

بررسی عملکرد لرزه‌های سازه‌های حیاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی

سیدامین حسینی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران
s.amin90@yahoo.com

علی معصومی

دانشیار مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران
massumi@khu.ac.ir

کلید واژه‌ها: سازه‌های حیاتی، زلزله‌های متوالی، قاب بتن مسلح، جابه‌جایی ماندگار بام، شاخص خسارت پارک-انگ

چکیده

پس از وقوع یک زلزله اصلی معمولاً پس‌لرزه‌هایی با فاصله‌های زمانی مختلف اتفاق می‌افتد. سازه‌های حیاتی، مانند مراکز درمانی و امدادی، پس از وقوع زلزله اصلی باید در برابر پس‌لرزه‌های احتمالی عملکرد مناسب را داشته باشند و بتوانند به سرویس‌دهی بی‌وقفه خود ادامه دهند. با این وجود با توجه به عدم در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، باید عملکرد سازه‌های حیاتی به صورت خاص تحت اثر زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور عملکرد دو قاب بتن مسلح مربوط به بیمارستان تحت اثر زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها، پاسخ‌های غیرالاستیک قاب، مانند جابه‌جایی ماندگار بام و شاخص خسارت پارک-انگ، تحت اثر زلزله‌های متوالی در مقایسه با زلزله اصلی، با استفاده از نرم‌افزار تحلیل دینامیکی غیرخطی IDARC، مورد مطالعه قرار گرفته است. این پژوهش نشان داد که عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر زلزله‌های متوالی با پس‌لرزه‌های شدید می‌تواند تفاوت زیادی با حالت زلزله اصلی، به تنهایی، داشته باشد.

مقدمه

پس از وقوع زلزله‌ها رفتارهای متفاوتی از سازه‌ها مشاهده می‌شود. بعضی از سازه‌ها به طور کامل تخریب می‌شوند و بعضی نیز عملکرد خود را حفظ می‌کنند ولی اکثر سازه‌ها رفتاری بینابینی دارند و متحمل خسارت‌هایی می‌شوند. در مناطق زلزله‌خیز اغلب علاوه بر زلزله اصلی (بیش‌ترین شدت) پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف رخ می‌دهد. برای همه سازه‌ها، به‌ویژه سازه‌هایی که باید بعد از زلزله عملکرد خود را حفظ کنند (مانند ساختمان‌های بیمارستان، آتش‌نشانی و ...)، این پس‌لرزه‌ها می‌توانند با شدت‌های مختلف و با فاصله زمانی کم به سازه وارد شده و خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای را تشدید نمایند. در حال حاضر بین شدت، زمان وقوع و مرکز زلزله اصلی و پس‌لرزه‌ها رابطه دقیق و قابل اعتمادی وجود ندارد، از این رو اطلاع از وضعیت و رفتار سازه‌ای که یک زلزله را تجربه کرده و ممکن است در معرض رخداد پس‌لرزه یا زلزله بعدی قرار گیرد بسیار حائز اهمیت است.

در این نوع رخدادها سازه‌هایی که تحت اثر زمین‌لرزه‌های اصلی خسارت دیده‌اند، در صورتی که پس‌لرزه‌ها با فاصله زمانی کوتاه به سازه اعمال شوند به دلیل وجود این فاصله زمانی کوتاه بین زلزله اصلی و پس‌لرزه‌های متوسط و قوی و همچنین با توجه به این که سازه‌های آسیب دیده تحت اثر زلزله اصلی هنوز تقویت و مقاوم‌سازی نشده‌اند امکان پیشرفت ناحیه خسارت دیده در سازه تحت اثر پس‌لرزه افزایش می‌یابد (روی‌گارسیا و همکاران، ۲۰۱۴) و (ژی و همکاران، ۲۰۱۴). حتی سازه‌ها تحت اثر پس‌لرزه‌ها می‌توانند بدون افزایش خسارت و فقط با افزایش جابه‌جایی دائمی تا حد تخریب پیش روند (روی‌گارسیا و همکاران، ۲۰۱۴). این پدیده به صورت خسارت تجمعی در نتیجه زلزله‌های متوالی بوجود می‌آید که در بررسی‌های محلی زلزله‌های متوالی گذشته تایید شده است. در یک زلزله متوالی طبیعی تعداد زیادی پس‌لرزه بعد از وقوع زلزله اصلی رخ می‌دهد که تحلیل سازه با در نظر گرفتن تمام پس‌لرزه‌ها زمان‌بر بوده و در نتیجه تنها تعدادی پس‌لرزه با شرایط مشخص و یا فقط بزرگترین پس‌لرزه در نظر گرفته می‌شود (ژی و همکاران، ۲۰۱۳).

