



# Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



## Effect of Mainshock-Aftershock Sequences on the Inelastic Displacement Ratios

Vahid Vahedian<sup>1</sup>, Gholamreza Abdollahzadeh<sup>2\*</sup>, Hamed Hamidi<sup>3</sup>

1- PhD student in Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

### ABSTRACT

Past studies have shown that aftershocks can increase structural damage, especially for structures damaged in the mainshock and experienced nonlinear behavior. This damage is generally the result of increased lateral displacement of the structure and thus, it is necessary to estimate the lateral displacement of the structure under seismic evaluation accurately. Although the target displacement in the nonlinear static analysis method is calculated by means of relationships presented in performance-based design codes, the effect of the aftershock is not taken into account. In this study, the impact of aftershock on inelastic displacement ratio is considered as the most effective factor in determining the target displacement. The results showed that this ratio increases significantly due to aftershocks. The dispersion of the results led to the investigation of the hazard levels of the input earthquakes and subsequently using the scaling method of the accelerograms. For this purpose, a target aftershock spectrum was generated by a statistical study on the maximum acceleration ratio of the mainshock and its corresponding aftershocks, thereby the aftershocks scale to an independent target acceleration spectrum. Comparison of the responses from scaling revealed that dispersion in results are an inherent issue and cannot be resolved. Finally, by modifying in the current relationship of the code, a new formula has been proposed for the inelastic displacement ratio such that the mean error values were reduced as much as possible.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 08 September 2019

Revise Date: 26 October 2019

Accept Date: 17 December 2019

### Keywords:

Inelastic displacement ratio,  
Mainshock-aftershock,  
Seismic sequences,  
SDOF systems,  
Nonlinear dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.200979.1944

\*Corresponding author: Gholamreza Abdollahzadeh

Email address: abdollahzadeh@nit.ac.ir

## بررسی تغییرات ضریب تغییرمکان غیرخطی تحت توالی لرزه‌ای

وحید واحدیان<sup>۱</sup>، غلامرضا عبدالله زاده<sup>۲\*</sup>، حامد حمیدی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

### چکیده

افزایش خسارت‌های وارده به سازه‌ها در اثر وقوع پس‌لرزه در گزارشات فنی متعددی به چشم می‌آورد. به ویژه در مورد سازه‌هایی که در زلزله اصلی دچار آسیب شده و وارد حوزه غیرخطی شده باشند. این افزایش در خسارات عموماً نتیجه افزایش تغییرمکان جانبی سازه می‌باشد. لذا اهمیت تخمین دقیق تغییرمکان جانبی سازه در حین ارزیابی لرزه‌ای آن دو چندان می‌شود. تغییرمکان جانبی هدف در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به کمک روابطی در آیین‌نامه‌های طراحی عملکردی محاسبه می‌شود، در حالی که تاثیر رخ دادن پس‌لرزه در آنها لحاظ نمی‌گردد. در این مطالعه نقش وقوع پس‌لرزه بر ضریب تغییرمکان غیرخطی به عنوان تاثیرگذارترین ضریب در رابطه تعیین تغییرمکان هدف، بررسی شد. نتایج نشان داد که این ضریب، افزایش قابل توجهی در اثر وقوع پس‌لرزه از خود نشان می‌دهد. پراکندگی نتایج به دست آمده منجر به بررسی سطوح خطر زلزله‌های ورودی و متعاقباً استفاده از روش مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها گردید. به این منظور با مطالعه آماری روی نسبت شتاب ماکزیمم زلزله اصلی و پس‌لرزه متناظر با آن، طیف هدف پس‌لرزه تولید شد تا به این وسیله، پس‌لرزه‌ها به یک طیف شتاب هدف مستقل مقیاس شوند. مقایسه پاسخ‌های حاصل از مقیاس نمودن زلزله‌ها مشخص نمود که پراکندگی نتایج یک موضوع ذاتی بوده و قابلیت رفع شدن ندارد. در خاتمه با اعمال تغییرات جزئی بر روی رابطه فعلی آیین‌نامه، رابطه جدیدی برای ضریب تغییرمکان غیرخطی پیشنهاد شد و رابطه مزبور به نحوی اصلاح گردید که میانگین خطاها تا حد امکان کاهش یابد.

کلمات کلیدی: ضریب تغییرمکان غیرخطی، زلزله اصلی، پس‌لرزه، توالی لرزه‌ای، سیستم‌های تک‌درجه آزادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.200979.1944	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.200979.1944	۱۴۰۰/۰۵/۳۰	۱۳۹۸/۰۹/۲۶	۱۳۹۸/۰۹/۲۶	۱۳۹۸/۰۸/۰۴	۱۳۹۸/۰۶/۱۷
			غلامرضا عبدالله زاده		*نویسنده مسئول:	
			abdollahzadeh@nit.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

وقوع پس‌لرزه‌های مخرب پس از یک زلزله اصلی چندان دور از انتظار نیست، زلزله‌های متوالی در توهوکو (ژاپن، ۲۰۱۱)، کریسچرچ (نیوزلند ۲۰۱۰-۲۰۱۱)، شیلی (۲۰۱۰)، نپال (۲۰۱۵) و کموماتو (ژاپن ۲۰۱۶) نمونه‌هایی از توالی‌های لرزه‌ای هستند که منجر به خسارت‌های فراوانی گشته‌اند [۱]. در سال‌های اخیر، مطالعه پیرامون توالی لرزه‌ای و اثرات آن بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. اویگوک و همکاران رفتار لرزه‌ای سه تیپ از سازه‌های بتن‌آرمه نامنظم (SPEAR, ICONS, School Building) تحت توالی لرزه‌ای ثبت شده در زلزله ۲۰۱۱ توهوکو را به کمک مدل‌های عددی و با المان‌های فایبر مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که اثر زلزله‌های متوالی بر پاسخ سازه‌ها قابل توجه بوده و حائز اهمیت است [۲]. حسین‌پور و عبدالنبی، نیز به منظور فائق آمدن بر محدودیت‌های مطالعات پیشین، از مدل‌های اجزای محدود با در نظر گرفتن رفتار کاهنده سازه‌های بتن‌آرمه تحت توالی لرزه‌ای بهره گرفتند. این مطالعه مشخص نمود که راستای زلزله (در سازه‌های نامنظم)، نامنظمی سازه و مولفه قائم زلزله تاثیر چشمگیری بر پاسخ سازه‌ها تحت زلزله‌های متوالی دارد [۱]. آنها در تحقیق دیگر خود، منحنی‌های شکنندگی قاب‌های بتن‌آرمه را تحت لرزه‌های متوالی ثبت شده محاسبه و اثر پارامترهای مختلف را بر روی آنها بررسی و مشخص نمودند که اگر سازه تحت زلزله اصلی آسیب دیده باشد، وقوع پس‌لرزه تاثیر بسزایی بر منحنی شکنندگی دارد [۳]. هتزیگنورگیو و لئولیوس، مطالعه پارامتریک وسیعی را بر روی پاسخ هشت قاب صفحه‌ای بتن‌آرمه تحت ۴۵ توالی لرزه‌ای به انجام رساندند، نتایج به دست آمده از این مطالعه نیز تاثیر توالی لرزه‌ای بر پاسخ سازه‌ها و در نتیجه طراحی سازه‌های بتن‌آرمه را نشان می‌دهد [۴]. ماحصل تحقیقات فوق و مطالعات مشابه دیگر بر اهمیت وقوع پس‌لرزه و تاثیر چشم‌گیر آن بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها دلالت دارد [۵-۱۰]، لذا نیاز به در نظر گرفتن اثرات پس‌لرزه در پروسه ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها به شدت احساس می‌شود.

