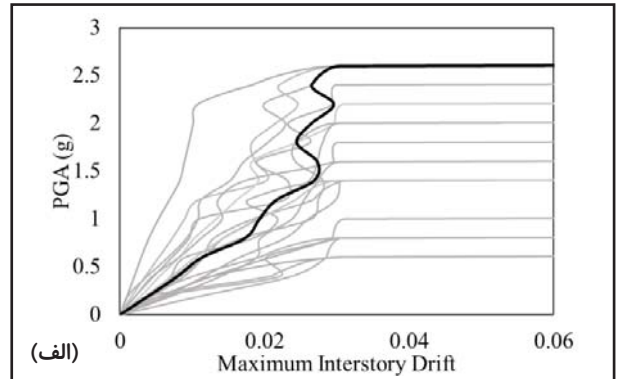
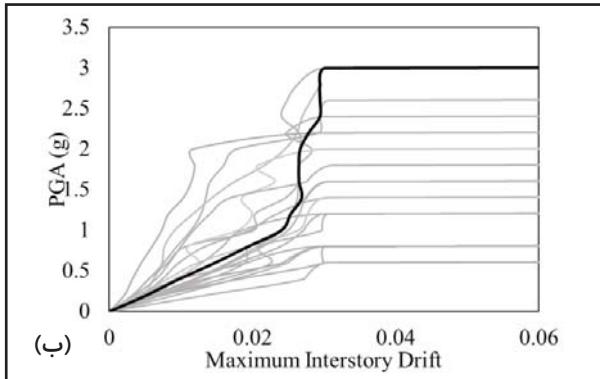
با توجه به شکل ۶، برای قاب ۴ طبقه همراه با دیوار برشی طراحی شده با ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ که در مقایسه با دو قاب قبل دارای اعضای با مقاطع کوچک‌تر است، در مواردی که تحت رویداد اول سازه به سطح آسیب متوسط رسیده باشد، میزان

در تحلیل تاریخیچه زمانی رفتار سازه تحت رویدادهای لرزه‌ای متوالی لازم است، اثرات آسیب وارد شده و رفتار غیر ارتجاعی در زمان اعمال رویداد اول در سازه باقی مانده و پس از آن خسارت ناشی از رویداد دوم به صورت تجمعی بر آن افزوده شود.

آسیب ناشی از رویداد اول: به منظور ترسیم نمودارهای شکنندگی در سطوح عملکرد متفاوت به محدوده‌های این سطوح عملکرد، برای معیار مورد بررسی که در این تحقیق حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات می‌باشد، نیاز داریم. برای نیل به این هدف از محدوده ارائه شده توسط سامانه ملی برآورد ریسک ایالات متحده آمریکا بهره گرفته شده است. بعد از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای تمامی زلزله‌ها تحت رویداد اول، باید میزان شدت شتاب رویداد اول متناظر با بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه در سطوح آسیب متوسط^۲ و شدید^۳ یافت شود. با استفاده از شدت‌های یافت شده در این مرحله و قرار دادن سازه تحت آن‌ها، عملاً سازه وارد سطوح عملکرد متوسط و شدید شده و برای مرحله بعد که اعمال رویداد دوم صورت می‌گیرد دارای یک سری خرابی پسماند می‌باشد.

آسیب سازه تحت رویداد دوم: در این مرحله، سازه آسیب دیده تحت رویداد اول و در دو حالت سطوح عملکرد متوسط و شدید، با

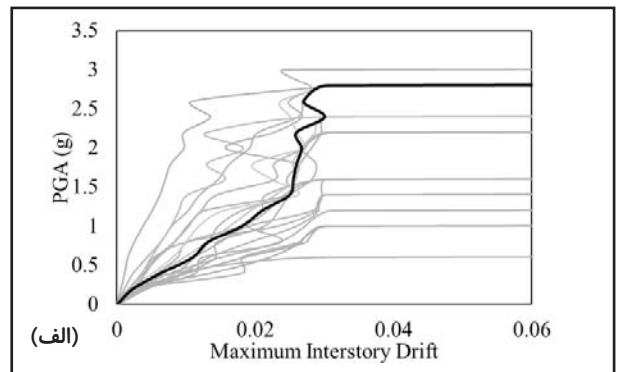
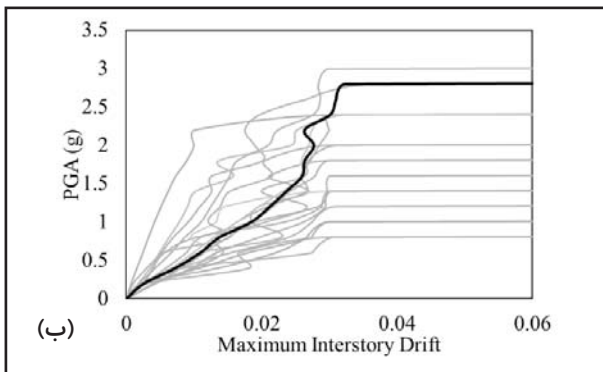
1. HAZUS
2. Moderate
3. Extensive



