

ارزیابی رفتار لرزه‌های سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت زلزله‌های متوالی

شهرزاد محمدی^۱، افشین مشکوه الدینی^{۲*}، علی معصومی^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۷/۰۲، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۱۰)

چکیده

هدف از این پژوهش، ارزیابی پارامترهای پاسخ یک ساختمان فولادی ۲۰ طبقه با ساختار قاب خمشی محیطی دسته شده تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک سه مولفه‌ای به همراه اثرات پس‌لرزه‌ها می‌باشد. ساختار طیفی و مشخصات فیزیکی پس‌لرزه‌ها نیز با شدت‌های متفاوت بوده و فرآیند مدل‌سازی ارتعاشات زمین بر اساس نسبت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی صورت گرفته است. ضوابط و توصیه‌های آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای سازه‌ها، بر اساس تعیین "زلزله طرح" بوده و از اثرات پس‌لرزه‌ها بر روی روند طراحی صرف نظر شده است. این در حالی است که در نواحی با خطرپذیری بالا پس از وقوع تحریک اصلی، پس‌لرزه‌هایی با بزرگای مختلف و در فواصل زمانی متفاوت رخ می‌دهند. مشخصه اصلی موجود در تاریخچه زمانی زمین‌لرزه‌های نیرومند حوزه نزدیک، وجود پالس‌های متوالی و پیوسته سرعت با پیروید بلند و دامنه بزرگ است. وقوع پس‌لرزه‌های قوی و متوالی، می‌تواند سبب تجمع جابجایی ماندگار در رفتار لرزه‌ای سازه بشود. پارامترهای پاسخ بررسی شده در این مطالعه، پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) طبقات، جابجایی نسبی ماندگار طبقات، مکانیزم مفاصل پلاستیک و آرایش نیرویی حاصل از اثر لنگی برش است. ارزیابی نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که اندازه و تغییرات پارامتر جابجایی نسبی ماندگار طبقه، وابستگی مستقیم به ماهیت شتاب‌نگاشت از لحاظ چگونگی اثرات جهت‌داری و نیز نسبت طیفی میان بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی دارد. نمودارهای جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر زلزله‌های متوالی حاوی پس‌لرزه در حالت میدان آزاد و بدون مقیاس و نیز در حالت مقیاس شده، تغییرات قابل ملاحظه‌ای را به نمایش می‌گذارد. حفظ مشخصات رفتار پایدار سازه بویژه در بازه زمانی پالس بزرگ سرعت و پس‌لرزه‌های پیوسته آن، همراه با حفظ دامنه تغییر مکان جانبی در محدوده ایمن، موضوع مهم در بحث فوق است.

واژگان کلیدی

قاب محیطی دسته شده، رفتار غیرخطی، لرزه اصلی، پس‌لرزه، رکورد حوزه نزدیک، پالس سرعت

Evaluation of seismic performance of tall bundled tube structural systems under multiple earthquakes

S. Mohamadi, A. Meshkat-Dini, A. Massumi

Abstract

Provisions and recommendations of seismic codes are generally based on the determination of design earthquake and also the effects of aftershocks are neglected. Moreover, in regions with high seismicity risk, aftershocks with different magnitude and occurrence time would take place following the main-shock. The main purpose of this paper is to evaluate seismic response parameters of a twenty-story bundled tube frame subjected to three-components near-field ground motions considering the effects of aftershocks. Spectral and physical characteristics of aftershocks encompass a wide range of magnitudes. Hence, the ground shaking modeling procedure is conducted via different ratios of aftershock peak ground acceleration divided by that of the proposed main-shock. The main characteristic of strong ground motion records used in this research is the existence of consecutive long duration and high amplitude velocity pulses. Occurrence of successive strong aftershocks leads to accumulation of permanent displacement as well as residual drift in the structures. In order to generate aftershocks, the randomized approach was applied in this study. The response parameters studied in this paper include maximum story drift envelope, story residual drift, plastic hinge mechanisms and induced axial forces due to shear lag effect. The results obtained from analyses reveal that the amount of story drift and its variations, are directly proportional to the presence of rupture directivity effects in earthquake record as well as the ratio of aftershock peak ground acceleration to that of the main-shock, i.e. PGAas/PGAs. Moreover, residual drift under earthquake tremors containing successive aftershocks, either free field records (related to the actual dynamic behavior viewpoint) or scaled ones (related to the performance based design viewpoint) represents considerable variations.

Keywords

Bundled tube, Nonlinear response, Mainshock, Aftershock, Nearfield record, Velocity pulse

یکی از موضوعات جامع مطالعاتی در سال‌های اخیر، ارزیابی پارامترهای پاسخ سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی می‌باشد. بر اساس مطالعات میدانی مربوط به زلزله‌هایی که در نواحی با خطر لرزه خیزی بالا از جمله کالیفرنیا (۱۹۸۰ Mammoth Lake, ۱۹۸۳ Coalinga, ۱۹۹۴ Northridge)، ژاپن (۱۹۹۵ Kobe, ۲۰۱۱ Tohoku)، نیوزلند (۲۰۱۰ Darfield, ۲۰۱۱ Christchurch) و ترکیه (۱۹۹۹ Izmit) به وقوع پیوسته است، می‌توان پی برد که سازه‌ها در این نواحی علاوه بر تحریک اصلی، تحت تاثیر پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف نیز قرار گرفته اند. پس‌لرزه‌ها اغلب به طور ناگهانی بعد از تحریک اصلی و به دلیل تغییرات مولفه‌های تانسور تنش دینامیکی ساختار گسل رخ می‌دهند. به عنوان نمونه، یک روز پس از وقوع زلزله ۱۹۸۵ Michoacan ($M_w=8$) در مکزیک، پس‌لرزه‌ای با بزرگی ۷/۶ به وقوع پیوست و نمود بارزی در افزایش خسارت و دامنه جابه‌جایی ماندگار سازه‌های آسیب دیده داشت. شایان ذکر است که در روند عمومی طراحی لرزه‌ای، تحریک اصلی زمین به صورت عامل تاثیرگذار در نظر گرفته شده و از اثرات پس‌لرزه‌ها به عنوان یک عامل قابل توجه، چشم‌پوشی می‌شود.

زلزله‌های متوالی می‌توانند باعث ایجاد خسارت قابل توجه در اعضای اصلی اسکلت مقاوم سازه و المان‌های غیرسازه‌ای گردند. هرگونه عمل بهسازی و ترمیم بین دو رویداد لرزه‌ای به دلیل نبود زمان کافی، به آسانی امکان‌پذیر نمی‌باشد. همچنین وضعیت پایداری عمومی سازه‌ها تحت اثرات حاصل از پس‌لرزه‌های متوالی، همراه با افزایش جابه‌جایی ماندگار بوده و ممکن است که تا حد فروریزش نهایی نیز پیش رود. بدین ترتیب، ناپایداری دینامیکی کلی برای اسکلت مقاوم حاصل خواهد شد. نمود این پدیده به صورت افزایش خسارت تجمعی تحت اثر زلزله‌های متوالی است. نکته دیگر آن که میزان جابه‌جایی ماندگار نیز مانند پارامتر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات سازه، یک نیاز لرزه‌ای بسیار با اهمیت است [۱-۷].

انجام مطالعات بر روی ویژگی‌های زلزله‌های حوزه نزدیک، بویژه بعد از خسارات شدید حاصل از دو زلزله نوتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و کوبه ۱۹۹۵ ژاپن، مورد توجه بیشتری قرار گرفته است. خسارت‌های ناشی از این زلزله‌ها، پژوهشگران را بر آن داشته که همواره به دنبال راه‌حلی برای جلوگیری از این آسیب‌ها باشند. رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک که حاوی مشخصات فرایند جهت‌داری پیشرونده نیز هستند، تاثیرات بزرگ و ویران‌گری را بر روی اسکلت مقاوم سازه‌ها دارند.

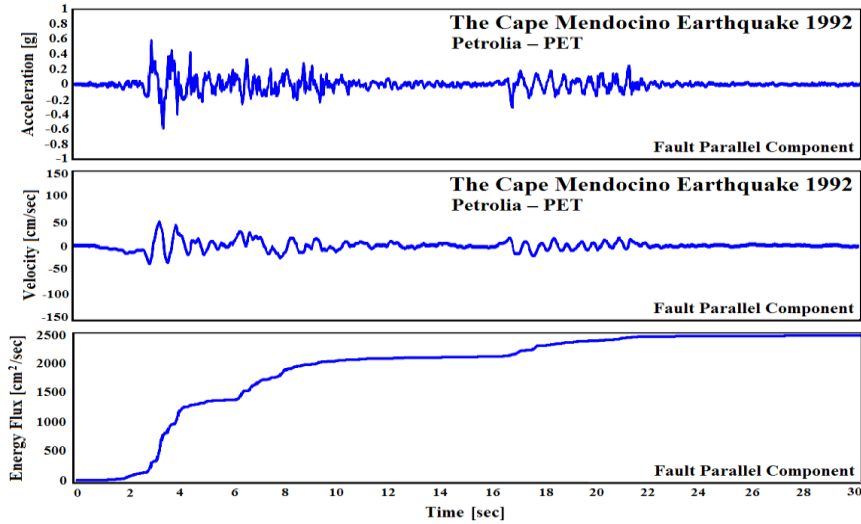
بر اساس شکل (۱)، حضور اثرات جهت‌داری پیشرونده در رکورد حوزه نزدیک کیپ مندوسینو باعث ایجاد اسپایک‌های نیرومند در تاریخچه زمانی شتاب و پالس‌های پر دامنه در تاریخچه زمانی سرعت شده است. نمود عمومی اثرات جهت‌داری پیشرونده، همراه با بروز اسپایک‌های پر انرژی شتاب و پالس‌های بزرگ و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت و جابه‌جایی زمین می‌باشد. نکته دیگر آن که در هنگام زلزله‌های بزرگ، بروز جنبش‌های نیرومند ضربه‌ای زمین که حاوی پالس‌های پر انرژی جهت‌داری پیشرونده نیز هستند، منجر به افزایش برش پایه، نیاز شکل‌پذیری و جابه‌جایی نسبی طبقات در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند می‌گردد. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌گردد، انداز و دامنه عددی مشخصات طیفی مربوط به مولفه افقی در راستای عمود بر شکست گسل (مولفه TR) نسبت به مولفه افقی موازی راستای مذکور (مولفه LN)، بیشتر است. حضور ساختارهای پالس‌گونه در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک سبب می‌شود که مقدار انرژی جنبشی اعمالی به سازه‌ها چندین برابر میزان متناظر آن، ایجاد شده توسط رکوردهای حوزه دور باشد [۸].