در این راستا اصلاح ضریب  $C_1$  (ضریب تغییرمکان غیرخطی) به عنوان یکی از ضرایب تعیین تغییرمکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، مطابق آیین‌نامه ASCE 41-17 [۱۱]، برای در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های متوالی مورد توجه قرار گرفت. اولین پژوهش‌ها در خصوص ضریب  $C_1$  مربوط به مطالعات ولتسوس و نیومارک می‌باشد که در آن سیستم‌های تک‌درجه آزادی با رفتار الاستو-پلاستیک کامل تحت پالس‌های ساده و سه شتاب‌نگاشت زلزله ثبت شده بررسی شدند [۱۲ و ۱۳]. نتایج نشان داد که ماکزیمم تغییرشکل سیستم‌های خطی و غیرخطی در ناحیه فرکانس پایین تقریباً برابرند که این مشاهده منجر به شکل‌گیری قانون جابه‌جایی‌های یکسان شد. البته این موضوع در ناحیه فرکانس‌های بالا کاملاً متفاوت بود، به طوری که تغییرمکان سیستم غیرخطی، به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از تغییرمکان سیستم خطی به دست آمد. نتایج حاصله از این مطالعه اساس فرمول بندی ضریب  $C_1$  در آیین‌نامه‌ها گردید.

عمده تحقیقات انجام شده تاکنون، تنها اثرات زلزله اصلی را در تخمین ضریب  $C_1$  در نظر گرفتند و از اثرات پس‌لرزه‌ها صرف‌نظر نمودند. البته در سال‌های اخیر تعدادی از تحقیقات به تعیین این ضریب تحت توالی لرزه‌ای پرداختند. مانند مطالعه ژای و همکاران، که در آن نسبت تغییرمکان غیرالاستیک مدل‌های هیستریزیس مختلف را تحت رکوردهای زلزله اصلی و پس‌لرزه بررسی نمودند [۱۴]. براساس این تحقیق مشخص شد که پس‌لرزه قادر است نسبت تغییرمکان غیرالاستیک را نسبت به زلزله اصلی تا ۲۰٪ و حتی بیشتر افزایش دهد. نتایج نشان داد که پراکندگی نسبت تغییرمکان غیرالاستیک را می‌توان با مقیاس کردن پس‌لرزه‌ها به طیف شتاب با شدت‌های نسبی مختلف کاهش داد. تأثیر پس‌لرزه‌ها روی نسبت مذکور در سیستم‌های الاستو-پلاستیک کامل بیشتر از سیستم‌های دارای زوال است. آنها رابطه‌ای ساده برای تخمین نسبت تغییرمکان الاستیک با آسیب ثابت تحت پس‌لرزه‌های شدید به صورت تابعی از پیروید و شاخص آسیب ارائه نمودند. پارامترهای این رابطه به ضریب شکل‌پذیری نهایی و شدت نسبی پس‌لرزه وابسته است. در تحقیق هتزیگنورگیو و بسکوس نیز روشی برای تخمین این نسبت در سازه تحت اثر زلزله‌های تکراری ارائه شد [۱۵]. آنها مطالعات پارامتریک گسترده‌ای انجام دادند و روابطی برای نسبت مذکور بر حسب پیروید ارتعاش، نسبت میرایی ویسکوز، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی، ضریب کاهش نیرو و نوع خاک منطقه پیشنهاد نمودند. نتایج این مطالعه نشان داد که شرایط خاک و نسبت میرایی ویسکوز تأثیر اندکی روی نسبت تغییرمکان غیرالاستیک داشته و می‌تواند نادیده گرفته شود. همچنین این نسبت، رابطه مستقیمی با ضریب رفتار و رابطه معکوسی با پیروید سازه دارد. به طور کلی آنها دریافتند که پس‌لرزه‌ها می‌توانند اثر قابل توجهی بر روی نسبت تغییرمکان غیرالاستیک و متعاقباً بر حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک سیستم‌های تک‌درجه آزادی داشته باشند، به صورتی که در برخی موارد تا ۱۰۰٪ افزایش در این نسبت نیز مشاهده شد. نتایج این پژوهش

بیش از پیش ثابت کرد که در نظر گرفتن موضوع پس لرزه در طراحی لرزه‌های سازه‌ها براساس عملکرد، اهمیت زیادی دارد و ضروری است تا تخمین دقیق تغییرمکان غیرالاستیک، مورد توجه محققین قرار گیرد. با توجه به مطالب فوق، ضرورت این تحقیق را می‌توان در جنبه‌های زیر خلاصه نمود:

اول آنکه در مطالعات مشابه، عموماً از توالی‌های لرزه‌ای مصنوعی (توالی‌های تولید شده به روش پشت به پشت<sup>۱</sup> یا تصادفی<sup>۲</sup>) استفاده شده که این موضوع طبق نتایج مطالعات پیشین می‌تواند تا حد زیادی از دقت نتایج بکاهد [۱۶]. اما در مطالعه حاضر از توالی لرزه‌ای واقعی ثبت شده بهره گرفته شد تا نتایج به دست آمده قابل اطمینان باشد. دوم، جهت کاهش پراکندگی نتایج و یکسان سازی سطح خطر زلزله‌های ورودی، برخلاف تحقیقات پیشین که تنها ضریب دلخواهی جهت مقیاس پس لرزه‌ها را به کار گرفتند، شتاب‌نگاشت‌ها به طیف هدف متناظر مقیاس شدند. به این صورت که زلزله‌های اصلی به طیف شتاب پاسخ آیین‌نامه و پس لرزه‌ها به طیف هدف پس لرزه، مقیاس گردیدند. [۱۴]. سوم، هدف اصلی این مطالعه ارائه رابطه‌ای ساده و کاربردی جهت تعیین ضریب  $C_I$  برای در نظر گرفتن اثرات پس لرزه در تعیین تغییرمکان هدف می‌باشد؛ زیرا در مطالعات مشابه، روابط طولانی یا جدولی با پارامترهای زیاد، ارائه شده است که قابل استفاده در سطح مهندسی نیست. و چهارم آنکه در برخی از موارد مشاهده شد که پس لرزه بعد از مدت کوتاهی پس از لرزه اصلی رخ می‌دهد و فرصتی برای تخلیه منطقه و حتی ترک ساختمان باقی نمی‌گذارد [۱۷]، لذا چنانچه بتوان به کمک اصلاح ضریب  $C_I$ ، تغییرمکان هدف سازه را تحت توالی لرزه‌ای به درستی پیش بینی و سطح عملکرد ایمنی جانی را در توالی لرزه‌ای اقلان نمود، کاهش تلفات جانی در اثر چنین حوادثی دور از انتظار نیست.

## ۲- مدل‌های تحلیلی

مطابق نشریه FEMA 440 [۱۸]، ضریب  $C_I$  به صورت نسبت ماکزیمم تغییرمکان نوسانگر تک‌درجه آزادی غیرخطی با رفتار چرخه‌ای الاستو-پلاستیک کامل تحت زلزله اصلی، به ماکزیمم تغییرمکان همان نوسانگر و تحت همان زلزله اما با رفتار خطی، تعریف می‌شود. لذا جهت محاسبه ضریب  $C_I$  از تعریف فوق استفاده شد. با این تفاوت که ماکزیمم تغییرمکان نوسانگر تک‌درجه آزادی غیرخطی، تحت توالی لرزه‌ای محاسبه گردید اما ماکزیمم تغییرمکان سیستم خطی آن تنها تحت زلزله اصلی به دست آمد. چرا که مطابق رابطه (۱) با ضرب ماکزیمم پاسخ خطی سیستم تک‌درجه آزادی تحت زلزله اصلی  $(S_a \left(\frac{T_z^2}{4\pi^2}\right) g)$  در ضریب  $C_I$  فوق، ماکزیمم پاسخ غیرخطی سیستم تک‌درجه آزادی تحت توالی لرزه‌ای به دست می‌آید. رابطه (۱) در واقع رابطه (۷-۲۸) آیین‌نامه ASCE 41-17 است که در آن ضریب  $C_0$  جهت تبدیل پاسخ خطی سیستم تک‌درجه آزادی به پاسخ خطی سیستم چند درجه آزادی، ضریب  $C_I$  جهت تبدیل پاسخ خطی به پاسخ غیرخطی و ضریب  $C_2$  به منظور لحاظ نمودن اثرات کاهندگی، در ماکزیمم پاسخ خطی سیستم تک‌درجه آزادی  $(S_a \left(\frac{T_z^2}{4\pi^2}\right) g)$  ضرب می‌گردد. مقادیر و روابط مربوط به هر یک از ضرایب فوق در آیین‌نامه ASCE 41-17 موجود است.