شکل ۶. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده قاب همراه با دیوار برشی ۰.۴۲ که تحت رویداد اول در سطح الف: متوسط ب: شدید

دوم برای ایجاد ۲ درصد جابه‌جایی نسبی طبقات و برای سطوح متوسط و شدید ناشی از رویداد اول به ترتیب $0.75g$ و $0.6g$ می‌باشد.

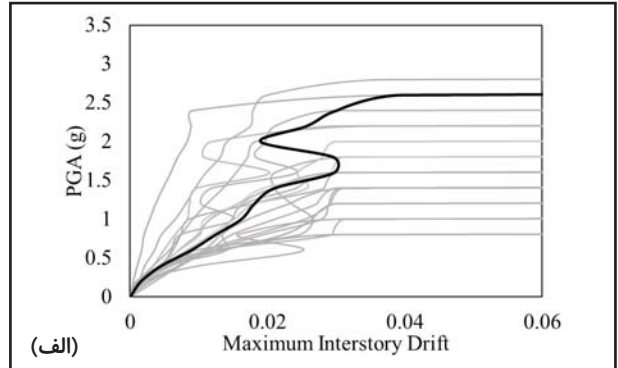
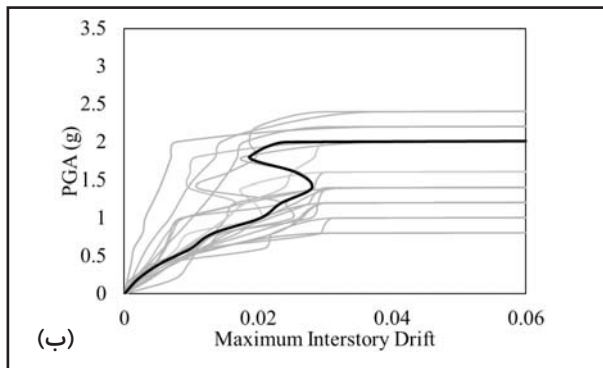
آسیب تحت رویداد دوم نسبت به حالتی که در سطح آسیب شدید بوده کمتر است. با توجه به خط ضخیم‌تر که نشانگر مقدار میانه نمودارهای دینامیکی فزاینده می‌باشد، میزان بیشینه شتاب رویداد



شکل ۷. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده قاب همراه با دیوار برشی ۰.۴۳ که تحت رویداد اول در سطح الف: متوسط ب: شدید

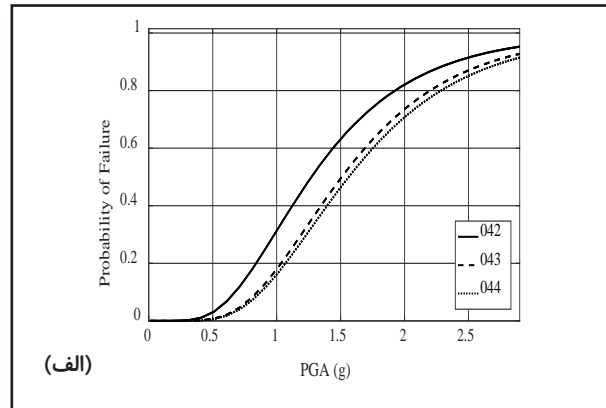
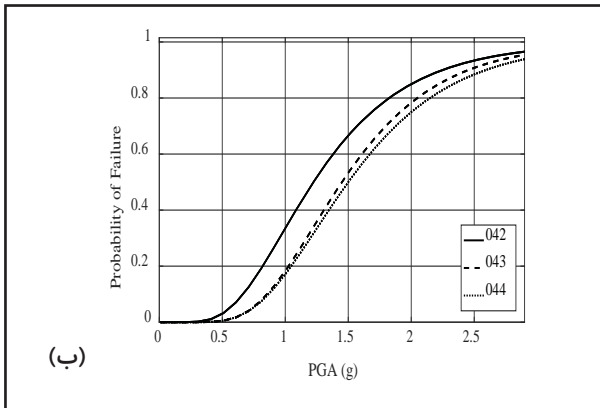
ضخیم‌تر که نشان‌گر میانه نمودارهای دینامیکی فزاینده می‌باشد، میزان بیشینه شتاب رویداد دوم برای ایجاد ۲ درصد جابه‌جایی نسبی طبقات و برای سطوح متوسط و شدید ناشی از رویداد اول به ترتیب $0.85g$ و $0.7g$ می‌باشد.