یکی از سازه‌های مورد استفاده در اسکلت مقاوم ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، پیکربندی قاب خمشی محیطی است. این سیستم سازه‌ای به لحاظ عملکردی، می‌تواند رفتار لرزه‌ای مناسبی را به نمایش بگذارد. اسکلت سازه‌ای قاب خمشی محیطی، به صورت یک ساختار پیوسته طراحی می‌شود و ستون‌ها در فواصل نزدیک به هم توسط شاه‌تیرهای عمیق در تراز طبقات به یکدیگر اتصال می‌یابند. یکی از موضوعات موجود در طراحی این سیستم سازه‌ای، افزایش نسبی تنش‌های محوری در ستون‌های گوشه‌ای واقع در پیرامون پلان سازه است که تحت اثرات لنگی برش بوجود می‌آید. با بیشتر شدن ارتفاع ساختمان، اثرات بارهای جانبی نیز به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. بنابراین نیاز است تا حد امکان از روند گسترش یابنده کاهش سختی و زوال مقاومت، بویژه در عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه جلوگیری شود. سیستم مقاوم سازه مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب محیطی دسته شده است که علاوه بر چهار قاب خمشی پیرامونی دارای قاب‌های صلب داخلی نیز می‌باشد [۹]. وجود قاب‌های صلب داخلی باعث توزیع یکنواخت‌تر تنش محوری در ستون‌های پیرامونی پلان این سیستم سازه‌ای، نسبت به قاب خمشی محیطی منفرد می‌گردد. بر این اساس نیز اثرات لنگی برش کاهش می‌یابد. همچنین تغییرات لحاظ شده در مدولاسیون و ساختار اسکلت مقاوم نیز به صورت تغییر آرایش

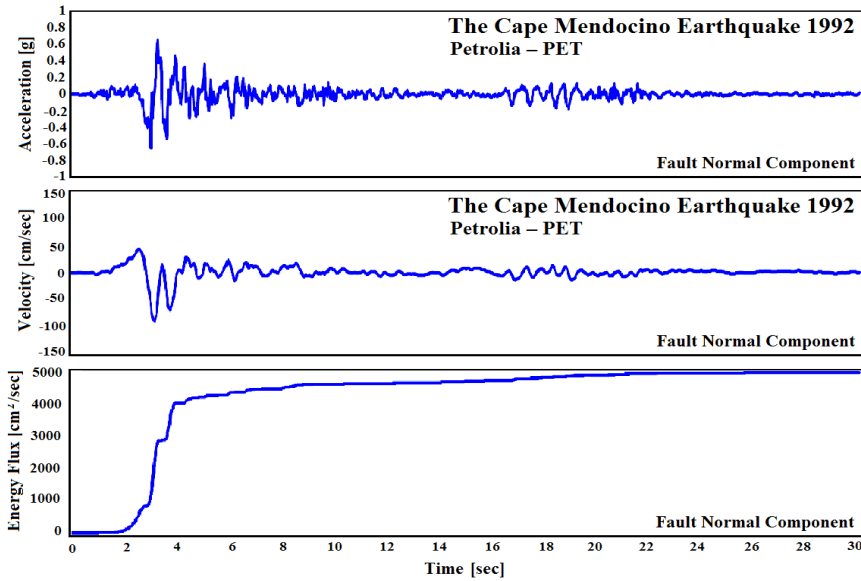


(دریفت)، جابجایی نسبی ماندگار طبقات، مکانیزم مفاصل پلاستیک و تغییرات نیروی محوری ستون‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۱۰].

تیپ‌بندی و ابعاد مقطع المان‌های ستون در صفحات قاب‌های صلب است. در این پژوهش جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه، پارامترهایی همچون بیشینه جابجایی نسبی



(الف)



(ب)

شکل ۱- تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و نمودار انرژی متناظر با مولفه‌های افقی مربوط به رکورد PET از زلزله کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ کالیفرنیا (الف) مولفه موازی با صفحه گسیختگی گسل (مولفه LN) و (ب) مولفه متعامد با صفحه گسیختگی گسل (مولفه TR)

وقوع تحریک اصلی دچار تغییرات می‌شوند. توزیع دوباره تنش و مقاومت اصطکاکی ساختار زمین باعث می‌شود که گسل، پس‌لرزه‌های زیادی را تولید کند. تحقیقات بسیاری در راستای ارزیابی پاسخ سازه‌ها تحت تاثیر زلزله‌های متوالی انجام شده

۲- مروری بر ماهیت زلزله‌های متوالی

نواحی لرزه‌خیز علاوه بر تحریک اصلی، تحت تاثیر پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف نیز قرار می‌گیرند. مولفه‌های تنش در نقاط مختلف محیط پیوسته گسل، بشدت در هنگام

نیرومند، افزایش می‌یابد. بدین لحاظ، یکی از معیارهای مناسب جهت ارزیابی سازه تحت اثر پس‌لرزه، مقدار جابجایی نسبی ماندگار سازه بعد از تحریک اصلی است.

نکته دیگر در خصوص زمینه فوق، کاربرد شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به جای رکوردهای ثبت شده زلزله‌ها است. روند بکارگیری زلزله‌های متوالی مصنوعی شامل تحریک اصلی و پس‌لرزه، بر پایه دو روش تحلیلی Back to back و Randomized استوار می‌باشد. در روش Back to back، تحریک اصلی با دامنه یکسان یا مقیاس شده به عنوان پس‌لرزه به کار می‌رود. خصوصیات تحریک اصلی زمین شامل محتوای فرکانسی و مدت دوام مربوط به هر دو رویداد تحریک اصلی و پس‌لرزه، یکسان می‌باشند. روش Randomized شامل یک تحریک اصلی و نیز انتخاب یک تحریک اصلی با دامنه یکسان یا کاهش یافته، به عنوان پس‌لرزه می‌باشد. در این خصوص نیز یک موضوع جامع آن است که ماهیت محتوای فرکانسی تحریک اصلی و پس‌لرزه دارای تفاوت‌های قابل توجه بوده و کاربرد تحریک اصلی زمین به عنوان پس‌لرزه، مناسب نیست. نکته دیگر آن که مکانیزم تسلیم و روند وقوع ناپایداری احتمالی سازه‌ها تحت رکوردهای زلزله نیز بسیار متفاوت است [۲۱ و ۲۲].

۳- توصیف سازه مطالعاتی

سازه مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب خمشی محیطی دسته شده به ارتفاع ۲۰ طبقه و با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای در نظر گرفته شده است. این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان، بارگذاری و طراحی گردید. طرح پلان منظم و نمای سازه در شکل ۲ مشهود است. پلان سازه دارای شش دهانه به طول ۶ متر در هر دو جهت X و Y می‌باشد. خاک ساختگاه از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه بندی با خطر نسبی زیاد فرض گردیده است [۲۵-۲۳].

ارزیابی معیارهای محدودکننده احتمال وقوع مود کماتش جانبی در کلیه المان‌های شاه تیرها و ستون‌ها صورت گرفته است. نکته دیگر آن که در روند طرح لرزه‌ای سازه مطالعاتی، دو معیار محدودیت جابجایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف لحاظ گردیده است [۲۶ و ۲۷]. تعریف معیار شکل‌پذیری نیز حد متوسط می‌باشد. بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مقادیر بار مرده و زنده اعمالی برای تمام طبقات به ترتیب $0/5 t/m^2$ و $0/2 t/m^2$ و برای بام $0/5 t/m^2$ و $0/15 t/m^2$ است. مشخصات مقاطع اعضا سازه بر اساس

است. چندین محقق از جمله Mahin [۱۱]، Amadio و همکارانش [۱۲]، Hatzigeorgiou [۱۳] مطالعات خود را بر روی بررسی پاسخ غیرالاستیک مدل‌های یک درجه آزادی تحت اثر زلزله‌های متوالی متمرکز نمودند. بر اساس مطالعات تحلیلی مهین بر روی رفتار سیستم‌های یک درجه آزادی الاستوپلاستیک مشخص شد که نیاز شکل‌پذیری جابجایی که برابر نسبت بیشینه جابجایی غیرالاستیک نرمال شده به جابجایی تسلیم است، می‌تواند با یک روند آهسته در انتهای بازه زمانی وقوع پس‌لرزه، نسبت به مقادیر حاصل شده در پایان تحریک اصلی افزایش یابد. اثرات زلزله‌های متوالی روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های یک درجه آزادی تحت مدل‌های هیستریزیک گوناگون توسط آمادیو و همکاران بررسی گردید. هاتزیگرجیو پارامترهای پاسخ دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی را تحت اثر زلزله‌های متوالی مطالعه نمود. مطابق با نتایج تحقیقات وی، دامنه فاکتور کاهش مقاومت سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی در مقایسه با تحریک اصلی، کاهش می‌یابد.