$$\delta_i = C_2 C_1 C_2 S_e \left(\frac{T_z^2}{4\pi^2}\right) g \quad (1)$$

با توجه به آنکه مقادیر ضرایب رابطه (۱) در آیین‌نامه ASCE 41-17، از نتایج به دست آمده در نشریه FEMA 440 استخراج شده است، لذا مدل‌های مورد استفاده در این مطالعه کاملاً منطبق با نشریه FEMA 440 انتخاب شد تا نتایج به دست آمده با رابطه فعلی آیین‌نامه قابل مقایسه باشد. هر نوسانگر تک‌درجه آزادی به سه پارامتر اصلی جهت مدل‌سازی نیاز دارد که شامل زمان تناوب  $(T)$ ، ضریب میرایی  $(\zeta)$  و نسبت مقاومت ارتجاعی موردنیاز به مقاومت تسلیم  $(R)$  می‌باشد. از این رو نوسانگرهای تک‌درجه آزادی با رفتار چرخه‌ای الاستو-پلاستیک مطابق شکل ۱ انتخاب شدند و در مجموع ۶۰ زمان تناوب (۴۰ زمان تناوب بین ۰/۰۵ تا ۲ ثانیه با فاصله زمانی ۰/۰۵ ثانیه و ۲۰ زمان تناوب بین ۲ تا ۴ ثانیه با فاصله زمانی ۰/۱ ثانیه) برای آنها لحاظ گردید. همچنین ضریب میرایی ۰/۵٪ برای تمام نوسانگرها در نظر

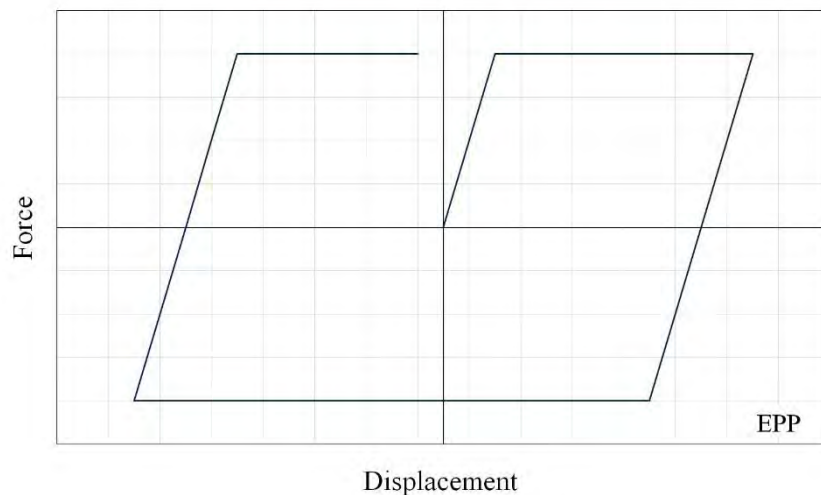
<sup>1</sup> Back to back

<sup>2</sup> Random

گرفته شد و ۹ سطح از مقاومت تسلیم جانبی نرمال شده برای ضریب  $R$  معادل با ۱، ۱.۵، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ انتخاب گردید؛ که ضریب ۱ متناظر با پاسخ خطی سیستم است. تمامی این مقادیر مطابق با فرضیات نشریه FEMA 440 می باشد و ضریب  $R$  نیز براساس این نشریه به کمک رابطه (۲) محاسبه می گردد:

$$R = \frac{mS_a}{F_y} \quad (2)$$

در این رابطه  $m$  جرم نوسانگر،  $S_a$  شتاب پاسخ طیفی متناظر با زمان تناوب نوسانگر و  $F_y$  معادل مقاومت تسلیم جانبی سیستم می باشد. در خصوص نحوه محاسبه ضریب  $R$  در توالی لرزه ای، ضروری است تا شتاب پاسخ طیفی ( $S_a$ ) زلزله اصلی مد نظر قرار گیرد؛ چرا که به منظور بررسی اثرات پس لرزه بر پاسخ غیرخطی سیستم تک درجه آزادی لازم است تا زلزله اصلی و پس لرزه به یک سیستم یکسان اعمال شوند. زمانی سیستم تک درجه آزادی با یک زمان تناوب مشخص تحت دو شتاب نگاشت متوالی یکسان خواهد بود که مقدار  $S_a$  تحت زلزله اصلی و پس لرزه، یکسان باشد و ضریب  $R$  برابری حاصل شود. اما از آن جا که به طور معمول، سیستم مورد نظر پس از تجربه زلزله اصلی به حوزه غیرخطی وارد می شود، لذا پس لرزه به سیستمی اثر می کند که پیشتر وارد حوزه غیرخطی شده و ضریب  $R$  در آن موضوعیتی ندارد. بنابراین برای محاسبه ضریب  $R$  تحت هر دو زلزله اصلی و پس لرزه، از شتاب پاسخ طیفی ( $S_a$ ) زلزله اصلی استفاده شد.



شکل ۱: رفتار چرخه ای نوسانگرهای تک درجه آزادی [۱۸]

### ۳- شتاب نگاشت های انتخاب شده

کلیه شتاب نگاشت های واقعی (ثبت شده<sup>۳</sup>) در این مطالعه با توجه به معیارهای ذیل از پایگاه داده ای PEER<sup>۴</sup> انتخاب شد:

- بزرگای زلزله اصلی و پس لرزه به ترتیب بیشتر از ۵.۵ و ۵ در نظر گرفته شد.
- کلیه شتاب نگاشت های ثبت شده بر روی خاک نوع C با سرعت موج برشی بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه انتخاب گردید. زیرا تنها در این نوع خاک، تعداد کافی از توالی لرزه ای ثبت شده در پایگاه داده ای PEER وجود داشت.
- شتاب نگاشت های منتخب از نوع حوزه دور<sup>۵</sup> بوده و فاقد هرگونه اثر پالس گونه چه در زلزله اصلی و چه در پس لرزه می باشند.

<sup>3</sup> As Recorded

<sup>4</sup> Pacific Earthquake Engineering Research Center

<sup>5</sup> Far Field

بدیهی است که هم شتاب‌نگاشت زلزله اصلی و هم پس‌لرزه از یک ایستگاه ثبت زمین‌لرزه یکسان استخراج شد که با احتساب معیارهای فوق، در مجموع ۶۳ توالی لرزه‌ای مطابق جدول ۱ به دست آمد. از آنجا که در نشریه FEMA 440 در محاسبه ضریب  $C_I$  برای هر نوع خاک، تعداد ۲۰ شتاب‌نگاشت به کار گرفته شده است، لذا کفایت تعداد توالی‌های لرزه‌ای به کار رفته در این مطالعه به اثبات می‌رسد.