با توجه به شکل ۷، برای قاب ۴ طبقه همراه با دیوار برشی طراحی شده، با ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ که در مقایسه با قاب طراحی شده با ویرایش دوم قوی‌تر می‌باشد. در مواردی که تحت رویداد اول از سطح متوسط سازه قرار داشته، میزان خرابی هم کمتر است نسبت به حالتی که در سطح شدید بوده است. با توجه به خط



شکل ۸: نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده قاب همراه با دیوار برشی ۰.۴۴ که تحت رویداد اول در سطح الف: متوسط ب: شدید

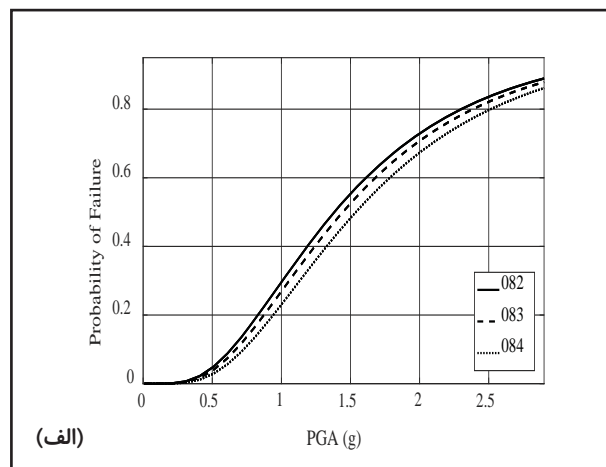
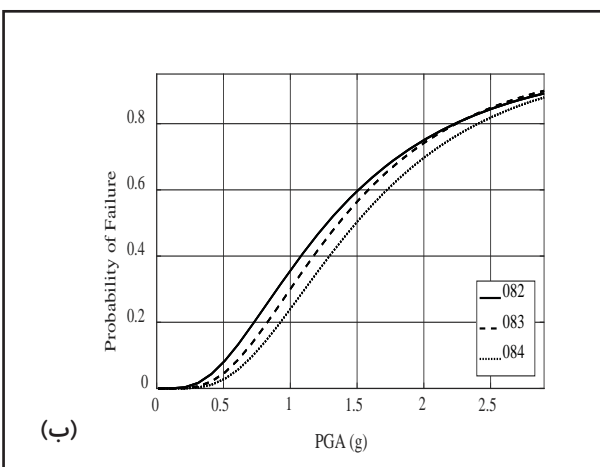
به خط ضخیم‌تر که نشان‌گر میانه نمودارهای دینامیکی فزاینده می‌باشد، میزان بیشینه شتاب رویداد دوم برای ایجاد ۲ درصد جابه‌جایی نسبی طبقات و برای سطوح متوسط و شدید ناشی از رویداد اول به ترتیب $1/21$ g و $0/95$ g می‌باشد. در ادامه نمودارهای شکنندگی قاب همراه با دیوار برشی ارائه می‌گردد.



شکل ۹: منحنی شکنندگی قاب ۴ طبقه همراه با دیوار برشی در حالتی که قاب با ویرایش‌های مختلف طراحی شده و در سطح الف: متوسط و ب: شدید ناشی از رویداد اول

می‌باشد. برای مثال، حالتی که قاب خمشی تحت رویداد اول در سطح متوسط قرار دارد، احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم و برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم دستورالعمل لرزه‌ای به ترتیب برابر با $0/64$ ، $0/49$ و $0/46$ می‌باشد. از طرفی برای قاب خمشی طراحی شده با ویرایش دوم، احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم، زمانی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و شدید بوده به ترتیب برابر $0/64$ و $0/67$ می‌باشد.