در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله‌های متوالی، دو قاب بتن مسلح ۶ و ۹ طبقه مربوط به بیمارستان تحت اثر سه زلزله متوالی شامل زلزله اصلی و بزرگترین پس‌لرزه و با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی مورد ارزیابی قرار گرفته



است. برای ارزیابی پاسخ غیرالاستیک این قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی، پارامتر جابه‌جایی ماندگار بام (RRD) و شاخص خسارت پارک-انگ (DI) مورد بررسی قرار گرفته است.

مطالعات پیشین

در خصوص ارزیابی رفتار سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های پی‌درپی یا پس‌لرزه‌ها مطالعاتی توسط پژوهشگران پیشین انجام شده است. با توجه به مدارک موجود اولین مطالعه بر روی اثرات پس‌لرزه‌ها توسط اموری در اواخر قرن ۱۹ انجام گرفت. اموری به این نتیجه رسید که نرخ پس‌لرزه‌ها با افزایش زمان بعد از زلزله اصلی کاهش می‌یابد (ژی و همکاران، ۲۰۱۴). پس از این بررسی اولیه، چندین محقق بررسی‌های خود را بر روی ارزیابی عملکرد سازه‌های تحت اثر زلزله‌های متوالی انجام دادند. بعضی از این افراد هم‌چون مهین (۱۹۸۰)، آمادیوو همکاران (۲۰۰۳)، هاتزیگریو و بسکاس (۲۰۰۹)، دی‌سارنو (۲۰۱۳)، ژبو همکاران (۲۰۱۴) تحقیقات خود را بر روی پاسخ غیرالاستیک سازه‌های تک درجه آزاد تحت اثر زلزله‌ای متوالی مانند نسبت جابه‌جایی غیرالاستیک، شکل‌پذیری تقاضا و طیف خسارت متمرکز نموده‌اند.

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته در ایران معصومی و رضایی (۱۳۹۱) به ارزیابی عملکرد سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی پرداخته‌اند. در پژوهش مذکور عملکرد سازه‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

قاب‌های انتخاب شده

در پژوهش حاضر عملکرد لرزه‌ای دو قاب ۶ و ۹ طبقه بتن مسلح مورد مطالعه قرار گرفته است. این قاب‌ها با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم بارگذاری و طبق آیین‌نامه آبا برای کاربری بیمارستان و در تهران طراحی شده‌اند. سیستم سقف از نوع تیرچه بلوک و سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی ویژه است. قاب‌ها به صورت سه دهانه منظم با طول دهانه ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲۰ متر طراحی شده‌اند. کلیه قاب‌ها دارای عرض باربر ۵ متر و در تمام طبقات سازه دارای بار مرده ۷۰۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع هستند. در فرآیند تحلیل و طراحی این قاب‌ها، مقاومت فشاری بتن برابر ۲۸ مگاپاسکال، مقاومت کشش آرماتور طولی ۴۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی آرماتور عرضی ۳۰۰ مگاپاسکال فرض شده‌اند.

زلزله‌های انتخاب شده

در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های طراحی شده تحت اثر زلزله‌های متوالی، سه دسته زلزله متوالی که فاصله زلزله اصلی با پس‌لرزه متناظر با آن در فاصله زمانی کمتر از ۱ هفته در منطقه مورد نظر رخ داده، از پایگاه اطلاعات زمین‌لرزه‌های قوی (PEER) انتخاب شده است (جدول ۱). به دلیل احتمال وقوع پس‌لرزه‌های متوسط تا شدید در یک منطقه با فاصله زمانی کوتاه از زلزله اصلی و هم‌چنین عدم بهسازی سازه خسارت دیده از زلزله اصلی، تاثیر این پس‌لرزه‌ها بر سازه خسارت دیده مورد توجه قرار می‌گیرد. از طرفی به دلیل احتمال وقوع بیش از یک پس‌لرزه در منطقه نیاز به بررسی پاسخ سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی با در نظر گرفتن اثر چند پس‌لرزه مورد توجه قرار می‌گیرد ولی از آنجا که برای تحلیل قاب‌ها تحت اثر زلزله متوالی با بیش از یک پس‌لرزه، زمان تحلیل افزایش قابل ملاحظه‌ای خواهد داشت، در پژوهش حاضر تنها از بزرگترین پس‌لرزه در تحلیل دینامیکی استفاده شده است.