جدول ۱: توالی‌های لرزه‌ای انتخاب شده

No.	Event	Station	Date		PGA (g)		Magnitude	
			MS	AS	MS	AS	MS	AS
1	Livermore	APEEL 3E Hayward CSUH	1/24/1980	1/27/1980	0.0649	0.0572	5.80	5.42
2	Livermore	Del Valle Dam (Toe)	1/24/1980	1/27/1980	0.2560	0.0449	5.80	5.42
3	Livermore	San Ramon – Eastman Kodak	1/24/1980	1/27/1980	0.1497	0.2798	5.80	5.42
4	Livermore	San Ramon Fire Station	1/24/1980	1/27/1980	0.0551	0.0454	5.80	5.42
5	Irpinia, Italy	Bisaccia	11/23/1980	11/23/1980	0.0955	0.0624	6.90	6.20
6	Irpinia, Italy	Brienza	11/23/1980	11/23/1980	0.2196	0.0389	6.90	6.20
7	Irpinia, Italy	Calitri	11/23/1980	11/23/1980	0.1264	0.1535	6.90	6.20
8	Irpinia, Italy	Mercato San Severino	11/23/1980	11/23/1980	0.1404	0.0467	6.90	6.20
9	Irpinia, Italy	Rionero In Vulturne	11/23/1980	11/23/1980	0.0961	0.0996	6.90	6.20
10	Irpinia, Italy	Tricarico	11/23/1980	11/23/1980	0.0469	0.0212	6.90	6.20
11	Whittier Narrows	Alhambra - Fremont School	10/1/1987	10/4/1987	0.2897	0.1806	5.99	5.27
12	Whittier Narrows	Altadena - Eaton Canyon	10/1/1987	10/4/1987	0.1631	0.1989	5.99	5.27
13	Whittier Narrows	Beverly Hills - 12520 Mulhol	10/1/1987	10/4/1987	0.0871	0.0321	5.99	5.27
14	Whittier Narrows	Big Tujunga Angeles Nat	10/1/1987	10/4/1987	0.2068	0.1739	5.99	5.27
15	Whittier Narrows	La Crescenta - New York	10/1/1987	10/4/1987	0.1494	0.1334	5.99	5.27
16	Whittier Narrows	Mill Creek Angeles Nat	10/1/1987	10/4/1987	0.0959	0.0338	5.99	5.27
17	Whittier Narrows	Mt Wilson - CIT Seis Sta	10/1/1987	10/4/1987	0.1227	0.1451	5.99	5.27
18	Whittier Narrows	Pasadena - Old House Rd	10/1/1987	10/4/1987	0.2368	0.3671	5.99	5.27
19	Whittier Narrows	Studio City - Ventura & Coldwater Cyn Av	10/1/1987	10/4/1987	0.2151	0.0517	5.99	5.27
20	Whittier Narrows	Sun Valley - Sunland	10/1/1987	10/4/1987	0.0765	0.0370	5.99	5.27
21	Whittier Narrows	Sunland - Mt Gleason Ave	10/1/1987	10/4/1987	0.0896	0.0611	5.99	5.27
22	Whittier Narrows	San Marino - SW Academy	10/1/1987	10/4/1987	0.1936	0.2062	5.99	5.27
23	Whittier Narrows	Villa Park - Serrano Ave	10/1/1987	10/4/1987	0.0451	0.0168	5.99	5.27
24	Northridge	Anacapa Island	1/17/1994	3/20/1994	0.0673	0.0132	6.69	5.28
25	Northridge	Beverly Hills - 12520 Mulhol	1/17/1994	3/20/1994	0.6209	0.1532	6.69	5.28
26	Northridge	Big Tujunga, Angeles Nat F	1/17/1994	3/20/1994	0.1683	0.1082	6.69	5.28
27	Northridge	Burbank - Howard Rd.	1/17/1994	3/20/1994	0.1116	0.0625	6.69	5.28
28	Northridge	Castaic - Old Ridge Route	1/17/1994	1/17/1994	0.5683	0.1384	6.69	5.93
29	Northridge	LA - Chalon Rd	1/17/1994	3/20/1994	0.2153	0.0819	6.69	5.28
30	Northridge	LA - Temple & Hope	1/17/1994	3/20/1994	0.1261	0.0380	6.69	5.28
31	Northridge	LA - UCLA Grounds	1/17/1994	1/17/1994	0.2779	0.1385	6.69	6.05
32	Northridge	La Crescenta - New York	1/17/1994	3/20/1994	0.2210	0.0838	6.69	5.28
33	Northridge	Lake Hughes #12A	1/17/1994	3/20/1994	0.1744	0.0150	6.69	5.28
34	Northridge	Littlerock - Brainard Can	1/17/1994	3/20/1994	0.0720	0.0140	6.69	5.28
35	Northridge	Pacoima Kagel Canyon	1/17/1994	3/20/1994	0.3013	0.1520	6.69	5.28
36	Northridge	Palmdale - Hwy 14&Palmdale	1/17/1994	3/20/1994	0.0614	0.0141	6.69	5.28
37	Northridge	Rancho Cucamonga-Deer Can	1/17/1994	3/20/1994	0.0715	0.0134	6.69	5.28
38	Northridge	Rancho Palos Verdes	1/17/1994	1/17/1994	0.0725	0.1541	6.69	6.69
39	Northridge	San Marino - SW Academy	1/17/1994	3/20/1994	0.1162	0.0275	6.69	5.28
40	Northridge	Sandberg - Bald Mtn	1/17/1994	1/17/1994	0.0909	0.0085	6.69	5.20
41	Northridge	Simi Valley - Katherine Rd	1/17/1994	3/20/1994	0.8043	0.0779	6.69	5.28
42	Northridge	Sunland - Mt Gleason Ave	1/17/1994	3/20/1994	0.1330	0.0734	6.69	5.28
43	Friuli, Italy	Tolmezzo	5/6/1976	5/7/1976	0.3571	0.1174	6.50	5.20
44	Mammoth Lakes	Convict Creek	5/25/1980	5/25/1980	0.4190	0.3710	6.06	5.70
45	Mammoth Lakes	Long Valley Dam	5/25/1980	5/27/1980	0.430	0.9450	6.06	5.94
46	Lazio Abruzzo, Italy	Cassino-Sant' Elia	5/7/1984	5/11/1984	0.1459	0.0373	5.80	5.50