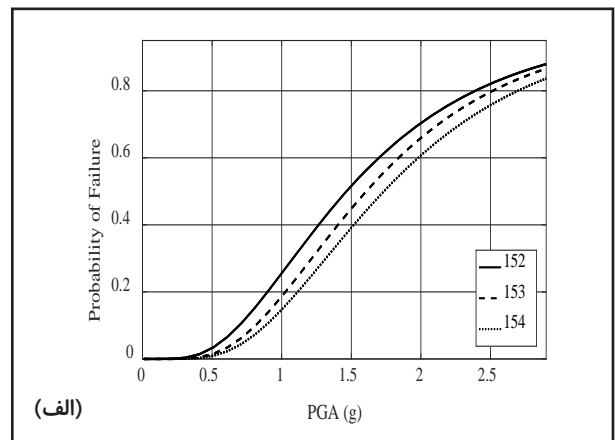
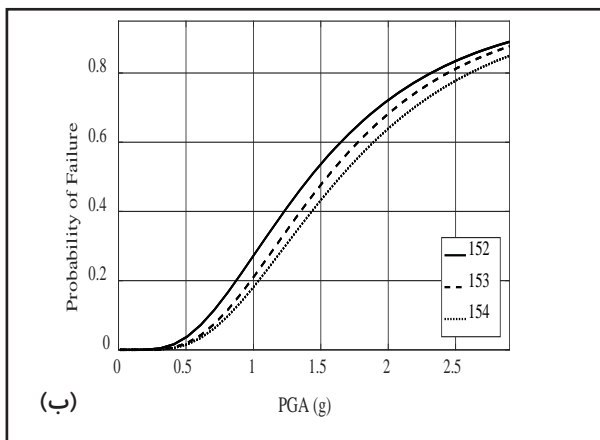
در شکل ۹، منحنی شکنندگی قاب ۴ طبقه همراه با دیوار برشی که با ویرایش‌های مختلف دستورالعمل لرزه‌ای ایران طراحی شده است. در هر نمودار سه حالت طراحی قاب‌ها با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم ارائه شده است. همچنین در دو شکل، حالت‌هایی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و یا شدید قرار داشته باشد، مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد در هر قسمت، احتمال خرابی برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش بالاتر آیین‌نامه، کمتر از قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های قدیمی‌تر



شکل ۱۰. منحنی شکنندگی قاب ۸ طبقه همراه با دیوار برشی در حالتی که قاب با ویرایش‌های مختلف طراحی شده و در سطح الف: متوسط و ب: شدید ناشی از رویداد اول

قدیمی‌تر می‌باشد. برای مثال، حالتی که قاب خمشی تحت رویداد اول در سطح شدید قرار دارد، احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم و برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم دستورالعمل لرزه‌ای به ترتیب برابر با $0/59$ ، $0/57$ و $0/51$ می‌باشد. از طرفی برای قاب خمشی طراحی شده با ویرایش سوم احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم، زمانی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و شدید بوده به ترتیب برابر $0/52$ و $0/57$ می‌باشد.

در شکل ۱۰، منحنی شکنندگی قاب ۸ طبقه همراه با دیوار برشی که با ویرایش‌های مختلف دستورالعمل لرزه‌ای ایران طراحی شده است. در هر نمودار سه حالت طراحی قاب‌ها با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم ارائه شده است. همچنین در دو شکل، حالت‌هایی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و یا شدید قرار داشته باشد مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد در هر قسمت، احتمال خرابی برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش بالاتر آیین‌نامه، کمتر از قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های



شکل ۱۱. منحنی شکنندگی قاب ۱۵ طبقه همراه با دیوار برشی در حالتی که قاب با ویرایش‌های مختلف طراحی شده و در سطح الف: متوسط و ب: شدید ناشی از رویداد اول