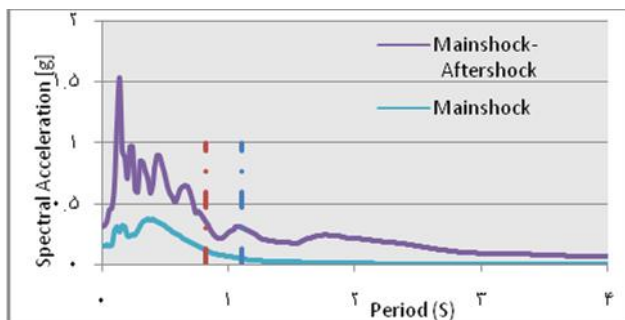
بر اساس پیشنهاد (رویگارسیا و همکاران، ۲۰۱۴) به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی، از زلزله‌های متوالی با حداکثر شتاب پس‌لرزه به زلزله اصلی مختلف استفاده شود. در این بررسی نسبت حداکثر شتاب زمین مربوط به پس‌لرزه (PGAAs) به حداکثر شتاب زمین مربوط به زلزله اصلی (PGAs) به صورت نسبت‌های (0.35, 0.7, 1.0) و هم‌چنین از رکورد واقعی زلزله متوالی (Real sequences) در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است.

در ادامه یک نمونه شتاب‌نگاشت مربوط زلزله متوالی Imperial Valley که در سال ۱۹۷۹ و در ایستگاه EL Centro Array #2 ثبت شده است نشان داده شده است (شکل ۱). در این رخداد زلزله اصلی با PGAs=0.315 در تاریخ ۱۹۷۹/۱۰/۱۵ ساعت ۲۳:۱۶ حادث شده و در کمتر از ۴ دقیقه یک پس‌لرزه شدید با PGAAs=0.15 در منطقه رخ می‌دهد.

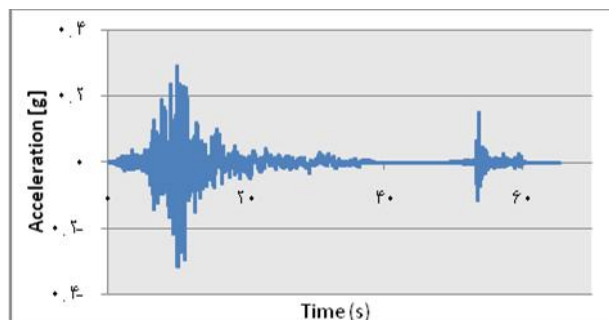
جدول ۱: زلزله‌های متوالی انتخاب شده از پایگاه اطلاعات (PEER)

نام رکورد	ایستگاه	تاریخ	ساعت	PGA(g)	نوع زلزله	شماره زلزله متوالی
Imperial Valley	EL Centro Array #2	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	۲۳:۱۶	۰/۳۱۵	زلزله اصلی	۱
Imperial Valley	EL Centro Array #2	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	۲۳:۱۹	۰/۱۵۰	پس‌لرزه	۱
Mammoth Lakes	54301 Mammoth Lakes	۱۹۸۰/۰۵/۲۵	۱۶:۴۹	۰/۴۴۱	زلزله اصلی	۲
Mammoth Lakes	54301 Mammoth Lakes	۱۹۸۰/۰۵/۲۶	۱۸:۵۸	۰/۳۹۰	پس‌لرزه	۲
Coalinga	46T04 CHP	۱۹۸۳/۰۷/۲۲	۰۳:۴۳	۰/۷۳۳	زلزله اصلی	۳
Coalinga	46T04 CHP	۱۹۸۳/۰۷/۲۵	۲۲:۳۱	۰/۴۳۱	پس‌لرزه	۳

بر اساس تحلیل‌های صورت گرفته انتخاب فاصله زمانی ۱۰ ثانیه با شتاب صفر بین دو تحریک به منظور ساکن شدن قاب تحت اثر تحریک زلزله اصلی مناسب به نظر آمده است. در شکل ۲ شتاب طیفی مربوط به زلزله متوالی Imperial Valley در مقایسه با زلزله اصلی نشان داده شده است. همان‌طور انتظار می‌رود مولفه شتاب طیفی در زلزله اصلی، به خصوص برای زمان تناوب‌های کوتاه افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته است.