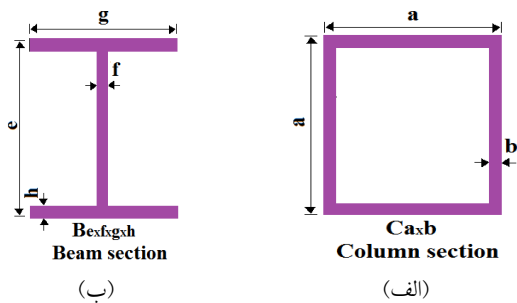
مطالعات زیادی بر روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های چند درجه آزادی تحت اثر زلزله‌های متوالی توسط Di-Sarno [۱۴]، Foutch و همکارانش [۱۵]، Ellingwood و همکارانش [۱۶]، Hatzigeorgiou و همکارانش [۱۷ و ۱۸] انجام گردید. پارامتر زمان تناوب (پریود) غالب در نتایج این مطالعات دخالت مستقیم دارد. این پارامتر برابر با زمان تناوب متناظر با مقدار بیشینه در طیف پاسخ سرعت با میرایی ۵ درصد است. هاتزیگرجیو و همکاران، پارامترهای پاسخ سازه‌های سه بعدی بتن آرمه را تحت تاثیر زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار دادند و مشخص شد که سازه‌ها تحت تاثیر زلزله‌های متوالی، دریفت جانبی و جابجایی نسبی ماندگار بیشتری را نسبت به تحریک اصلی تجربه نموده‌اند. بر اساس مطالعات Garcia و همکارانش [۱۹]، به طور معمول زمان تناوب غالب تحریک اصلی، طولانی‌تر از زمان تناوب غالب بزرگترین پس‌لرزه است و این امر سازگار با نتایج لرزه شناسی می‌باشد. همچنین طبق مطالعات وی بر روی رفتار لرزه ای قاب‌های فولادی تحت اثر زلزله‌های متوالی، دامنه پاسخ اسکلت سازه‌ای ساختمان‌ها وابسته به نسبت زمان تناوب غالب پس‌لرزه به زمان تناوب غالب تحریک اصلی و نیز نسبت زمان تناوب سازه خسارت دیده در اثر تحریک اصلی به زمان تناوب غالب پس‌لرزه می‌باشد. طبق نتایج مطالعات Erochko و همکارانش [۲۰]، وقوع تحریک اصلی ممکن است باعث وقوع جابجایی نسبی ماندگار در ساختمان‌های فولادی شود و همچنین دامنه جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر پس‌لرزه‌های



مشخصات مقاطع طراحی شده برای المان‌های تیر و ستون سازه مطالعاتی در جدول (۱) و شکل (۳) نمایش داده شده‌اند [۱۰].

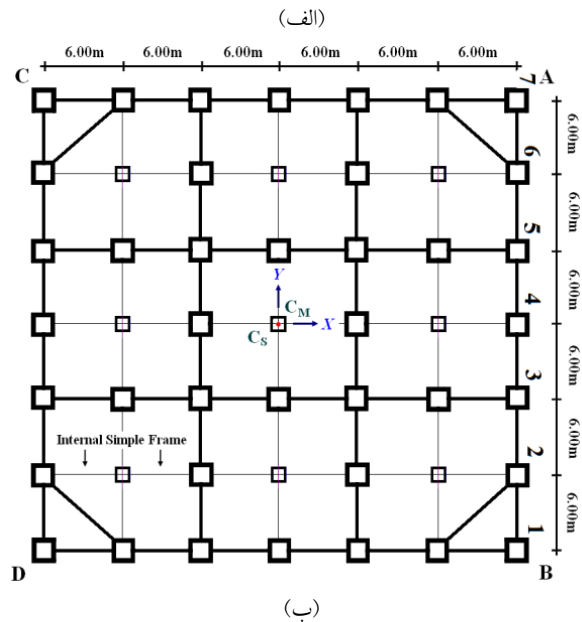
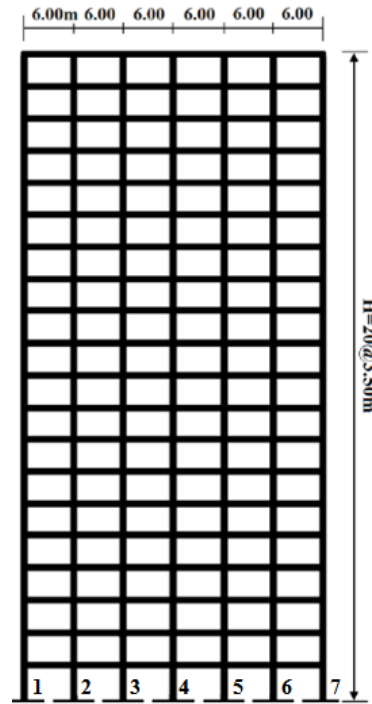
جدول ۱- مقاطع اعضای سازه مطالعاتی قاب محیطی دسته شده
۲۰ طبقه (mm)، [۱۰]

گروه ستون‌های داخلي	گروه طبقات	تیرها	ستون‌های خارجی	گروه طبقات
C 500×25	۱-۴	B 500×15×350×25	C 600×30	۱-۵
C 450×20	۵-۸	B 450×15×350×25	C 550×25	۶-۱۰
C 400×15	۹-۱۲	B 450×10×350×25	C 500×20	۱۱-۱۵
C 350×15	۱۳-۱۶	B 400×10×300×20	C 450×15	۱۶-۲۰
C 300×10	۱۷-۲۰			



شکل ۳- مقاطع المان‌های سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (الف) شاه تیرهای با وضعیت دو سر گیردار و (ب) ستون‌های دارای اتصالات صلب [۱۰]

زمان تناوب (پریود) پنج مود اول ارتعاشی سازه مطالعاتی در جدول (۲) مشخص است. بر اساس این جدول، به دلیل بیشتر بودن زمان تناوب مود اول انتقالی نسبت به اولین مود پیچشی، سازه به صورت پیچشی سخت رفتار می‌نماید. همچنین بر اساس ضوابط گزارش‌های ۴۴۰ و FEMA ۳۵۶ برای توصیف پارامتری رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون در قاب‌های خمشی در اسکلت یکپارچه سازه مطالعاتی، به ترتیب از مفصل غیرخطی M (خمشی) و نیز مفصل غیرخطی PMM (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) استفاده شده است [۲۷ و ۲۸]. مفصل غیرخطی P با ماهیت رفتار محوری نیز برای توصیف عملکرد المان‌های ستون در قاب‌های با اتصالات ساده برشی بکار برده شده است. ساختار تحلیلی رفتار غیرخطی مفاصل فوق در شکل (۴) بیان شده و تعریف عددی هر سه سطح عملکردی خدمت‌پذیری بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) نیز با استناد به مراجع فوق است.



شکل ۲- سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده (الف) نمای مدل ۲۰ طبقه و (ب) پلان سازه شامل صفحات قاب‌های خمشی (خطوط تیره پررنگ) و صفحات قاب‌های ساده مفصلی (خطوط تیره نازک)؛ نمادهای C_M و C_S به ترتیب مراکز جرم و برش طبقه است. اتصالات قاب‌های ساده داخلی از نوع مفصلی می‌باشند [۱۰].

استاندارد ملی ساختمان ایران (مبحث دهم) طراحی شده و در فرآیند طراحی لرزه‌ای اسکلت مقاوم سازه، معیار صلبیت رفتار چشمه‌های اتصال (پانل زون‌ها) لحاظ گردیده است. اطلاعات و

جدول ۲- پریود پنج مود ارتعاشی نخست سازه مطالعاتی (ثانیه)

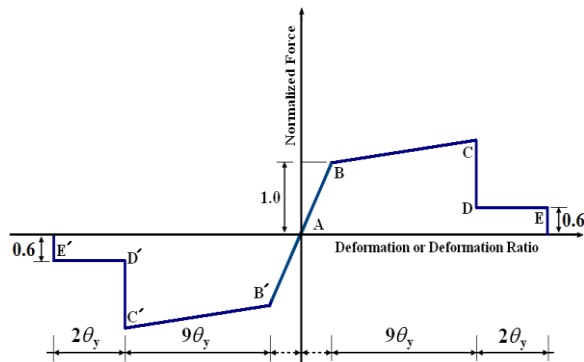
مود انتقالی اول (راستاهای x و y)	مود پیچشی اول (حول محور z)	مود انتقالی دوم (راستاهای x و y)
۲/۹۹	۲/۲۹	۱/۰۹

شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک، سبب تحمیل انرژی زیادی به سازه می‌شود. روند بسیار تند اعمال انرژی جنبشی یک رکورد نیرومند زلزله به سازه در یک مدت کوتاه و نبود زمان کافی برای میرا نمودن آن، سبب تشکیل و گسترش سریع مفاصل غیرخطی در ساختار مقاوم می‌گردد.

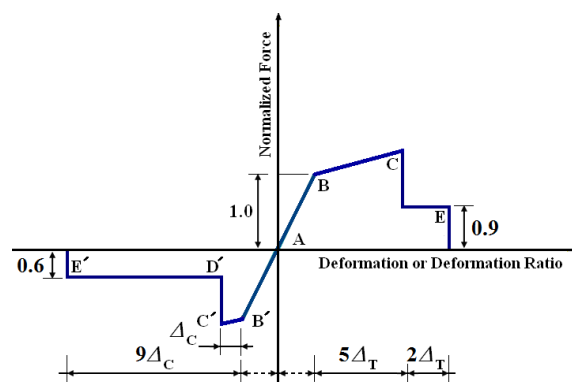
رکوردهای انتخابی نماینده تحریک‌های اصلی در جدول (۳) مشخص می‌باشند. بدیهی است که برای تعریف منطقی پس لرزه‌ها باید رکوردهای زلزله با ماهیت فیزیکی و طیفی به مراتب ضعیف‌تر نسبت به لرزه‌های اصلی را بکار برد. رکوردهای انتخاب شده در جدول (۴) نیز بر اساس همین روند در نظر گرفته شده‌اند. تاریخچه زمانی رکوردهای انتخابی به عنوان پس‌لرزه، تنها حاوی ساختارهای موجی‌شکل با دامنه کوچک (نسبت به پالس‌های بزرگ و پیوسته سرعت) می‌باشند. همچنین، مجموعه‌ای از اسپایک‌های کم‌دامنه، به عنوان نماد عمومی یک رکورد حوزه دور تا موجک‌های دامنه متوسط شتاب برای تبیین ماهیت عمومی یک رکورد حوزه نزدیک ضعیف، در نمودارهای تاریخچه زمانی آنها وجود دارد.