در ادامه به بررسی منحنی شکنندگی قاب ۱۵ طبقه همانند قاب‌های ۴ و ۸ طبقه پرداخته می‌شود. در شکل ۱۱ منحنی شکنندگی قاب ۱۵ طبقه همراه با دیوار برشی که با ویرایش‌های مختلف دستورالعمل لرزه‌ای ایران طراحی شده است. در هر نمودار سه حالت طراحی قاب‌ها با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم ارائه شده است. همچنین در دو شکل، حالت‌هایی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و یا شدید قرار داشته باشد، مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مانند قاب‌های ۴ و ۸ طبقه، در هر قسمت، احتمال خرابی برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش بالاتر آیین‌نامه کمتر از قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های قدیمی‌تر می‌باشد. برای مثال، حالتی که قاب خمشی تحت رویداد اول در سطح شدید قرار دارد، احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم و برای قاب‌های طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم دستورالعمل لرزه‌ای به ترتیب برابر با

$0/52$ ، $0/47$ و $0/43$ می‌باشد. از طرفی برای قاب خمشی طراحی شده با ویرایش چهارم احتمال خرابی در شدت $1/5$ g از رویداد دوم، زمانی که قاب تحت رویداد اول در سطح متوسط و شدید بوده، به ترتیب برابر $0/38$ و $0/43$ می‌باشد. در جدول ۶، نتایج میانگین و انحراف معیار متناظر با شکست قاب‌ها تحت رویداد دوم به شرط آسیب قاب تحت رویداد اول آورده شده است. همان‌طور که قبلاً بیان شد، تحت رویداد اول در دو سطح عملکرد متوسط و شدید، سازه دچار آسیب شده است. با توجه به نتایج، میانگین شدت زلزله متناظر با خرابی قاب تحت رویداد دوم برای تمامی قاب‌ها، زمانی که تحت رویداد اول به سطح عملکرد شدید رسیده است، نسبت به زمانی که تحت رویداد اول به سطح عملکرد متوسط رسیده باشد، مقداری کمتر است. دلیل این امر افزایش خرابی پسماند پس از وارد شدن سازه تحت رویداد اول به سطح شدید نسبت به سطح متوسط می‌باشد. برای مثال در قاب

۸ طبقه طراحی شده با ویرایش دوم دستورالعمل ۲۸۰۰ میانگین شدت زلزله متناظر با خرابی تحت رویداد دوم زمانی که قاب تحت رویداد اول به سطح متوسط رسیده است برابر $1/66$ g و در سطح شدید $1/57$ g می‌باشد. از طرفی میانگین شدت زلزله متناظر با

خرابی تحت رویداد دوم، زمانی که با ویرایش‌های اخیر ۲۸۰۰ طراحی شده است بیشتر می‌باشد که این نشان از عملکرد بهتر قاب‌های طراحی شده با ویرایش آخر دستورالعمل دارد.

جدول ۶. نتایج شکنندگی لرزه‌ای برای تمامی قاب‌ها

سطح شدید تحت رویداد اول		سطح متوسط تحت رویداد اول		ویرایش	
B	(μ g)	β	(μ g)		
۰,۶۱	۱,۳۶	۰,۶۶	۱,۴۲	۲	۴ طبقه
۰,۶۰	۱,۵۶	۰,۶۸	۱,۶۴	۳	
۰,۵۰	۱,۶۲	۰,۵۶	۱,۷۰	۴	
۰,۷۵	۱,۵۱	۰,۷۴	۱,۶۰	۲	۸ طبقه
۰,۷۵	۱,۵۷	۰,۷۸	۱,۶۶	۳	
۰,۷۴	۱,۶۹	۰,۸۱	۱,۷۶	۴	
۰,۷۸	۱,۶۳	۰,۸۳	۱,۶۹	۲	۱۵ طبقه
۰,۸۰	۱,۷۵	۰,۸۲	۱,۸۱	۳	
۰,۸۴	۱,۸۶	۰,۸۴	۱,۹۴	۴	

نتیجه گیری

زمانی که قاب تحت رویداد اول به سطح متوسط رسیده است، برابر $0,27$ و در سطح شدید $0,32$ می‌باشد.

- در قاب ۴ طبقه طراحی شده با ویرایش چهارم دستورالعمل ۲۸۰۰ احتمال خرابی تحت رویداد دوم و برای شدت $1/0$ g زمانی که قاب تحت رویداد اول به سطح متوسط رسیده است، برابر $0/15$ و در سطح شدید $0/18$ می‌باشد.