شکل ۲: شتاب طیفی زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی



شکل ۱: شتاب‌نگاشت زلزله متوالی Imperial Valley سال ۱۹۷۹

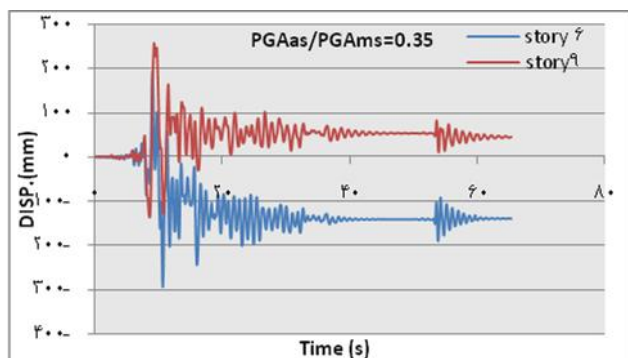
در حالت تحریک زلزله اصلی، قاب ۶ طبقه در مقایسه با قاب ۹ طبقه دارای پاسخ طیفی بیشتری است، در حالی که با اعمال زلزله‌های متوالی شتاب طیفی هر دو قاب در محدوده بیشتری خواهد بود و از طرفی با اعمال زلزله متوالی اختلاف پاسخ شتاب طیفی قاب ۹ طبقه و ۶ طبقه کاهش می‌یابد (شکل ۲).

پاسخ قاب‌های انتخاب شده به زلزله‌های متوالی

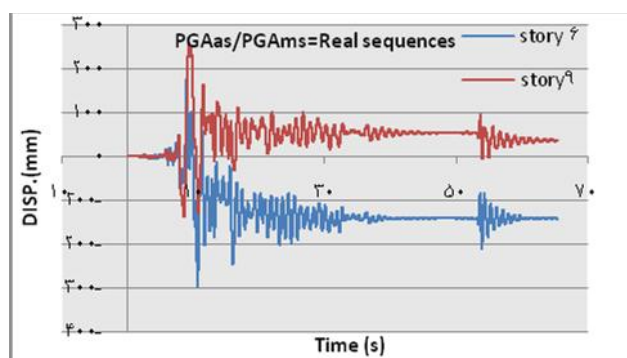
در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های انتخاب شده تحت اثر زلزله‌های متوالی از پارامتر جابه‌جایی ماندگار سقف و شاخص خسارت پارک-انگ مورد استفاده قرار گرفته شده است. برای تحلیل دینامیکی قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی از نرم افزار کامپیوتری تحلیل دینامیکی غیرخطی IDARC-2D v6 استفاده شده است (Reinhorn et al., 1987). این نرم افزار در سال ۱۹۸۷ به منظور تحلیل قاب‌های دوبعدی قاب‌های بتن مسلح چند طبقه به منظور ارزیابی پاسخ غیر الاستیک سازه ارائه شد و توانایی لازم برای انجام تحلیل‌های دینامیکی قاب‌های بتنی تحت اثر زلزله‌های متوالی در زمان مناسب و تعیین شاخص خسارت پارک-انگ و جابه‌جایی ماندگار سقف را دارا است. در پژوهش حاضر قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی و همچنین زلزله متوالی ثبت شده مورد تحلیل قرار گرفته‌اند و نتایج بدست آمده برای هر تحلیل با نتایج حاصل از تحریک قاب تحت اثر فقط زلزله اصلی مورد مقایسه قرار گرفته است. در ادامه پاسخ غیر الاستیک قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر تحریک‌های متوالی مورد مطالعه قرار گرفته است.

جابه‌جایی ماندگار بام (RRD)

جابه‌جایی ماندگار بام (RRD) به عنوان پارامتر مناسبی برای بیان پاسخ غیرالاستیک قاب به زلزله‌های متوالی پیشنهاد شده است. ابتدا تاریخچه پاسخ دینامیک بام قاب‌های ۹ و ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ ارائه شده است (شکل ۳ و ۴ و ۵ و ۶).

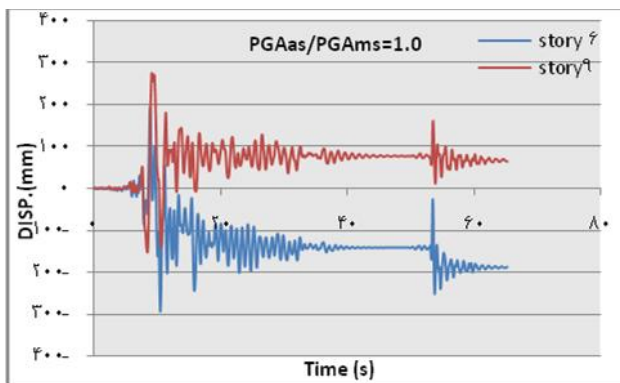


شکل ۴: مقایسه تاریخچه پاسخ قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ با $PGAAs/PGAs=0.35$