رکوردهای انتخابی (تحریک‌های اصلی) در این پژوهش بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده و ضرایب مقیاس نیز متناظر با زمان تناوب طبیعی (مود پایه) سازه مطالعاتی محاسبه و تعیین گردید. همچنین به منظور ارزیابی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های مختلف، از فرآیندهای ترکیبی با بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به تحریک اصلی (PGAMs) متفاوت استفاده شده است. نکته دیگر آن که نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی به صورت نسبت‌های ۰/۳۵، ۰/۷ و ۱/۰ لحاظ شد. فاصله زمانی میان تحریک اصلی و پس‌لرزه‌ها متفاوت بوده و اعمال این فاصله نیز باعث افزایش زمان تحلیل می‌گردد. بدین منظور میان تحریک اصلی و پس‌لرزه، یک فاصله زمانی به اندازه متناسب با زمان تناوب سازه و با شتاب صفر اعمال گردید. این فاصله زمانی به منظور ساکن شدن سازه تحت اثر تحریک اصلی است و از این رو هیچ‌گونه کنش دینامیکی باقی مانده در اثر تحریک اصلی بر روی رفتار سازه، تحت اثر پس‌لرزه وارد نمی‌شود [۳۰ و ۳۱].

شتاب نگاشت ترکیبی زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (EUR) در جهت عمود بر صفحه شکست گسل (راستای TR) تحت شدت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی



(الف)



(ب)

شکل ۴- مدل تحلیلی مفاصل غیرخطی المان‌های تیر-ستون (الف) مفاصل غیرخطی خمشی M و خمشی-محوری PMM و (ب) مفصل غیرخطی محوری P [۲۸ و ۲۹]

۴- جنبش‌های نیرومند انتخابی

ارزیابی عملکردی سازه‌های مهندسی وابسته به انتخاب مناسب شتاب‌نگاشت‌ها و مدل‌سازی دقیق المان‌های سازه‌ای می‌باشد. شایان ذکر است که پروسه انتخاب، مقیاس‌گذاری و ساختار طیفی شتاب‌نگاشت‌ها تاثیر بسیار مهمی بر روی نتایج تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه دارد. در این پژوهش، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌های متوالی، هفت دسته تحریک‌های متوالی مصنوعی حوزه نزدیک با استفاده از روش Randomized انتخاب شده است. حضور پالس‌های بزرگ با پریود طولانی در تاریخچه زمانی سرعت متناظر با

(PGAs) در شکل (۵) به نمایش در آمده است. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) در جهت X پلان و مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) در راستای Y پلان و مولفه عمودی (مولفه UP) در راستای Z ارتفاعی سازه وارد گردیده‌اند. مشخصات فیزیکی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی و ایستگاه‌های لرزه‌نگاری مربوط به تحریک‌های اصلی در جدول (۳) و پس‌لرزه‌ها در جدول (۴) نمایش داده شده است. اطلاعات و داده‌ها از پایگاه PEER دریافت شده‌اند [۳۲]. ضرایب مقیاس رکوردهای انتخابی (تحریک‌های اصلی) در جدول (۵) آورده شده‌اند.

۵- ارزیابی نتایج تحلیلی انتخابی

به منظور مطالعه اثرات زلزله‌های متوالی بر پاسخ سازه‌های فولادی، یک گروه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی مدل

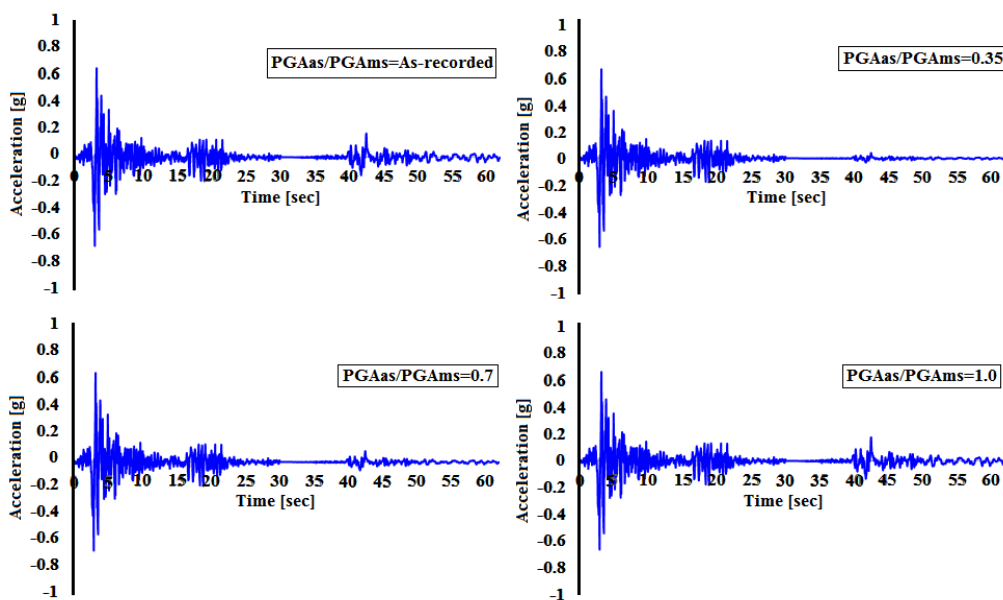
سازه مطالعاتی انجام گردید و نتایج حاصله با پارامترهای پاسخ متناظر تحت تاثیر تحریک اصلی مقایسه شد. مجموعه تحلیل‌های صورت گرفته نیز پوشش دهنده هر دو فرایند محاسباتی مربوط به ارزیابی مشخصات رفتاری اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه و همچنین مطالعه پارامترهای پاسخ غیرخطی تحت رکوردهای انتخابی در دو حالت منفرد (متناظر با لرزه اصلی) و متوالی (متناظر با لرزه اصلی و پس‌لرزه) است. انجام و تکمیل هر دو فرایند محاسباتی فوق نیز بر اساس کاربرد نرم افزار Sap2000 می‌باشد [۳۳]. پارامترهای پاسخ سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه شامل بیشینه جابجایی نسبی (دریافت)، جابجایی نسبی ماندگار طبقات (دریافت ماندگار)، مکانیزم مفاصل پلاستیک و چگونگی توزیع بیشینه نیروی محوری ستون‌ها تحت اثر لنگی برش است.

جدول ۳- مشخصات طیفی تحریک‌های اصلی مورد استفاده

PGV/PGA (sec)	PGV (cm/sec)	PGA (g)	بزرگی (M_w)	مولفه	رکورد زلزله (مشخصه جهت داری)
۰/۰۹	۵۹/۶	۰/۶۳۵	۶/۶	موازی با گسل	بم ۲۰۰۳ Bam City BAM - 1.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۶	۱۲۳/۷	۰/۷۹۳		عمود بر گسل	
۰/۰۴	۳۷/۶۶	۰/۹۹۹		قائم	
۰/۲۳	۷۱/۵۵	۰/۳۱	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ Meloland Overpass MEL - 1.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۳۲	۹۰/۳۷	۰/۲۹		عمود بر گسل	
۰/۱۲	۲۸/۹۳	۰/۲۵		قائم	
۰/۱۲	۹۷/۷	۰/۸۳۶	۷/۴	موازی با گسل	طیس ۱۹۷۸ Tabas City TAB - 3.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۴	۱۲۱/۳	۰/۸۵۱		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۴۵/۵	۰/۶۸۸		قائم	
۰/۰۹	۴۹/۸۸	۰/۵۹	۶/۹	موازی با گسل	لوما پریتا ۱۹۸۹ Los Gatos LGP - 6.1 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۷	۹۵/۸۶	۰/۵۶۳		عمود بر گسل	
۰/۰۶	۵۳/۱۶	۰/۸۶		قائم	
۰/۱۲	۱۰۲/۸	۰/۸۹۷	۶/۷	موازی با گسل	نورتریج ۱۹۹۴ Sylmar Converter SCS - 6.2 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۹	۱۱۷/۴	۰/۶۱۲		عمود بر گسل	
۰/۰۶	۳۴/۶	۰/۵۸۶		قائم	
۰/۰۸	۷۵/۹۵	۰/۹۳۹	۶/۷	موازی با گسل	نورتریج ۱۹۹۴ Sepulveda SPV - 8.9 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۱	۸۴/۴۸	۰/۷۵۲		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۳۳/۰۵	۰/۴۶۷		قائم	
۰/۰۸	۴۸/۰۲	۰/۵۸۹	۷/۱	موازی با گسل	کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ Petrolia PET - 9.5 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۴	۸۹/۵۴	۰/۶۶۲		عمود بر گسل	
۰/۱۶	۲۵/۳۰	۰/۱۶۳		قائم	

جدول ۴- مشخصات طیفی پس‌لرزه‌های مورد استفاده

PGV/PGA (sec)	PGV (cm/sec)	PGA (g)	بزرگی (M_W)	مولفه	رکورد زلزله (نوع جهت داری)
۰/۰۹	۴۰/۸۱	۰/۴۸	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ El Centro Differential Array EL DA - 5.3 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۲۱	۷۱/۲۶	۰/۳۵۲		عمود بر گسل	
۰/۰۳	۲۰/۵۸	۰/۷۰۷		قائم	
۰/۱۸	۳۷/۴۲	۰/۲۱۳	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ El Centro County Center EL CC - 7.6 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۲۹	۶۸/۷۵	۰/۲۳۵		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۱۸/۰۹	۰/۲۴۶		قائم	
۰/۰۸	۴۱/۱۵	۰/۵۱۲	۶/۹	موازی با گسل	لوما پریتا ۱۹۸۹ Saratoga Aloha STG - 8.5 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۱۳	۴۲/۵۹	۰/۳۲۴		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۲۶/۸۲	۰/۳۸۹		قائم	
۰/۱۱	۳۱/۴۰	۰/۳۰۱	۶/۷	موازی با گسل	نورت ریج ۱۹۹۴ Pacoima Kagel PKC - 8.2 km (جهت داری خنثی)
۰/۱۲	۵۱/۴۰	۰/۴۳۲		عمود بر گسل	
۰/۱۱	۲۱/۵۰	۰/۱۹۵		قائم	
۰/۰۶	۲۰/۶	۰/۳۲۸	۷/۴	موازی با گسل	طبس ۱۹۷۸ Dayhook DAY - 17 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۰۷	۲۶/۵	۰/۴۰۶		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۱۲	۰/۱۸۳		قائم	
۰/۱۳	۲۰/۱۴	۰/۱۵۴	۷/۱	موازی با گسل	کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ Eureka EUR - 44.6 km (حوزه دور)
۰/۱۶	۲۸/۲۳	۰/۱۷۸		عمود بر گسل	
۰/۱۸	۷/۵۵	۰/۰۴۲		قائم	