- در قاب ۱۵ طبقه طراحی شده با ویرایش دوم دستورالعمل ۲۸۰۰، احتمال خرابی تحت رویداد دوم و برای شدت $1/0$ g زمانی که قاب تحت رویداد اول به سطح متوسط رسیده است، برابر $0/25$ و در سطح شدید $0/30$ می‌باشد.

۲- تاثیر ویرایش ۲۸۰۰ بر مقادیر شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه در طی دوره‌های مختلف به صورت کمی محاسبه گردید. به عنوان نمونه به چند مورد از یافته‌ها اشاره می‌شود:

- میانگین شدت رویداد دوم برای خرابی قاب ۴ طبقه طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم ۲۸۰۰ و زمانی که تحت رویداد اول در سطح عملکرد متوسط قرار گرفته باشد، به

در این مقاله مقدار کاهش آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتن‌آرمه دارای دیوار برشی در اثر تغییر استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران، و اثر این تغییرات بر آسیب‌پذیری ناشی از وقوع رویداد متوالی در ساختمان‌های یاد شده محاسبه گردید. توابع شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه دارای دیوار برشی که بر اساس سه ویرایش آخر استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران طراحی شده و پس از آسیب ناشی از رویداد اول تحت اثر رویداد دوم از یک توالی‌های لرزه‌ای قرار گرفته، محاسبه شده است. بر اساس نتایج حاصل از این مطالعه:

۱- نتایج این پژوهش به صورت کمی، میزان تاثیر شدت رویداد اول بر افزایش آسیب‌پذیری قاب بتن‌آرمه در برابر رویداد لرزه‌ای دوم را نشان می‌دهد. این یافته در تمامی قاب‌های مورد بررسی با تعداد طبقات متفاوت و طراحی شده با ویرایش‌های مختلف دستورالعمل صادق بوده است. برای نمونه به چند مورد اشاره می‌شود:

- در قاب ۸ طبقه طراحی شده با ویرایش سوم دستورالعمل ۲۸۰۰ احتمال خرابی تحت رویداد دوم و برای شدت $1/0$ g

رویداد اول به سطح متوسط رسیده است، به ترتیب برابر $0.32/g$ ، $0.19/g$ و $0.17/g$ می‌باشد. در حالی که این مقادیر در قاب ۱۵ طبقه متناظر به ترتیب برابر $0.24/g$ ، $0.20/g$ و $0.17/g$ می‌باشد.

۴- نتایج به دست آمده در این پژوهش برای تخمین میزان آسیب‌پذیری سازه‌های بتن مسلح، دارای دیوار برشی خسارت دیده در زلزله اولیه و تحت پس‌لرزه‌های احتمالی بسیار مفید و حائز اهمیت می‌باشد. این نتایج به مهندسان و متولیان امر جهت مدیریت بحران، پس از زلزله‌های مخرب جهت اتخاذ سریع‌ترین و مقرون به صرفه ترین، کمک شایانی خواهد کرد. محدوده‌ی کاربرد نتایج این تحقیق مربوط به سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی می‌باشد و قابل تعمیم به سایر سازه‌ها با سیستم‌های مختلف باربر جانبی و مصالح نیست و نیاز هست در سایر موارد بررسی‌های مشابه صورت گیرد.

تشکر و قدردانی

مطالعه انجام شده در این مقاله در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و با حمایت بنیاد ملی حمایت از پژوهشگران و فناوریان و تحت گرنت پژوهشی به شماره ۹۶۰۰۵۵۲۵ انجام شده است.

منابع

1. Amadio, C., Fragiocomo, M., & Rajgelj, S. (2003). The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(2), 291-308.
2. Aschheim, M., and Black, E. (1999). "Effects of prior earthquake damage on response of simple stiffness-degrading structures." *J. Engineering Spectra*, 15(1), 1-24. Retrieved from: <https://earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/1.1586026>.
3. Ates, S., Kahya, V., Yurdakul, M., & Adanur, S. (2013). Damages on reinforced concrete buildings due to consecutive earthquakes in Van. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53, 109-118. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726113001395>.
4. FEMA, F. (2003). HAZUS-MH MR5. Retrieved from: <https://www.hsd.org/?view&did=12756>.
5. Fragiocomo, M., Amadio, C., & Macorini, L. (2004). Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering structures*, 26(13), 2021-2035. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029604002639>.
6. G.D. Hatzigeorgiou. 2010. Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes.