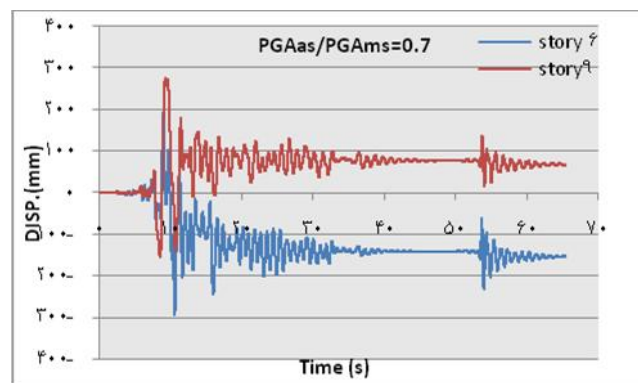


شکل ۳: مقایسه تاریخچه پاسخ قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی ثبت شده شماره ۱





شکل ۶: مقایسه تاریخچه پاسخ قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ با $PGAAs/PGAs=1.00$



شکل ۵: مقایسه تاریخچه پاسخ قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ با $PGAAs/PGAs=0.7$

با توجه به شکل‌های ۵، ۴، ۳ و ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ با شدت‌های مختلف جابه‌جایی ماندگار بیشتری داشته است. این نوع پاسخ قاب ۶ طبقه ممکن است به دلیل نزدیکی محتوی فرکانس زلزله متوالی شماره ۱ به مشخصات دینامیکی قاب ۶ طبقه باشد. همان‌طور که از شکل ۳ مشخص است جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله متوالی (RRDseq) مربوط به قاب ۹ طبقه در مقایسه با جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله اصلی (RRDms) مربوط به قاب ۹ طبقه در کمتر است. از این شکل می‌توان این چنین برداشت می‌شود که پس‌لرزه الزاماً جابه‌جایی ماندگار سازه را افزایش نمی‌دهد.

در ادامه جابه‌جایی ماندگار بام قاب‌های ۶ و ۹ طبقه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر سه دسته زلزله متوالی تعیین شده است (جدول ۴، ۳، ۲). در این جدول‌ها جابه‌جایی ماندگار بام هر قاب تحت اثر زلزله متوالی مشخص با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی و زلزله ثبت شده با حالتی که قاب فقط تحت اثر زلزله اصلی تحریک شود، مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. جدول ۲ جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله متوالی شماره ۱ (RRDseq) با شدت‌های مختلف و زلزله متوالی ثبت شده و جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله اصلی (RRDms) را برای قاب ۶ و ۹ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به جدول ۲ جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های ضعیف قابل نظر کردن است. در حالی که پس‌لرزه‌های متوسط تا شدید جابه‌جایی ماندگار را ۱.۱۰ تا ۱.۳۰ برابر نسبت به اثر فقط زلزله اصلی می‌کند. که این افزایش جابه‌جایی ماندگار برای سازه با زمان تناوب کمتر (قاب ۶ طبقه) بیشتر مشاهده می‌شود.

جدول ۲: مقایسه جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۱

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms	RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms
1	Real sequences	-.14170E+03	-.14407E+03	0.98	.36796E+02	.59254E+02	0.62
2	PGAAs/PGAs=0.35	-.14003E+03	-.14407E+03	0.97	.45451E+02	.59254E+02	0.77
3	PGAAs/PGAs=0.70	-.15469E+03	-.14407E+03	1.10	.67966E+02	.59254E+02	1.15
4	PGAAs/PGAs=1.0	-.18770E+03	-.14407E+03	1.30	.64441E+02	.59254E+02	1.10

جدول ۳: مقایسه جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۲

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms	RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms
1	Real sequences	-.12398E+02	-.25889E+02	0.50	.25905E+02	.25260E+02	1.03
2	PGAAs/PGAs=0.35	-.21064E+02	-.25889E+02	0.81	-.29572E+02	.25260E+02	1.17
3	PGAAs/PGAs=0.70	-.30443E+02	-.25889E+02	1.17	.32640E+02	.25260E+02	1.29
4	PGAAs/PGAs=1.0	-.31337E+02	-.25889E+02	1.21	.44142E+02	.25260E+02	1.75

جدول ۳ جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله متوالی شماره ۲ (RRDseq) با شدت‌های مختلف و زلزله متوالی ثبت شده و جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله اصلی (RRDms) را برای قاب ۶ و ۹ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به جدول ۳ جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۶ تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های ضعیف قابل نظر کردن است، در حالی که رشد جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۹ تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های ضعیف قابل ملاحظه است. از طرفی با توجه به جدول ۳، پس‌لرزه‌های متوسط تا شدید جابه‌جایی ماندگار را ۱.۱۰ تا ۱.۷۵ برابر

نسبت به اثر فقط زلزله اصلی می‌کند. که این افزایش جابه‌جایی ماندگار در این زلزله متوالی ۲ برای سازه با زمان تناوب بیشتر (قاب ۹ طبقه) رشد قابل توجهی داشته است.