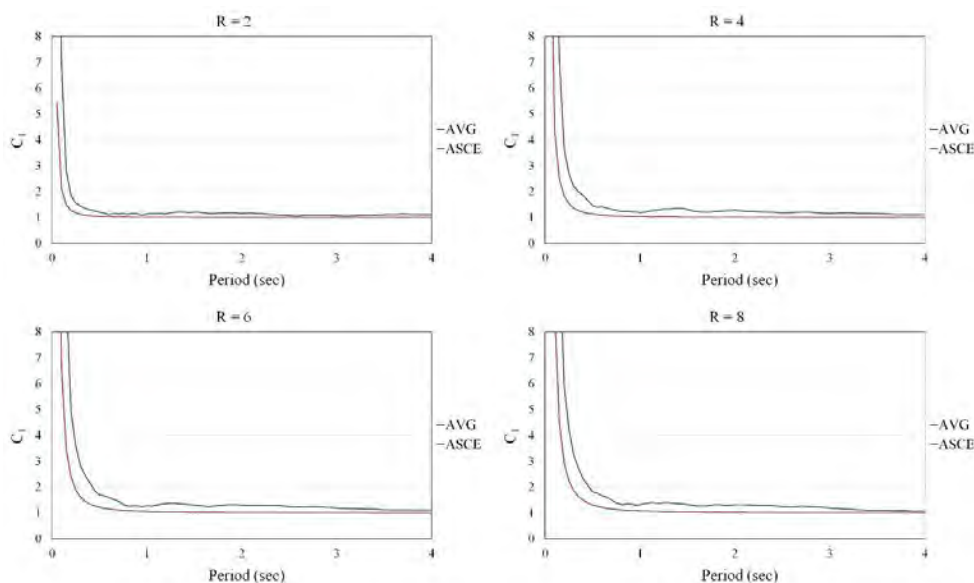


47	Chi-Chi, Taiwan	CHY010	9/20/1999	9/20/1999	0.1743	0.0811	7.62	6.20
48	Chi-Chi, Taiwan	CHY019	9/20/1999	9/22/1999	0.0657	0.0547	7.62	6.20
49	Chi-Chi, Taiwan	CHY022	9/20/1999	9/22/1999	0.0449	0.0637	7.62	6.20
50	Chi-Chi, Taiwan	CHY028	9/20/1999	9/20/1999	0.6364	0.2057	7.62	6.20
51	Chi-Chi, Taiwan	CHY029	9/20/1999	9/25/1999	0.2891	0.2424	7.62	6.30
52	Chi-Chi, Taiwan	CHY041	9/20/1999	9/25/1999	0.3030	0.1556	7.62	6.30
53	Chi-Chi, Taiwan	CHY042	9/20/1999	9/20/1999	0.0995	0.0953	7.62	6.20
54	Chi-Chi, Taiwan	CHY050	9/20/1999	9/22/1999	0.1069	0.0596	7.62	6.20
55	Chi-Chi, Taiwan	CHY061	9/20/1999	9/22/1999	0.0287	0.0334	7.62	6.20
56	Chi-Chi, Taiwan	CHY062	9/20/1999	9/22/1999	0.0596	0.0344	7.62	6.20
57	Chi-Chi, Taiwan	CHY074	9/20/1999	9/25/1999	0.2338	0.1347	7.62	6.30
58	Chi-Chi, Taiwan	CHY079	9/20/1999	9/25/1999	0.0506	0.0472	7.62	6.30
59	Chi-Chi, Taiwan	CHY080	9/20/1999	9/20/1999	0.8601	0.2186	7.62	6.20
60	Chi-Chi, Taiwan	CHY081	9/20/1999	9/25/1999	0.0445	0.0326	7.62	6.30
61	Chi-Chi, Taiwan	CHY086	9/20/1999	9/20/1999	0.2055	0.1142	7.62	6.20
62	Chi-Chi, Taiwan	CHY087	9/20/1999	9/25/1999	0.1278	0.0823	7.62	6.30
63	Chi-Chi, Taiwan	CHY0102	9/20/1999	9/22/1999	0.0496	0.0574	7.62	6.20

#### ۴- بررسی نتایج

سیستم‌های تک‌درجه آزادی با زمان تناوب‌ها و ضرایب  $R$  شرح داده شده در بخش ۲، به کمک نرم افزار OpenSees [۱۹] تحت توالی‌های لرزه‌ای ثبت شده بر روی خاک نوع  $C$  (مطابق جدول ۱) تحلیل شدند. ضریب  $C_1$  نیز مطابق تعریف ارائه شده در بخش ۲، برای هر توالی لرزه‌ای در دو جهت (برای دو مولفه متعامد شتاب‌نگاشت) به طور مجزا محاسبه و میانگین آنها برای هر زمان تناوب مشخص شد. به بیان دیگر ۱۲۶ ضریب (۲\*۶۳) متناظر با هر زمان تناوب به دست آمد که میانگین آنها به عنوان ضریب  $C_1$  آن زمان تناوب قلمداد شد. در مجموع تعداد ۶۸۰۴۰ تحلیل دینامیکی (۹\*۶۰\*۲\*۶۳) به ازای هر گروه از تحلیل‌ها در نرم افزار OpenSees انجام شد. گروه اول تحلیل‌ها مربوط به شتاب‌نگاشت‌های واقعی است که هیچ‌گونه مقیاسی به آنها اعمال نگردید. رابطه (۳) مقدار ضریب  $C_1$  ارائه شده در آیین‌نامه ASCE41-17 است که با ضریب  $C_1$  به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی گروه اول در شکل ۲ مقایسه شده است. در این رابطه،  $\alpha$  ضریب نوع خاک است که مقدار آن در آیین‌نامه برای خاک نوع  $C$  معادل ۹۰ می‌باشد.  $T_e$  زمان تناوب موثر سیستم بر حسب ثانیه و  $\mu_{strength}$  نیز مشابه ضریب  $R$  در رابطه (۲) است.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (3)$$



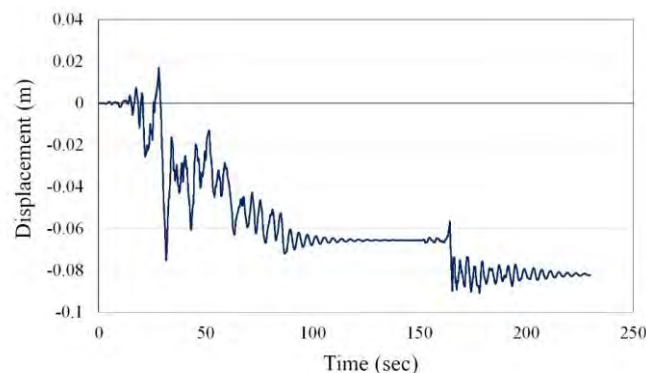
شکل ۲: مقایسه میانگین ضریب  $C_1$  به دست آمده از تحلیل‌های گروه اول و ضریب  $C_1$  موجود در آیین‌نامه ASCE 41-17 (رابطه (۳))

از آنجا که روند ضریب  $C_I$  در سایر ضرایب  $R$  مشابه نمودارهای موجود در شکل ۲ می‌باشد، تنها به نمایش ۴ ضریب در شکل ۲ اکتفا شد.

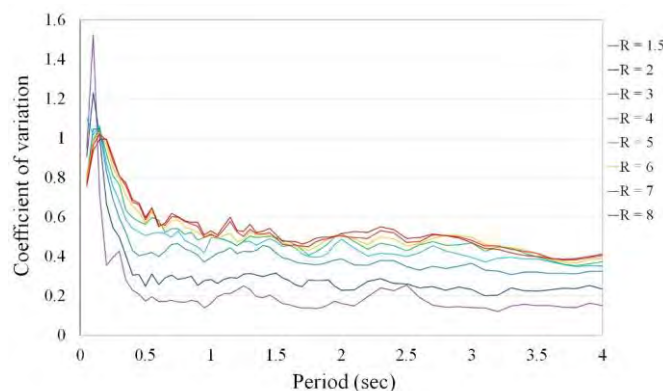
ذکر این نکته ضروری است که جهت مقایسه بهتر نتایج در شکل ۲ از محدودیت<sup>۶</sup> منظور شده در آیین‌نامه ASCE 41-17 صرفنظر شد. همانطور که در شکل ۲ ملاحظه می‌شود، پس‌لرزه‌ها قادرند ضریب  $C_I$  را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش دهند و این تاثیر افزایش با افزایش ضریب  $R$  نیز بیشتر می‌گردد. علاوه بر این، پس از اضافه شدن پس‌لرزه به تحریک ورودی، قانون جابه‌جایی یکسان نیز دیگر برقرار نمی‌باشد. این قانون بیانگر پاسخ یکسان سیستم خطی و غیرخطی تحت زلزله اصلی در زمان تناوب‌های بیش از ۱ ثانیه است. به همین دلیل قسمت کسری رابطه (۳)، در زمان تناوب‌های بیش از ۱ ثانیه بی اثر شده و مقدار رابطه (۳) به عدد ۱ میل می‌کند.

پاسخ یک سیستم تک‌درجه آزادی با زمان تناوب ۲ ثانیه تحت توالی لرزه‌ای چی-چی تایوان<sup>۷</sup> در شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، چنانچه سازه در اثر زلزله اصلی وارد حوزه غیرخطی و تغییرشکل‌های پسماند گردد، مستعد افزایش تغییرمکان‌ها و حتی فروریزش در زمان وقوع پس‌لرزه می‌باشد. لذا اعمال پس‌لرزه به سازه موجب افزایش تغییرشکل سازه شده و قانون جابه‌جایی یکسان را نقض می‌کند.