- ترتیب برابر $0.42/g$ ، $0.64/g$ و $0.70/g$ می‌باشد.
- میانگین شدت رویداد دوم برای خرابی قاب ۸ طبقه طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم 2800 و زمانی که تحت رویداد اول در سطح عملکرد شدید قرار گرفته باشد، به ترتیب برابر $0.51/g$ ، $0.57/g$ و $0.69/g$ می‌باشد.
- میانگین شدت رویداد دوم برای خرابی قاب ۱۵ طبقه طراحی شده با ویرایش‌های دوم، سوم و چهارم 2800 و زمانی که تحت رویداد اول در سطح عملکرد متوسط قرار گرفته باشد به ترتیب، برابر $0.69/g$ ، $0.81/g$ و $0.94/g$ می‌باشد.
- این نتایج در مطالعات مجموعه‌های شهری که شامل ساختمان‌های ساخته شده در دوره‌های زمانی مختلف هستند سودمند و با اهمیت است.
- ۳- تاثیر ارتفاع قاب در منحنی‌های شکنندگی تحت زلزله‌های متوالی: با توجه به اشکال ۹ تا ۱۱، با افزایش ارتفاع قاب‌ها تاثیر ویرایش‌های 2800 در تغییرات احتمال خرابی آن‌ها هم کمتر می‌شود. برای مثال، در قاب ۴ طبقه طراحی شده با ویرایش دوم، سوم و چهارم دستورالعمل 2800 احتمال خرابی تحت رویداد دوم و برای شدت $0.1/g$ زمانی که قاب تحت

- Computers and Structures.88:309–321. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S004579490900279X>
7. Hatzigeorgiou, G. D., & Beskos, D. E. (2009). Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, 31(11), 2744-2755. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609002284>
 8. Hatzivassiliou, M., & Hatzigeorgiou, G. D. (2015). Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, Retrieved from: 77-88. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726115000287>
 9. Hosseinpour, F., & Abdelnaby, A. E. (2017). Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 706-725. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726116304778>
 10. Li, Q., and Ellingwood, B. (2007). Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences. *J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 405-427. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/>



- S0267726115000287
11. Mahin, S. A. (1980). Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. In Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering (Vol. 5, pp. 677-680). Retrieved from: https://www.academia.edu/22767890/Effects_of_multiple_earthquakes_on_inelastic_structural_response
 12. Mander JB, Priestley MJ, Park R (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering* 114(8) 1804-1826. Retrieved from: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%2907339445%281988%29114%3A8%281804%29>
 13. Miao, Z., Ye, L., Guan, H., & Lu, X. (2011). Evaluation of modal and traditional pushover analyses in frame-shear-wall structures. *Advances in Structural Engineering*, 14(5), 815-836. Retrieved from: <https://journals.sagepub.com/doi/10.1260/1369-4332.14.5.815>
 14. Opensees v. 2.4.6, open source for earthquake engineering simulation, copyrighted at university of California at Berkeley, US 2005. Retrieved from: <http://opensees.berkeley.edu/>
 15. Raghunandan, M., Liel, A. B., & Luco, N. (2015). Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(3), 419-439. Retrieved from: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.2478>
 16. Ruiz-García, J. (2012). Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response. *Journal of Earthquake Engineering*, 16(5), 719-737. Retrieved from: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13632469.2012.663154>
 17. Song, R., Li, Y., & van de Lindt, J. W. (2014). Impact of earthquake ground motion characteristics on collapse risk of post-mainshock buildings considering aftershocks. *Engineering Structures*, 81, 349-361. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614006051>
 18. Standard No. 2800 (2005) Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran. Retrieved from: http://iisee.kenken.go.jp/worldlist/26_Iran/Iran%20National%20Seismic%20Code_2007_3rd%20Version_English.pdf
 19. Tefamariam, S., Goda, K., & Mondal, G. (2015). Seismic vulnerability of reinforced concrete frame with unreinforced masonry infill due to main shock-aftershock earthquake sequences. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1427-1449. Retrieved from: <https://earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/042313EQS111M>