جدول ۴: مقایسه جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۳

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms	RRDseq(mm)	RRDms(mm)	RRDseq/RRDms
1	Real sequences	.14871E+03	.32814E+03	0.45	.74784E+02	.59254E+02	1.33
2	PGAas/PGAms=0.35	.33201E+03	.32814E+03	1.01	.45451E+02	.59254E+02	0.77
3	PGAas/PGAms=0.70	.12801E+03	.32814E+03	0.39	.67966E+02	.59254E+02	1.15
4	PGAas/PGAms=1.0	.75112E+03	.32814E+03	2.29	.64441E+02	.59254E+02	1.10

جدول ۴ جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله متوالی شماره ۳ (RRDseq) با شدت‌های مختلف و زلزله متوالی ثبت شده و جابه‌جایی ماندگار بام تحت اثر زلزله اصلی (RRDms) را برای قاب ۶ و ۹ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به جدول ۳ جابه‌جایی ماندگار بامقاب ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های ضعیف تا متوسط قابل نظر کردن است، در حالی که رشد جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۹ تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های ضعیف قابل ملاحظه است و با افزایش شدت پس‌لرزه جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۹ طبقه نسبت به پس‌لرزه‌های ثبت شده رشد چندانی ندارد. از طرفی با توجه به جدول ۴، رشد جابه‌جایی ماندگار بامقاب ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی برای پس‌لرزه‌های شدید بسیار زیاد است (حدوداً ۲.۲۹ برابر رشد)، در حالی که رشد جابه‌جایی ماندگار بام قاب ۹ تحت اثر زلزله متوالی با پس‌لرزه شدید قابل ملاحظه نیست. با توجه به بررسی جابه‌جایی ماندگار بام، به این نکته باید توجه شود که ممکن استسازه تحت اثر زلزله متوالی در بیشترین مقدار جابه‌جایی ماندگار خود متوقف نشود و در نتیجه جابه‌جایی ماندگار کمتری را داشته باشد. هرچند در این حالت خسارت سازه افزایش یافته است ولی با اطلاع از میزان رشد جابه‌جایی ماندگار بام نمی‌توان ارزیابی مناسبی از تأثیر پس‌لرزه بر سازه را پیش‌بینی نمود. از طرفی پاسخ غیرالاستیک سازه به شدت به محتوی فرکانس زلزله اصلی و پس‌لرزه وابسته است، که در نتیجه با تغییر در محتوی فرکانس پس‌لرزه پاسخ قاب تغییر فاحشی خواهد داشت.

شاخص خسارت پارک-انگ

میزان خسارت وارد بر سازه با استفاده از شاخص‌های خسارت که تابعی از شکل‌پذیری سازه، انرژی مستهلک شده در سازه، دامنه و تعداد دوره‌ای بارگذاری است، بیان می‌شود. با توجه به پژوهش‌های گذشته مدل‌های شاخص خسارت متفاوتی توسط محققان مختلف ارائه شده است که از معروف‌ترین آن‌ها می‌توان به شاخص خسارت پارک-انگ که در سال ۱۹۸۵ توسط این دو محقق پیشنهاد شد اشاره نمود. با استفاده از این مدل سه نوع شاخص خسارت قابل محاسبه است. شاخص خسارت عضو که شامل: ستون، تیر، دیوار برشی و شاخص خسارت طبقه و شاخص خسارت کلی ساختمان (پارک و انگ، ۱۹۸۵).

شاخص خسارت پارک انگ به شکل ترکیب خطی از حداکثر تغییر شکل غیرتجمعی و انرژی هیسترتیک بر اساس معادله ۱ بیان می‌شود.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

که در آن δ_m ، Q_y ، β و dE به ترتیب نشان دهنده تغییر شکل ایجاد شده در عضو بر اثر زلزله، ظرفیت تغییر شکل نهایی که عضو می‌تواند تحمل کند (در اثر بارگذاری افزایشده)، مقاومت تسلیم عضو و میزان انرژی تلف شده در بارگذاری دوره‌ای است. نیز پارامتر ثابت این مدل است که نشان دهنده میزان انرژی مستهلک شده بر میزان خسارت است. پارامترهای m و dE وابسته به تاریخچه بارگذاری است، در حالی که پارامترهای u و Q_y مستقل از تاریخچه بارگذاری است. جدول ۵ طبقه‌بندی حالات خسارت و رابطه آن با این شاخص مطابق نظر پارک ارایه شده است.