جهت بررسی میزان قابل اعتماد بودن میانگین ضرایب به دست آمده در شکل ۲، ضریب تغییرات<sup>۸</sup> نتایج گروه اول تحلیل‌ها به ازای هر زمان تناوب و تمام ضرایب  $R$  مطابق شکل ۴ محاسبه گردید. همان طور که در شکل ۴ ملاحظه می‌شود، مقادیر بیشتری از پراکندگی در زمان تناوب‌های کوتاه در مقایسه با زمان تناوب‌های بلند حاصل شده است که میزان آن با افزایش ضریب  $R$  نیز بیشتر می‌شود. نتایج تحقیقات میراندا نیز این مطلب را تایید می‌کند [۲۰].



شکل ۳: پاسخ سیستم تک‌درجه آزادی با زمان تناوب ۲ ثانیه تحت توالی لرزه‌ای چی-چی تایوان



شکل ۴: ضریب تغییرات نتایج گروه اول تحلیل‌ها (ضریب تغییرات مقادیر ضریب  $C_I$  در شکل ۲)

<sup>6</sup> Capping

<sup>7</sup> Chi-Chi, Taiwan

<sup>8</sup> Coefficient of Variation

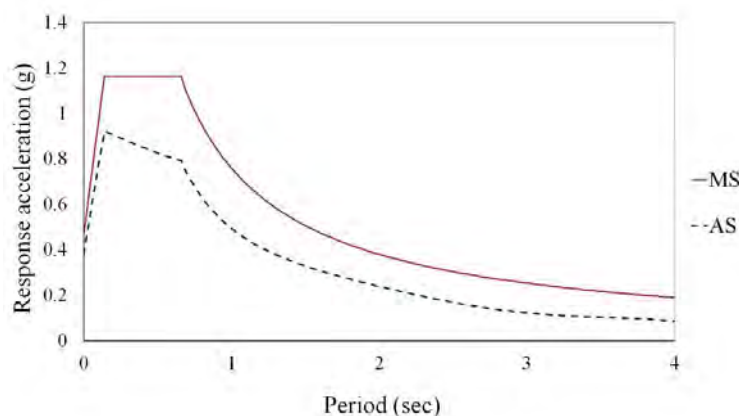


همانطور که از شکل ۴ استنباط می‌شود، مقادیر بالای ضریب تغییرات از ارزش میانگین به دست آمده در شکل ۲ می‌کاهد. علت این میزان از پراکندگی را می‌توان به سطوح خطر متفاوت زلزله‌های ورودی در تحلیل‌ها نسبت داد. همانطور که پیشتر اشاره شد تمام توالی‌های لرزه‌ای مورد استفاده در این گروه تحلیلی به صورت واقعی بوده و مقیاس نشدند؛ بنابراین انتظار می‌رود که سطوح خطر یکسانی نداشته باشند و پاسخ‌های متفاوتی را نتیجه دهند.

اولین گام جهت مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، انتخاب طیف شتاب پاسخ هدف است. به کارگیری طیف شتاب طرح آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت مقیاس نمودن زلزله اصلی امکان‌پذیر است، اما طیف شتاب هدفی برای پس‌لرزه وجود ندارد. به این منظور مطالعه آماری روی نسبت شتاب ماکزیمم زلزله اصلی و پس‌لرزه متناظر در هر زمان تناوب صورت گرفت و مشخص گردید که یک تابع توزیع لاگ نرمال می‌تواند تغییرات این نسبت را به خوبی بیان کند. سپس میانه این توزیع برای هر زمان تناوب محاسبه شد و رابطه (۴) با استفاده از یک رگرسیون خطی، با ضریب همبستگی ۹۷٪ بین شتاب‌های زلزله اصلی، پس‌لرزه و زمان تناوب حاصل شد:

$$\frac{S_{a_{ps}}(T)}{S_{a_{ms}}(T)} = -0.0097T^5 + 0.17T^4 - 0.437T^3 + 0.757T^2 - 0.467T - 0.128T + 0.81 \quad (4)$$

با کمک رابطه (۴) و انتخاب طیف طرح آیین‌نامه ASCE 7-10 [۲۱] به عنوان طیف هدف برای زلزله اصلی، طیف هدف برای پس‌لرزه مطابق شکل ۵ به دست آمد [۲۲].



شکل ۵: طیف شتاب پاسخ هدف زلزله اصلی (MS) و پس‌لرزه (AS) جهت مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها

گام دوم جهت مقیاس نمودن، انتخاب روش است. یکی از روش‌هایی که در مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته می‌شود، روش زمانی یا میانگین مربع خطا<sup>۹</sup> است [۲۳]. در این روش مطابق با رابطه (۵)، ضریب مقیاس به نحوی محاسبه می‌شود که طیف شتاب پاسخ خطی شتاب‌نگاشت در یک بازه زمان تناوب معین  $(T)$ ، با طیف شتاب پاسخ هدف مطابقت پیدا کند یا کمترین اختلاف را نشان دهد. از آنجا که انتخاب بازه زمان تناوب دلخواه است، بازه صفر تا چهار ثانیه انتخاب شد تا ضریب مقیاس برای طیف، به طور کلی حاصل شود. به این ترتیب هر شتاب‌نگاشت تنها یک بار به طیف هدف مقیاس شد و در تحلیل‌های گروه دوم به کار گرفته شد. گروه دوم تحلیل‌ها نیز شامل شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به طیف‌های هدف (شکل ۵) می‌باشند که با روش میانگین مربع خطا مقیاس شدند.

$$|Difference| = \int_{T_g}^{T_A} [y_{S_{a_{ps}}(T)} - S_{a_{ps}}(T)]^2 dT \quad (5)$$

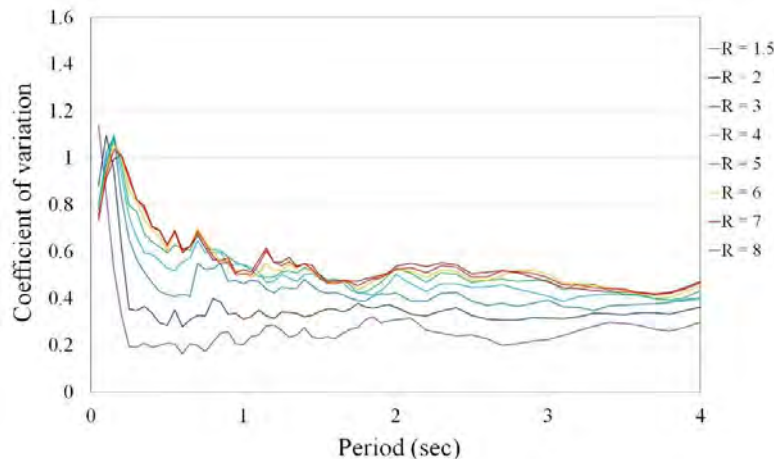
$$\min |Difference| \rightarrow \frac{d|Difference|}{dy} = 0$$

<sup>9</sup> Mean Square Error

$$\gamma = \frac{\sum_{T_A}^{T_B} (S_a^{actual}(T) * S_a^{target}(T))}{\sum_{T_A}^{T_B} (S_a^{actual}(T))^2}$$

در رابطه فوق،  $\gamma$  ضریب مقیاس،  $S_a^{actual}(T)$  طیف شتاب پاسخ شتاب‌نگاشت و  $S_a^{target}(T)$  طیف هدف می‌باشد.  $T_A$  و  $T_B$  نیز بازه زمان تناوب مورد نظر است.