شکل ۵- شتاب نگاشت ترکیبی متناظر با مولفه متعامد با صفحه شکست گسل (مولفه TR) مربوط به زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (EUR) تحت شدت‌های متفاوت پس‌لرزه (PGAAs/PGAs)

جدول ۵- ضرایب مقیاس رکوردهای انتخابی به عنوان تحریک اصلی (جدول ۳)

رکوردهای مقیاس	ضریب مقیاس	رکوردهای مقیاس	ضریب مقیاس
Bam 2003 - BAM	۲/۲۶	Cape Mendocino 1992 - PET	۲/۰۹
Tabas 1978 - TAB	۱/۷۱	Northridge 1994 - SPV	۱/۶۴
Northridge 1994 - SCS	۱/۰۶	Imperial Valley 1979 - MEL	۱/۰۳
Loma Prieta 1989 - LGP	۱/۰۵	Northridge 1994 - ARL	۱/۹۰

با مولفه عمود بر جهت گسلش (مولفه TR) است. بیشینه جابجایی نسبی سازه ۲۰ طبقه در راستای مولفه LN رکورد SPV برابر با ۰/۱۸ شده، در حالی که بیشینه دررفت در راستای مولفه TR برابر با ۰/۱۴ می‌باشد.

بر اساس نتایج این پژوهش ملاحظه گردید که یک تحریک اصلی نیرومند و پرانرژی باعث ایجاد پاسخ غیرخطی به نسبت بزرگ در اسکلت مقاوم می‌گردد و روند تشکیل حوزه های غیرخطی نیز منجر به افزایش زمان تناوب ارتعاش سازه می‌شود. بنا بر این، رابطه بین زمان تناوب سازه آسیب دیده در اثر تحریک اصلی و زمان تناوب غالب پس‌لرزه، می‌تواند بزرگ‌تر از یک نیز بشود. بدین لحاظ ملاحظه شد که با وجود پس‌لرزه در زلزله‌های متوالی $MEL-EL DA$, $LGP-STG$, $TAB-DAY$, $PET-EUR$, $SCS-PKC$ (جدول (۳) و (۴))، دامنه عددی نیاز دررفت جانبی چندان افزایش نمی‌یابد. مطابق با شکل (۷)-الف، اعمال پس‌لرزه انتخابی از زلزله امپریال ولی ۱۹۷۹ (رکورد $EL CC$) با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه ($PGAAs$) به بیشینه شتاب تحریک اصلی ($PGAs$)، باعث تغییر نیاز بیشینه جابجایی نسبی در مقایسه با حالت انفرادی تحریک اصلی $SPV 1994$ شده است.

بیشینه جابجایی نسبی در طبقه هفتم سازه مطالعاتی تحت اثر پس‌لرزه مقیاس شده فوق با نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی زمین برابر با ۱ ($PGAAs/PGAs=1/0$) حدود ۰/۲۴ است. این مقدار تحت اثر تحریک اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) برابر با ۰/۱۴ می‌باشد. این نتیجه متأثر از نزدیکی زمان تناوب سازه آسیب دیده تحت اثر تحریک اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) به زمان تناوب غالب پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ ($EL CC$) و همچنین طولانی‌تر بودن نسبی زمان تناوب غالب پس‌لرزه نسبت به تحریک اصلی است. زمان تناوب سازه آسیب دیده در اثر تحریک اصلی (SPV) برابر با ۳/۱ ثانیه می‌باشد. بدین ترتیب، بر اساس شکل (۸)، نسبت زمان تناوب غالب مربوط به پس‌لرزه ($EL CC$) به تحریک اصلی (SPV) مساوی با ۴/۵ بدست می‌آید. مطابق با شکل ۷-ب، پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ ($EL DA$) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با یک ($PGAAs/PGAs=1/0$) باعث افزایش بیشینه دررفت جانبی در طبقات نیمه پایینی اسکلت مقاوم شده است. به عنوان نمونه، دررفت جانبی طبقه دوازدهم سازه مطالعاتی تحت اثر تحریک اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) برابر با ۳/۲ درصد حاصل شده و اندازه این پارامتر نیز پس از اعمال پس‌لرزه شدید به ۴/۱ درصد رسیده

شکل‌های (۶) تا (۱۲) نمایش‌دهنده نمودارهای تغییرات پارامترهای پاسخ حاصل از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی می‌باشند. به منظور جلوگیری از آسیب‌های قابل توجه سازه‌ای و حصول پایداری اسکلت مقاوم، محدودیت‌های مشخص توسط آیین‌نامه‌های طراحی ارائه گردیده است. در همین موضوع نیز یکی از مشخصه‌های مهم در ارزیابی سازه، پارامتر جابجایی نسبی طبقه (دررفت جانبی) می‌باشد. یک ارتباط ساختاری میان پارامتر جابجایی نسبی و تقاضای شکل‌پذیری برای هر طبقه اسکلت مقاوم سازه وجود دارد [۳۴ و ۳۵].

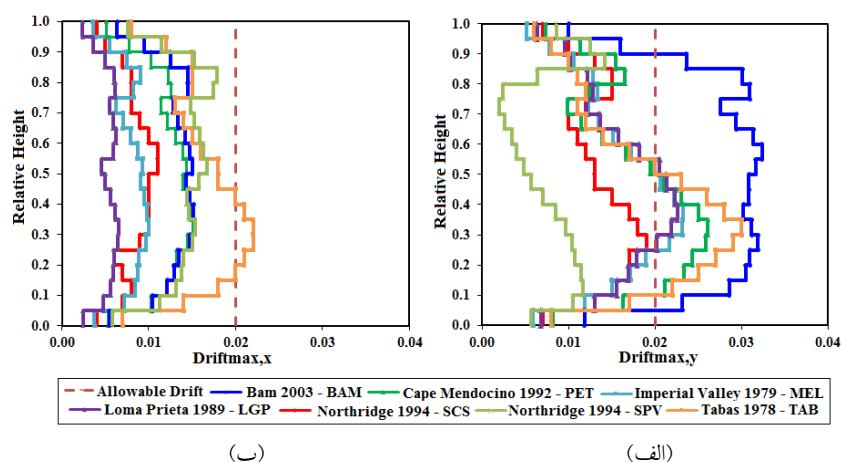
بیشینه جابجایی نسبی حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت تحریک‌های اصلی (جدول (۳)) در نقطه A پلان مدل مطالعاتی، در شکل (۶) نمایش داده شده است. نتایج تحلیلی حاصل از رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک حاوی پالس بزرگ سرعت، افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقدار جابجایی نسبی ایجاد نموده و همچنین حد مجاز ۰/۰۲ نیز مشهود است. ارزیابی ساختار پاسخ لرزه‌ای سازه ۲۰ طبقه در راستای مولفه LN (مولفه موازی صفحه شکست گسل) نشان دهنده مقادیر بیش از ۲ درصد برای جابجایی نسبی در طبقات پایینی تحت شتاب نگاشت نیرومند حوزه نزدیک طبس ۱۹۷۸ (TAB) می‌باشد. همچنین در راستای عمود بر گسل (مولفه TR) مقدار جابجایی نسبی نیز تحت اکثر تحریک‌های اصلی (جدول (۳)) بجز رکوردهای SPV و SCS از زلزله نورتریج ۱۹۹۴، به بیش از ۲ درصد رسیده است.

به عنوان نمونه، بیشینه جابجایی نسبی در طبقه دوازدهم سازه ۲۰ طبقه تحت اثر رکورد $BAM 2003$ و هم‌راستا با مولفه TR در حدود ۳/۲ درصد می‌باشد که ۱/۲ درصد بیشتر از مقدار جابجایی نسبی مجاز آیین‌نامه است. همچنین، دررفت جانبی این سازه تحت اثر رکورد $SPV 1994$ ، در جهت مولفه موازی با راستای گسلش (مولفه LN) دارای اندازه بیشتری در مقایسه

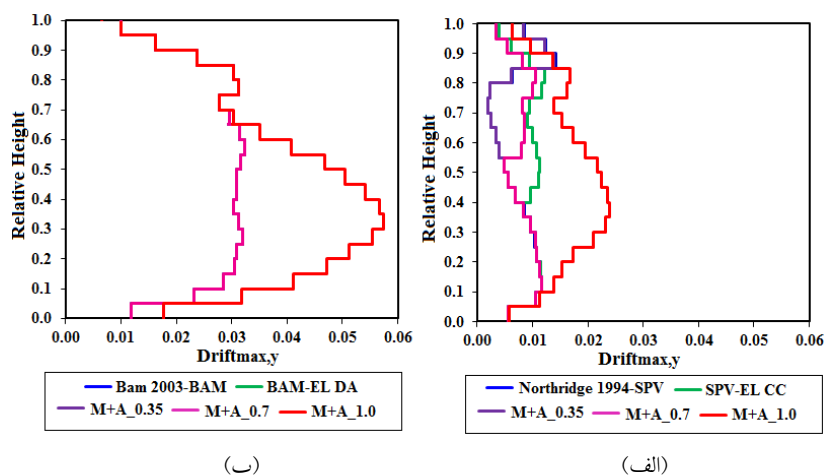
نمونه، بیشینه نیاز جابجایی نسبی ماندگار طبقه برای سطوح عملکرد ایمنی جانی (Life Safety - LS) و آستانه فروریزش (Collapse Prevention - CP) به ترتیب نباید بیشتر از ۱٪ و ۴٪ بشود. ایجاد مقدار زیاد جابجایی نسبی ماندگار می‌تواند حاکی از وضعیت بحرانی در پایداری دینامیکی سازه باشد. نکته دیگر آن که مقدار کوچک جابجایی نسبی ماندگار نیز نمی‌تواند بیان‌کننده دقیق ایجاد خسارت کم در اسکلت مقاوم سازه باشد [۳۶-۳۸]. تشریح جامع‌تر این موضوع آن است که سازه بعد از تحمل چرخه‌های شدید ارتعاشات غیرخطی، ممکن است در وضعیت بیشینه جابجایی خود به حالت سکون نرسد [۳۹ و ۴۰].