جدول ۵: طبقه‌بندی حالت‌های خسارت و رابطه آن با شاخص خسارت (Park and Ang 1985)

حالات خسارت	بدون خسارت	خسارت کم	قابل تعمیر	غیر قابل تعمیر	انهدام کامل
شاخص خسارت	$DI < 0.1$	0.1 DI 0.25	0.25 DI 0.4	0.4 DI 1	DI 1.0

در این پژوهش میزان رشد شاخص خسارت پارک-انگ قاب‌های انتخاب شده تحت اثر زلزله‌های متوالی (DIseq) با شدت‌های مختلف و زلزله متوالی ثبت شده در مقایسه با میزان شاخص خسارت قاب تحت اثر زلزله اصلی (DIms) مورد ارزیابی قرار گرفته است (جدول ۶، ۷ و ۸). باید



توجه داشت که در بعضی از تحلیل‌های صورت گرفته، قبل از اتمام تحلیل قاب به ناپایداری رسیده است که تحلیل دینامیکی در این لحظه پایان یافته و محققین در این حالت عدد شاخص خسارت را یک (انهدام سازه) در نظر گرفته‌اند.

جدول ۶: مقایسه شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۱

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		DIseq	DIms	DIseq/DIms	DIseq	DIms	DIseq/DIms
1	Real sequences	0.124	0.122	1.02	0.122	0.122	1.00
2	PGAAs/PGAs=0.35	0.122	0.122	1.00	0.123	0.122	1.01
3	PGAAs/PGAs=0.70	0.130	0.122	1.07	0.131	0.122	1.07
4	PGAAs/PGAs=1.0	0.143	0.122	1.17	0.130	0.122	1.07

در جدول ۶ میزان رشد شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله‌های متوالی شماره ۱ با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی و زلزله متوالی ثبت شده در مقایسه با شاخص خسارت قاب‌ها تحت اثر زلزله اصلی مقایسه شده است. با توجه به نتایج جدول شاخص خسارت در این رکود برای قاب‌ها رشد زیادی نداشته است. بجز قاب ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شدید، تقریباً در سایر حالت‌ها شاخص خسارت رشد خاصی نداشته است. این پدیده می‌تواند به دلیل نزدیکی محتوی فرکانس زلزله متوالی و زلزله اصلی باشد.

جدول ۷: مقایسه شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۲

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		DIseq	DIms	DIseq/DIms	DIseq	DIms	DIseq/DIms
1	Real sequences	0.109	0.072	1.50	1.00	0.081	12.34
2	PGAAs/PGAs=0.35	0.072	0.072	1.00	0.091	0.081	1.12
3	PGAAs/PGAs=0.70	0.083	0.072	1.15	0.092	0.081	1.13
4	PGAAs/PGAs=1.0	0.095	0.072	1.32	0.093	0.081	1.15

در جدول ۷ میزان رشد شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله‌های متوالی شماره ۲ با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی و زلزله متوالی ثبت شده در مقایسه با شاخص خسارت قاب‌ها تحت اثر زلزله اصلی مقایسه شده است. با توجه به جدول می‌توان دریافت که شاخص خسارت در این رکود برای قاب‌ها رشد متوسطی داشته است. تقریباً قاب‌ها تحت اثر اکثر زلزله‌ای متوالی شماره ۲ با شدت‌های مختلف رشد بسیار کمی داشته‌اند و این در حالی است که قاب ۶ طبقه تحت اثر زلزله متوالی ثبت شده ۱.۵ برابر و قاب ۹ طبقه ۱۲.۳۸ برابر (انهدام قاب ۹ طبقه) نسبت به اثر زلزله اصلی رشد داشته است.