پس از مقیاس نمودن تمام شتاب‌نگاشت‌ها، بار دیگر ضریب تغییرات مقادیر ضریب  $C_I$  مطابق شکل ۶ به دست آمد.



شکل ۶: ضریب تغییرات نتایج گروه دوم تحلیل‌ها

همانطور که انتظار می‌رفت، کاهش میزان پراکندگی نتایج گروه دوم تحلیل‌ها در شکل ۶ نسبت به نتایج گروه اول تحلیل‌ها در شکل ۴ ملاحظه می‌شود. اما این پراکندگی همچنان وجود دارد و به طور کامل رفع نشده است که علت این امر در ذات تحلیل غیرخطی نهفته است. مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها با روش‌های متداول در آیین‌نامه‌ها، منجر به پاسخ غیرخطی یکسان سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت نمی‌گردد؛ زیرا در حوزه غیرخطی عواملی همچون انرژی زلزله، محتوای فرکانسی و پالس‌های شتاب و سرعت در میزان پاسخ سازه بسیار موثرند که با روش‌های مقیاس موجود قابل کنترل نیستند. از آنجا که ضریب  $C_I$  نسبت پاسخ غیرخطی به پاسخ خطی سیستم است، لذا امکان برطرف نمودن موضوع پراکندگی نتایج عملاً غیرممکن است. با توجه به شکل ۷ مشخص شد که اگر رابطه (۳) به صورت رابطه (۶) تغییر پیدا کند، پاسخ‌های حاصل از گروه دوم تحلیل‌ها را می‌توان با دقت مناسبی پیش‌بینی نمود.

$$C_I = 1.1 + \frac{R-1}{35 * T^2} \quad (6)$$

هرچند به دلیل وجود پراکندگی در نتایج، برآورده شدن تطابق میان میانگین پاسخ‌ها و رابطه (۶) کافی به نظر نمی‌رسد لذا ضروری است به کمک رابطه (۷) که برگرفته از نشریه FEMA 440 می‌باشد، میانگین خطاها نیز مدنظر قرار گیرد و رابطه پیشنهادی به نحوی اصلاح گردد که میانگین خطاها تا حد امکان کاهش یابد.

$$E_{T,R} = \left[ \frac{(\Delta_i)_{app}}{(\Delta_i)_{ex}} \right]_{T,R}$$

$$\bar{E}_{T,R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (E_{T,R})_i \quad (7)$$

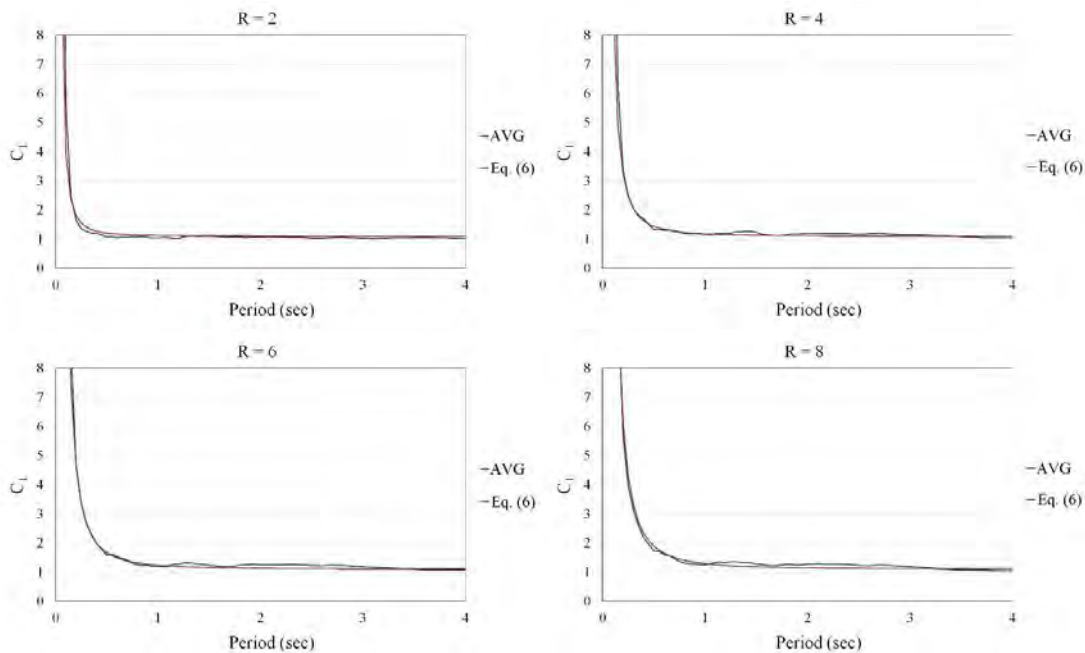
در رابطه (۷)،  $(\Delta_i)_{app}$  پاسخ تقریبی حاصل از رابطه پیشنهادی و  $(\Delta_i)_{ex}$  پاسخ دقیق به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی برای یک زمان تناوب و ضریب R مشخص است.  $E_{T,R}$  معیاری برای اندازه‌گیری خطا و  $\bar{E}_{T,R}$  نیز میانگین این خطاهاست. هرگاه مقدار  $\bar{E}_{T,R}$  برابر با

۱ شود، تخمین رابطه پیشنهادی دقیق است؛ اعداد بیشتر از ۱ و کمتر از ۱ نیز به ترتیب تخمین دست بالا و تخمین دست پایین را نشان می‌دهند. پس از محاسبه خطاها، رابطه (۶) به صورت رابطه (۸) اصلاح شد تا میانگین خطاها به عدد یک میل کند.

$$C_1 = 1.1 + \frac{R-1}{35 * T_c^2} ; T > 1.0 s$$

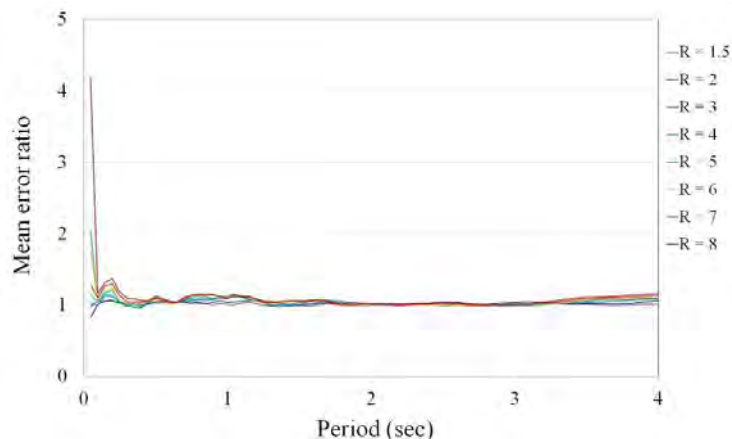
$$C_1 = 1.1 + \frac{R-1}{65 * T_c^2} ; T \leq 1.0 s$$

(۸)



شکل ۷: مقایسه میانگین ضریب  $C_1$  حاصل از گروه دوم تحلیل‌ها و رابطه پیشنهادی (۶)