است. تغییرات دامنه بیشینه جابجایی نسبی تحت اثر پس‌لرزه، وابستگی مستقیم به ماهیت شتاب نگاشت، زمان تناوب و مشخصات طرح سازه دارد.

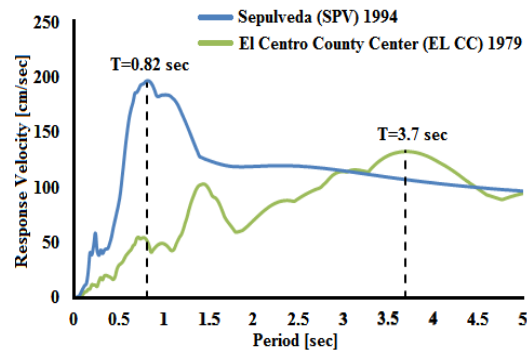
بر اساس نتایج مطالعات، تحت اثر زلزله‌های متوالی میزان جابجایی نسبی ماندگار طبقات دچار یک افزایش ناهم‌هنگ و ناهمگون در راستای ارتفاع اسکلت سازه می‌شود. جابجایی نسبی ماندگار طبقات می‌تواند به عنوان معیار مناسبی جهت ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه تحت اثر تحریک اصلی تعیین گردد. گزارش FEMA ۳۵۶ جهت ارزیابی و بهسازی ساختمان‌ها، حدود مجاز برای نیاز جابجایی نسبی ماندگار را توصیه نموده که وابسته به سطح عملکرد سیستم است. برای



شکل ۶- پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) طبقات سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (شکل ۲) متناظر با (الف) مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) و (ب) مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN)



شکل ۷- پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت جانبی) طبقات سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (شکل ۲) متناظر با راستای مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) تحت اثر زلزله متوالی و با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه (الف) فرآیند SPV-EL CC (نمودار با رنگ سبز مربوط به تعریف پس‌لرزه در حالت میدان آزاد است) و (ب) فرآیند BAM-EL DA (توضیح آن که به دلیل نزدیکی دامنه عددی نقاط مشخصه در نمودارهای تحلیلی در بخش (ب)، انطباق و همپوشانی رخ داده است. دو نشانه M و A در شکل‌ها به ترتیب نمایش‌گر تحریک اصلی و پس‌لرزه می‌باشند).



شکل ۸- طیف پاسخ سرعت شتاب نگاشت‌های ترکیبی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) و امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL CC) متناظر با مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)؛ دو مقدار پارامتر T برابر با 0.82 ثانیه و 3.7 ثانیه به ترتیب بیان‌گر زمان تناوب غالب تحریک اصلی (رکورد SPV 1994) و نیز پس‌لرزه (رکورد EL CC 1979) است.

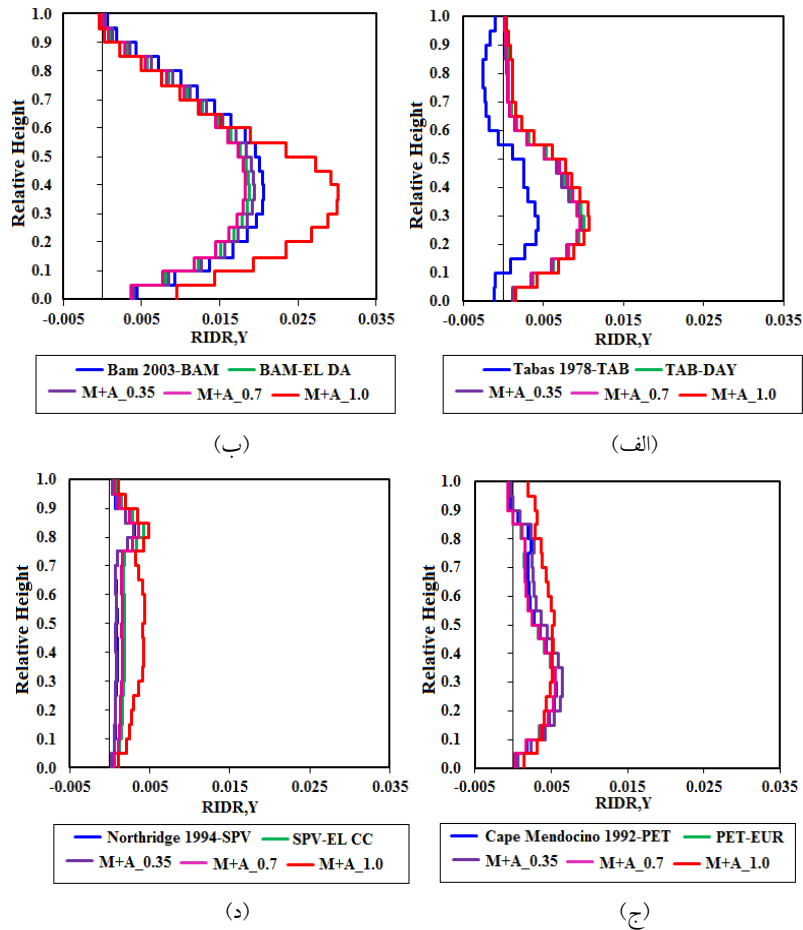
است. جابجایی نسبی ماندگار در ارتفاع سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی SPV-EL CC و PET-EUR در حالت اعمال تحریک اصلی به تنهایی و همچنین حالت پس‌لرزه بدون مقیاس و نیز مقیاس شده (به نسبت‌های عددی بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با 0.35 و 0.7) دارای مقادیر نزدیک و یکسانی می‌باشد.

همچنین به منظور نمایش مفهومی ماهیت مخرب شتاب نگاشت‌های نیرومند حوزه نزدیک و تاثیرات آن بر عملکرد لرزه‌ای اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی، مکانیزم مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب خمشی DB (شکل ۲) در راستای مولفه L/N (مولفه موازی صفحه شکست گسل) تحت تحریک‌های اصلی سه مولفه‌ای TAB، PET و نیز آرایش زلزله‌های متوالی TAB-DAY و PET-EUR در شکل (۱۰) به نمایش در آمده است. همانطور که در شکل به وضوح دیده می‌شود، تحت اثر شتاب نگاشت سه مولفه‌ای TAB، دامنه رفتار لرزه‌ای سازه به حد فراتر از آستانه فروریزش رسیده است. وجود پس‌لرزه DAY نیز دامنه رفتار غیرخطی سازه را در مقایسه با تحریک اصلی TAB به نسبت افزایش می‌دهد. این در حالی است که ساختار نهایی مفاصل پلاستیک تحت اثر تحریک اصلی PET، تشکیل شده و اعمال پس‌لرزه EUR تاثیری چندانی در افزایش تعداد و دامنه عملکردی مفاصل پلاستیک ندارد.

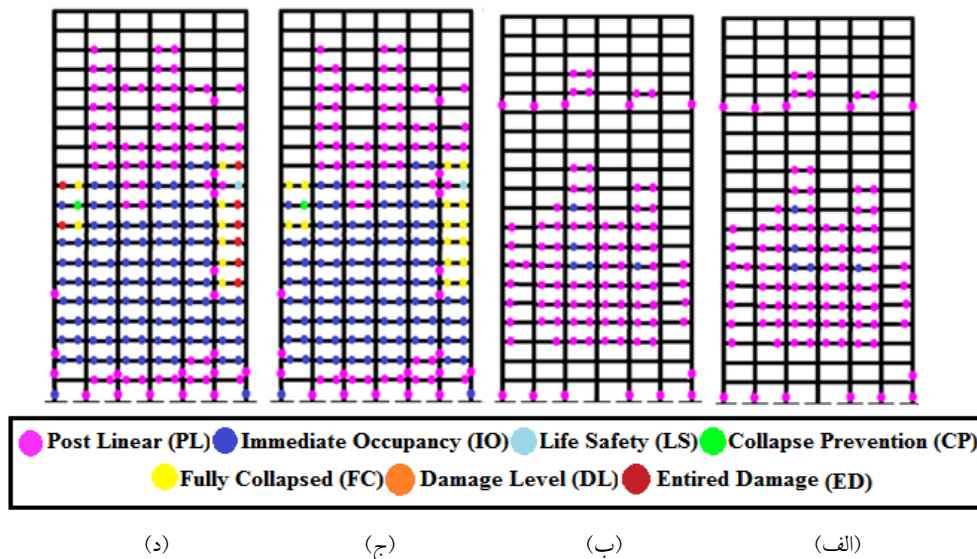
سطح عملکرد با نشانه PL بیان‌گر پدیدار شدن نخستین مشخصات رفتار غیرخطی است. تعریف عمومی سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (Immediate Occupancy - IO) نیز به ترتیبی است که در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای اسکلت مقاوم سازه دچار کاهش ناچیزی شده و قابلیت استفاده

رفتار لرزه‌ای سیستم سازه‌ای مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی حاوی پس‌لرزه در دو حالت بدون مقیاس و مقیاس شده و با شدت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی (PGAs)، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته است. همچنین نتایج مشروح حالت یاد شده، با پارامترهای عددی متناظر حاصل شده از حالت در نظرگیری تنها خود تحریک اصلی نیز مقایسه گردید. شکل (۹) جابجایی نسبی ماندگار طبقات را در ثانیه آخر تحریک، در محل مرکز جرم C_M و در راستای Y پلان سازه تحت زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی، نشان می‌دهد.