جدول ۸: مقایسه شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی در مقایسه با زلزله اصلی برای زلزله متوالی شماره ۳

No.	Seismic sequences	6-story			9-story		
		DIseq	DIms	DIseq/DIms	DIseq	DIms	DIseq/DIms
1	Real sequences	0.181	0.148	1.22	1.00	0.111	9.01
2	PGAAs/PGAs=0.35	0.148	0.148	1.00	0.11	0.111	1.00
3	PGAAs/PGAs=0.70	0.181	0.148	1.22	0.772	0.111	6.95
4	PGAAs/PGAs=1.0	0.221	0.148	1.49	0.118	0.111	1.06

در جدول ۸ میزان رشد شاخص خسارت قاب ۶ و ۹ طبقه تحت اثر زلزله‌های متوالی شماره ۳ با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی و زلزله متوالی ثبت شده در مقایسه با شاخص خسارت قاب‌ها تحت اثر زلزله اصلی مقایسه شده است. با توجه به جدول ۸ می‌توان دریافت که بر خلاف دو حالت قبل شاخص خسارت در این رکورد برای قاب‌ها تحت اثر زلزله متوالی شماره ۳ با شدت متوسط و زیاد رشد متوسط رو به بالا پدیدار شده است که این مقدار برای قاب ۶ طبقه تا ۱.۴۹ برابر رشد داشته است. در این حالت قاب ۹ طبقه تحت اثر زلزله متوالی شماره ۳ ثبت شده منهدم شده است.

با توجه به بررسی رشد خسارت در قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی می‌توان نتیجه گرفت که تقریباً در اکثر قاب‌ها شاخص خسارت رشد داشته است. این رشد خسارت تا حدی موجب افزایش شاخص خسارت شده است هرچند که حالت خسارت را در بیشتر موارد جابجا نشده است و سازه در همان حالت خسارت دیده اولیه رشد جزئی داشته است. ولی با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی در پاره‌ای از موارد پس‌لرزه موجب انهدام کلی سازه شده است.

نتیجه‌گیری

در مناطق لرزه‌خیز اغلب پس از وقوع یک زلزله اصلی، پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف رخ می‌دهد. در این مناطق سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی رفتار مختلفی را از خود نشان می‌دهند. از طرفی با توجه به ضوابط آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله تقریباً در اکثر

آیین‌نامه‌ها فقط اثر زلزله اصلی مورد توجه قرار می‌گیرد و این در حالی است که سازه‌های حیاتی مانند بیمارستان باید پس از زلزله اصلی به سرویس‌دهی خود ادامه دهند. در این تحقیق دو قاب بتنی تحت اثر سه دسته زلزله متوالی با شدت‌های متفاوت تحلیل شده است. در نتیجه بررسی‌های صورت گرفته مشخص شد که این سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی پاسخ‌های غیرقابل پیش‌بینی و بعضاً بسیار شدیدی به پس‌لرزه‌ها داشته‌اند که موجب تخریب کلی این سازه‌ها می‌شود. در این پژوهش مشخص شد که تقریباً اکثر پس‌لرزه‌ها موجب افزایش قابل توجه جابه‌جایی ماندگار بام شده‌اند و در مواردی هم سازه در حداکثر جابه‌جایی ماندگار خود متوقف نشده است و جابه‌جایی ماندگار بام کاهش یافته است. بررسی رشد شاخص خسارت در سازه‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد در صورتی که سازه تحت اثر زلزله متوالی خسارت قابل توجهی ندیده باشد، تقریباً تحت اثر پس‌لرزه با افزایش بسیار کم خسارت مواجه می‌شود که این افزایش خسارت کمتر از تغییر در حالت سازه خسارت دیده است.

مراجع

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ویرایش ۳، تهران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

رضایی ح (۱۳۹۱) ارزیابی عملکرد سازه‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله‌های پی‌درپی یا پس‌لرزه‌ها، تهران، پایان‌نامه کارشناسی ارشد (گرایش مهندسی سازه) دانشگاه خوارزمی (به راهنمایی دکتر علی معصومی)

Amadio C, Fragiocomo M and Rajgelj S (2003) The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, 291–308

Di Sarno L (2013) Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. *Engineering Structures*, 673–681

Hatzigeorgiou G and Beskos D (2009) Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, 2744–2755

[Http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html](http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html)

Mahin S (1980) Effects of Duration and Aftershocks on Inelastic Design Earthquakes. Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul

Park YJ and Ang AS (1985) Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Structural Engineering*, 722–739

Park YJ, Ang AS and Wen Y (1985) *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings*. *Structural Engineering*, 740–757.

Reinhorn A, Roh H, Sivaselvan M, Kunnath S, Valles R, Madan A, IDAEC2D Version 6.0: Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures. Technical report

Ruiz-García J, Marín M and Terán-Gilmore A (2014) Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 56–68

Zhai CH, Wen WP, Li S, Chen Z, Chang Z and Xie LL (2014) The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock–aftershock sequence-type ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30–41

Zhai CH, Wen WP, Chen Z, Li S and Xie LL (2013) Damage spectra for the mainshock–aftershock sequence-type ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1–12