بر طبق شکل (۹) تغییرات جابجایی نسبی ماندگار سازه ۲۰ طبقه در راستای ارتفاع اسکلت مقاوم، روند مشخصی ندارد. این موضوع به محتوای فرکانسی شتاب نگاشت زلزله و اثرات انتشار امواج در اسکلت مقاوم وابسته است. سازه تحت شتاب نگاشت نیرومند BAM بزرگترین جابجایی نسبی ماندگار را تجربه نموده و نرخ جابجایی نسبی ماندگار تحت تحریک اصلی در طبقات پایینی بیشتر می‌باشد. بیشینه جابجایی نسبی ماندگار تحت رکورد BAM به حدود $2/1$ درصد رسیده که این مقدار تحت اثر پس‌لرزه با شدت نسبی بیشینه برابر با یک ($PGAAs/PGAs=1/0$) به مقدار ۳ درصد افزایش یافته است (شکل ۹). همچنین بیشینه جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر رکوردهای PET، TAB و SPV به ترتیب برابر با 0.57 ، 0.44 و 0.31 درصد می‌باشد. مقادیر متناظر نیز تحت اثر پس‌لرزه با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با یک، به ترتیب به 0.53 ، $1/1$ و 0.48 درصد افزایش یافته



شکل ۹- تغییرات جابجایی نسبی ماندگار (دریفت ماندگار) واقع در محل مرکز جرم طبقات سازه مطالعاتی (شکل (۲)) در آخرین ثانیه تحریک تحت آرایش‌های مختلف زلزله‌های متوالی با تحریک اصلی به ترتیب (الف) طیس ۱۹۷۸ (TAB)، (ب) بم ۲۰۰۳ (BAM)، (ج) کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) و (د) نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) متناظر با مولفه عمود بر گسل (دو نشانه M و A به ترتیب نمایش گر تحریک اصلی و پس لرزه می باشند).

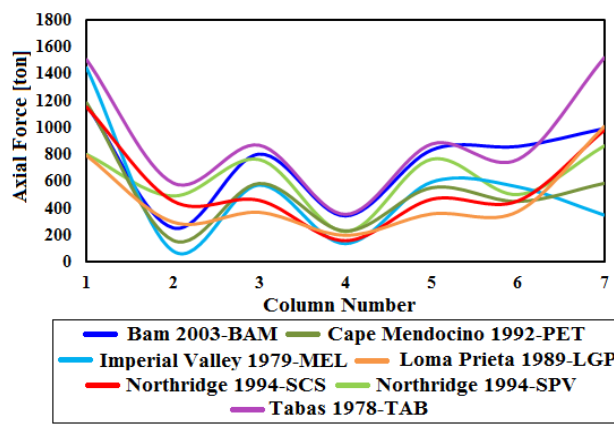


شکل ۱۰- ساختار مفاصل غیرخطی تشکیل شده در قاب خمشی BD (شکل (۲)) در راستای X پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر (الف) شتاب نگاشت حوزه نزدیک PET، (ب) زلزله متوالی PET-EUR، (ج) شتاب نگاشت حوزه نزدیک TAB و (د) زلزله متوالی TAB-DAY

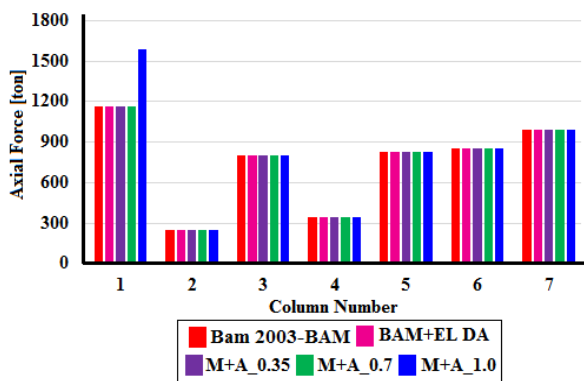
است. محور عمودی در این شکل نشان دهنده نیروی محوری المان ستون و محور افقی نیز نمایشگر شماره ستون است. ملاحظه شد که وقوع پس‌لرزه بعد از تحریک‌های اصلی حوزه نزدیک TAB، LGP، PET، MEL و SCS تاثیر چندانی در تغییر نیروی محوری نداشته و تغییرات مشخص پاسخ لرزه‌ای سازه تحت تاثیر تحریک اصلی است. همانطور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) در حالت‌های بدون مقیاس و مقیاس شده به نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب اصلی برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷، تاثیری در تغییر بیشینه نیروی محوری نداشته است.

از آن برقرار باشد. وضعیت احتمالی ایجاد خسارت قابل ملاحظه در سازه، متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) نیز می‌تواند برقرار شود. همچنین با وجود این میزان خرابی‌ها، ناپایداری دینامیکی رخ نداده و انتظار خسارت جانی نیست. دامنه تحلیلی متناظر با سطح عملکرد آستانه فروریزش (GP) هنگامی رخ می‌دهد که آستانه ناپایداری کلی یا موضعی در اسکلت سازه ایجاد بشود.

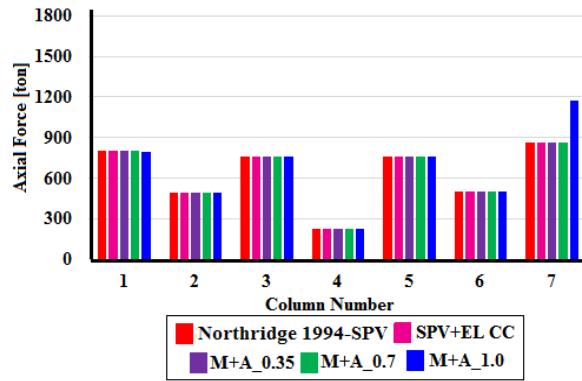
پخش بیشینه نیروی محوری ستون‌های طبقه اول قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه تحت تحریک‌های اصلی به همراه میانگین نیروی محوری حاصل از شتاب نگاشت‌های اعمالی، در شکل (۱۱) به نمایش در آمده



شکل ۱۱- بیشینه نیروی محوری همگی ستون‌های قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر تحریک‌های اصلی مورد استفاده، (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل (۲) مشخص شده است).



(ب)



(الف)

شکل ۱۲- بیشینه نیروی محوری همگی ستون‌های قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت آرایش‌های مختلف زلزله متوالی متناظر با: (الف) SPV-EL CC و (ب) BAM-EL DA. (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل ۲ مشخص شده است).

اعمال پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با ۱/۰، بعد از تحریک‌های اصلی BAM و SPV به ترتیب باعث افزایش نیروی محوری ستون‌های شماره ۱ و ۷ شده‌اند. نیروی محوری دو ستون مذکور تحت اثر پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با ۱/۰ (PGAAs/PGAs=۱/۰)، به ترتیب در حدود ۴۲۳ و ۳۱۳ تن نسبت به حالت تحریک‌های منفرد اصلی BAM (ستون شماره ۱) و SPV (ستون شماره ۷) افزایش داشته است. اندرکنش نیرویی قابل توجه میان المان‌های سازنده قاب‌های خمشی سازه مطالعاتی بویژه در طبقات پایین‌تر اسکلت مقاوم، سبب می‌شود تا توزیع نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ای پلان (به خصوص در طبقه اول) بزرگ‌تر از ستون‌های دهانه‌های میانی صفحات قابی صلب واقع در پیرامون سازه شود. نمود این وضعیت نیز تاثیر پذیرفته از قابلیت انعطاف‌پذیری المان‌های تیر است که اثرات لنگی برش را تحمل می‌نمایند. بدین ترتیب با توجه به شکل (۱۱) نیروهای محوری در ستون‌های گوشه پلان، بطور نسبی بزرگتر از ستون‌های داخلی است. نمود این روند تحت شتاب‌نگاشت‌های نیرومند زلزله بدلیل وجود پالس‌های پر دامنه و بلند پر یود سرعت، شدیدتر نیز خواهد بود. به عنوان نمونه، بیشینه نیروی محوری ستون شماره ۷ تحت اثر شتاب‌نگاشت TAB برابر با ۱۵۱۶ تن می‌باشد که حدود ۱۱۶۵ تن بیشتر از نیروی محوری ستون شماره ۴ است.

ماهیت پرنرژی و قدرتمند رکوردهای حوزه نزدیک، بویژه در حالت ضریب‌دار شده می‌تواند رسیدن به دامنه عددی مولفه‌های کرنش تسلیم در اعضای سازه را سرعت بخشد. همچنین، امکان افزایش تنش نرمال در مقطع ستون‌های اصلی اسکلت مقاوم تا حد جاری شدن نیز محتمل خواهد بود. بروز این مشخصه‌های رفتاری و برآیندهای نیرویی ناشی از آن بویژه تحت اثرات رفت و برگشتی انتشار تشدید یافته امواج زلزله در سازه و نیز وجود مولفه نیرومند قائم، می‌تواند چگونگی توزیع برآیند نیروی محوری دینامیکی در المان‌های ستون طبقات پایینی قاب‌های صلب تشکیل دهنده پوسته محیطی اسکلت مقاوم سازه را تحت تاثیر قرار دهد. همچنین با اعمال رکوردهای ضریب‌دار شده حوزه نزدیک، تاثیرات پس‌لرزه‌های مختلف و فرایند لنگی برش، بیشتر در برآیندهای نیرویی ستون‌های گوشه‌ای پلان نمود مشخص دارد.

برآیندهای نیرویی نشان داده شده در شکل (۱۲) به صورت

بیشینه محتمل در بازه زمانی پالس پیوسته سرعت می‌باشند. تشکیل و گسترش سریع ناحیه‌های تسلیم در اسکلت مقاوم سازه، همراه با افزایش سریع برآیندهای نیرویی داخلی المان‌های اصلی در محدوده زمانی پالس پیوسته سرعت و اسپایک‌های پر دامنه وابسته آن صورت می‌گیرد. بر همین پایه نیز کنش و واکنش بیشینه نیرویی المان‌های ستون در حدود نقاط اوج دامنه در بازه پر یود پالس سرعت بوقوع می‌پیوندد.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی و به صورت سه مولفه‌ای، مورد ارزیابی قرار گرفت. پدیدار شدن پالس‌های پرنرژی سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند سبب ایجاد نیازهای لرزه‌ای شدید در عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه شود. این موضوع نیز منجر به تغییر نسبی زمان تناوب سازه آسیب دیده شده و نسبت میان زمان تناوب سازه در این حالت به زمان تناوب غالب پس‌لرزه، در دامنه بیشتر از یک قرار خواهد گرفت.

نتایج این پژوهش بیان‌گر آن است که اعمال پس‌لرزه‌های ضعیف رخ داده پس از تاثیرگذاری لرزش‌های نیرومند حوزه نزدیک بر اسکلت مقاوم سازه، نمود چندانی در تغییر پارامتر بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) جانبی طبقات نخواهد داشت. وقوع پس‌لرزه‌های نیرومند با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی (PGAs) بعد از جنبش اصلی زمین، می‌تواند باعث تغییر دامنه نیاز بیشینه جابجایی نسبی (تا حدود ۳ درصد) در مقایسه با تحریک اصلی گردد. نمود این وضعیت در طبقات نیمه پایینی اسکلت مقاوم سازه بیشتر و مشخص‌تر است. همچنین احتمال بالای وقوع جابجایی نسبی (دریفت) بیشتر از حد مجاز آیین‌نامه (۰/۰۲) به ویژه در طبقات پایین اسکلت مقاوم سازه، نمود روشن‌تری دارد. بر اساس بررسی‌های صورت گرفته مشخص شد که چگونگی تغییرات پارامتر جابجایی نسبی ماندگار سازه مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی، غیرقابل پیش‌بینی بوده و در بعضی موارد نیز پس‌لرزه باعث یک کاهش نسبی کوچک در دریفت ماندگار شده است. باید دانست که کاهش جابجایی نسبی ماندگار توسط پس‌لرزه به معنای خسارت کمتر سازه‌ای نمی‌باشد. همچنین احتمال برقرار شدن این وضعیت وجود دارد که سازه بعد از



- pp. 2744-2755.
- [4] Loulelis, D., Hatzigeorgiou, G. and Beskos, D. (2012), "Moment resisting steel frames under repeated earthquakes", *Earthquake and Structures*, Vol. 3, pp. 231-248.
- [5] García, J.R., Marín, M.V. and Terán-Gilmore, A. (2014), "Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, 56-68.
- [6] García, J.R. and Aguilar, J.D. (2015), "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(9), 1391-1407.
- [7] Yaghmaei-Sabegh, S. and García, J.R. (2016), "Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan-Ahar events", *Engineering Structures*, Vol. 110, pp. 281-292.
- [8] Dabaghi, M. and Der Kiureghian, A. (2018), "Simulation of orthogonal horizontal components of near-fault ground motion for specified earthquake source and site characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, pp. 1369-1393.
- [9] Moon, K.S. (2018), "Dynamic interrelationship between the evolution of structural systems and façade design in tall buildings: from the Home Insurance building in Chicago to the present", *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 7, pp. 1-16.
- [10] Mohammadi, S. (2017), "Assessment of seismic demand parameters of modular steel buildings under strong earthquake records containing the effects of aftershocks", MSc. Thesis, Kharazmi University, (in Persian).
- [11] Mahin, S.A. (1980), "Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes", *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey, pp. 677-680.
- [12] Amadio, C., Fragiaco, M. and Macorini, L. (2004), "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 2021-2035.
- [13] Hatzigeorgiou, G.D. (2010), "Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 170-183.
- [14] Di-Sarno, L. (2013), "Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 673-681.
- [15] Foutch, D.A. and Lee, K. (2004), "Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, 588-599.
- [16] Ellingwood, B.R. and Li, Q. (2007), "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 405-427.
- [17] Hatzigeorgiou, G.D. and Liolios, A.A. (2010), "Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1010-1025.
- [18] Hatzivassiliou, M. and Hatzigeorgiou, G.D. (2015), "Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 72, pp. 77-88.
- [19] García, J.R. and Negrete-Manriquez, J.C. (2011), "Evaluation of drift demands in existing steel frames

حرکت سیکلیک در بیشینه جابه‌جایی غیرخطی متوقف نشود. روند تغییرات جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر زلزله‌های متوالی با ترکیبات طیفی مختلف، بسیار متغیر است.

طبق نتایج این تحقیق در مواردی که پروده‌های غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی به هم نزدیک نباشند، دامنه جابجایی نسبی ماندگار نیز به طور قابل توجهی افزایش پیدا نمی‌کند. این در حالی است که در صورت نزدیکی زمان تناوب غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی، پس‌لرزه می‌تواند منجر به افزایش دامنه جابجایی نسبی ماندگار تا حد بیشینه ۳ برابر نسبت به تحریک اصلی نیز گردد. حضور پالس‌های قوی و پر دامنه در تاریخچه زمانی شتاب نگاشت‌های نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند باعث تشکیل حوزه‌ها و مفاصل غیرخطی در سازه شود. همچنین در صورت نزدیکی زمان تناوب غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی، ارتعاشات ناشی از یک پس‌لرزه قوی می‌تواند دامنه رفتار غیرخطی سازه را نیز افزایش دهد. افزون بر این مطلب؛ از آنجایی که بیشینه جابجایی نسبی در طبقات تحتانی و میانی سازه مطالعاتی رخ داده، آرایش مفاصل غیرخطی نیز بیشتر در همین طبقات تشکیل گردیده است. ملاحظه شد که تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های قوی، مقادیر نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ای پلان به مراتب بیشتر از ستون‌های میانی می‌شود. وقوع پس‌لرزه با نسبت طیفی $(PGAAs/PGAs=1/0)$ بعد از تحریک اصلی به نسبت نیرومند SPV از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و نیز تحریک پرقدرت BAM از زلزله بم ۲۰۰۳ در ایران، منجر به افزایش نیروی محوری ستون‌ها شده است. به عنوان نمونه، بیشینه نیروی محوری ستون شماره ۷ در طبقه اول سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله متوالی به نسبت نیرومند SPV-EL CC با پس‌لرزه شدید $(PGAAs/PGAs=1/0)$ در حدود ۳۱۳ تن نسبت به تحریک اصلی و منفرد SPV افزایش داشته است. بر این اساس، مطالعه روند تاثیرگذاری پس‌لرزه‌ها در تغییر مشخصات رفتار لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌ها نیاز به نگرش‌های جامع تحلیلی دارد.

۷- مراجع

- [1] Fakharifar, M., Chen, G., Sneed, L. and Dalvand, A. (2015), "Seismic performance of post-mainshock FRP/steel repaired RC bridge columns subjected to aftershocks", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 72, pp. 183-198.
- [2] García, J.R. (2012), "Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 719-737.
- [3] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009), "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", *Engineering Structures*, Vol. 31,



- [37] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Hamidi Jamnani, H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models", *Advances in Structural Engineering* (SAGE Journals), Vol. 18, pp. 603–627.
- [38] Chang, H.Y. and Chiu, C.K. (2019), "Uncertainty assessment of field weld connections and the related effects on service life of steel buildings", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 15, pp.1333–1345.
- [39] Etili, S. and Güneş, E.M. (2020), "Response of steel buildings under near and far field earthquakes", *Civil Engineering Beyond Limits, Turkey*, Vol. 2, pp.24–30.
- [40] Oggu, P. and Gopikrishna, K. (2020), "Assessment of three-dimensional RC moment-resisting frames under repeated earthquakes", *Structures*, Vol. 26, pp. 6–23.
- under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 621–634.
- [20] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2010), "Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, pp. 589–599.
- [21] Pnevmatikos, N.G. and Hatzigeorgiou, G.D. (2016), "Damage detection of framed structures subjected to earthquake excitation using discrete wavelet analysis", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 15, pp. 227–248.
- [22] Narayan, S., Shrimali, M.K., Bharti, S.D., Datta, T.K. (2018), "Collapse of damaged steel building frames because of earthquakes", *Journal of Performance of Constructed Facilities* (ASCE), Vol. 32, pp. 04017128-1-12.
- [23] The Iranian National Building Code (Design Loads for Buildings - Issue 6), 2005, Tehran, Iran.
- [24] The Iranian National Building Code (Steel Structures - Issue 10), 2014, Tehran, Iran.
- [25] Standard No. 2800, 2014, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran, Iran.
- [26] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2014), "Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse type ground motions", *Asian Journal of Civil Engineering* (BHRC), Vol. 15, pp. 575–585.
- [27] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2015), "Study on the seismic response parameters of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records", *Electronic Journal of Structural Engineering* (EJSE), Vol. 15, pp. 70–87.
- [28] FEMA 356, 1998, Federal Emergency Management, United State of America.
- [29] FEMA 440, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (ATC-55 Project).
- [30] Riahi, H.T., Amouzegar, H. and Fosoul, S.A.S. (2015), "Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions", *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, Vol. 22, pp. 92–106.
- [31] García, J.R. (2012), "Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [32] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>.
- [33] SAP2000, 2010, Integrated Software for Structural Analysis and Design (CSI), Berkeley, California.
- [34] Mohammadi, M. and Afzal-Soltani, R. (2016), "Investigating the seismic behavior of slender buildings, regarding how to satisfy drift control criteria", *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, Vol. 48, pp. 407–417. (In Persian)
- [35] Rodríguez, A.A. and Miranda, E. (2015), "Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 79, pp. 47–58.
- [36] Bojorquez, E. and Garcia, J.R. (2012), "Evaluation of residual drift demands in steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