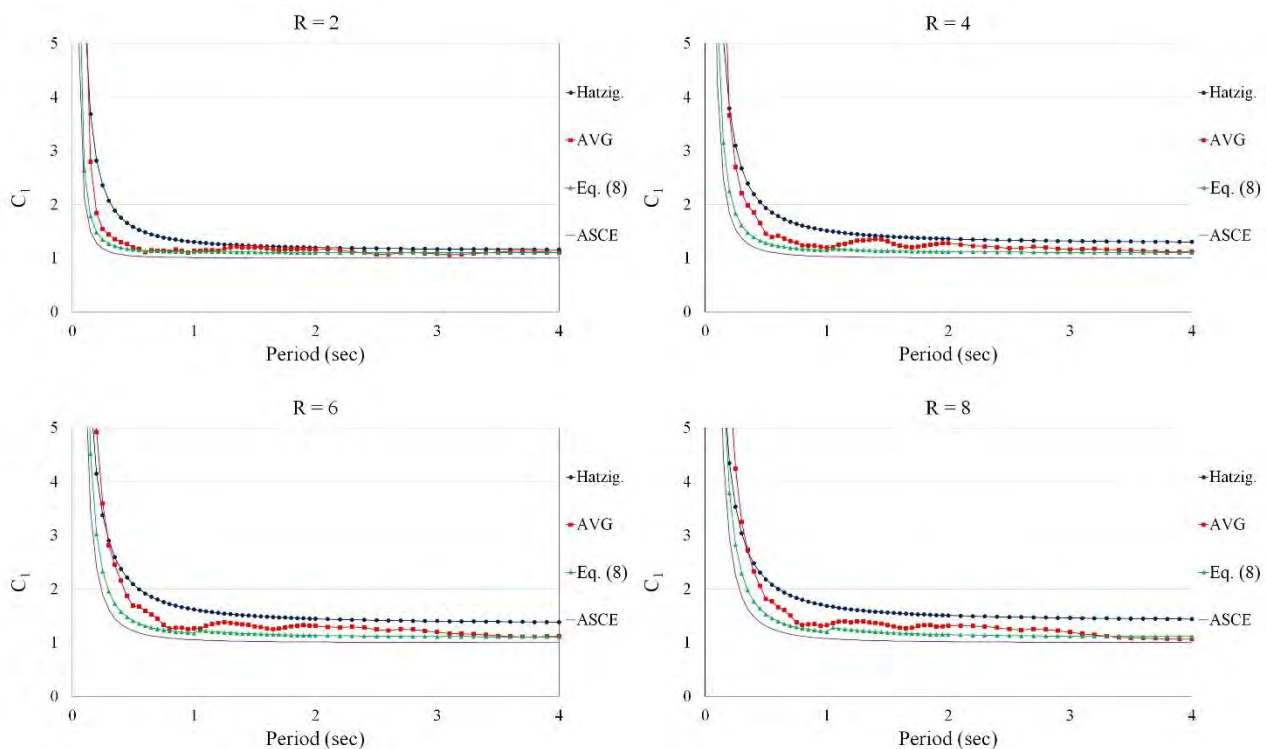
شکل ۸ میانگین خطاها را برای رابطه (۸) نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، میانگین خطاها برای زمان تناوب‌های بزرگتر از ۰٫۱ ثانیه، نزدیک به ۱ به دست آمده که دقت قابل قبول رابطه (۸) را به اثبات می‌رساند. اما به دلیل پراکندگی زیادی که در شکل ۶ برای زمان تناوب‌های کمتر از ۰٫۱ ثانیه ملاحظه شد، رابطه خاصی برای این بازه استخراج نشد که در این صورت می‌توان از محدودیت موجود در آیین‌نامه ASCE 41-17 استفاده نمود؛ به طوری که برای زمان تناوب‌های کمتر از ۰٫۲ ثانیه، مقدار به دست آمده در زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه لحاظ می‌شود.



شکل ۸: میانگین خطاها برای ضریب  $C_1$  حاصل از رابطه (۸)

## ۵- مقایسه نتایج به دست آمده با تحقیقات پیشین

در میان تحقیقات انجام شده مطالعه هتزیگنورگیو و بسکوس [۱۵]، نزدیک ترین تعریف از ضریب  $C_I$  به آیین نامه ASCE 41-17 را به کار گرفته است. آنها در مطالعات خود از شتابنگاشت‌های ثبت شده بر روی چهار نوع خاک بهره بردند و با تکرار دو و سه باره زلزله اصلی، توالی لرزه‌ای مصنوعی ایجاد نمودند. لازم به ذکر است که هرچند به طور معمول، پس لرزه‌های زیادی بعد از زلزله اصلی رخ می‌دهد، اما احتمال وقوع حداکثر یک پس لرزه بلافاصله (با فاصله زمانی بسیار اندک) پس از زلزله اصلی وجود دارد. لذا در نظر گرفتن تعداد زیادی پس لرزه در ارزیابی لرزه‌ای چندان مطلوب نیست؛ چرا که موجب افزایش دو چندان هزینه‌های ساخت خواهد شد. از طرف دیگر، جهت تامین سطح عملکرد ایمنی جانی سازه، کافی است مقاومت لازم در برابر تنها یک پس لرزه تامین گردد تا فرصت لازم برای تخلیه ساختمان وجود داشته باشد. بر این اساس، از آنجا که چهار سناریوی توالی لرزه‌ای در مطالعه آنها وجود داشت، نتایج سناریوی Case-2 که تنها شامل یک پس لرزه بود، با تحقیق حاضر مقایسه شد. در شکل ۹ به ازای هر ضریب  $R$ ، چهار منحنی شامل: ضریب  $C_I$  به دست آمده از نتایج مطالعه هتزیگنورگیو و بسکوس، میانگین نتایج به دست آمده از گروه دوم تحلیل‌ها، رابطه پیشنهادی (۸) و رابطه موجود در آیین نامه ASCE 41-17 رسم شده است.

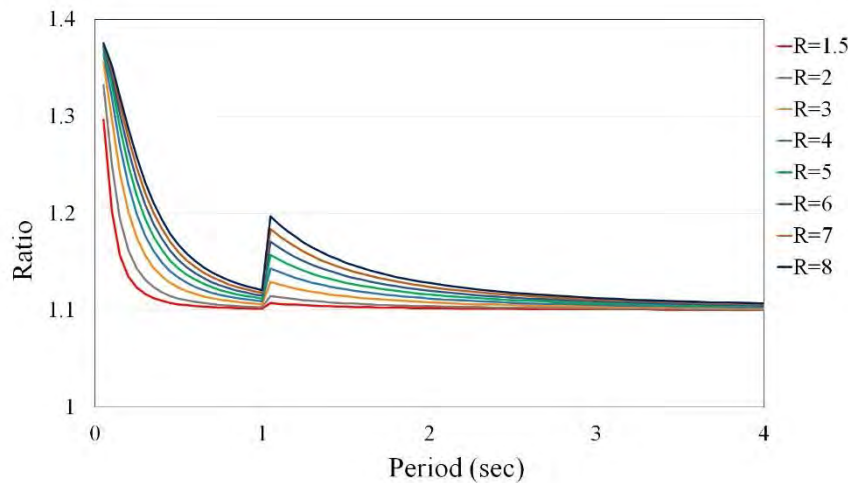


شکل ۹: مقایسه ضریب  $C_I$  حاصل از مطالعه هتزیگنورگیو [۱۵]، میانگین گروه دوم تحلیل‌ها، رابطه پیشنهادی (۸) و آیین نامه ASCE 41-17 (رابطه (۳))

با توجه به این شکل مشخص شد که نتایج مطالعه هتزیگنورگیو و بسکوس، به دلیل استفاده از پس لرزه‌های مصنوعی به طور قابل توجهی بالاتر از نتایج تحلیل گروه دوم تحت توالی لرزه‌ای واقعی است. هرچند در مطالعه آنها به ماهیت غیرواقعی تکرار زلزله اصلی به منظور تولید توالی لرزه‌ای مصنوعی اشاره شده، اما رویکرد روشنی در راستای پیشگیری از برآورد غیرواقعی ضریب  $C_I$  ارائه نشده است.

همانطور که پیشتر اشاره شد، اختلاف اندک بین رابطه (۸) و میانگین نتایج تحلیل گروه دوم، به علت به کارگیری میانگین خطاها در این رابطه است. به منظور تعیین میزان افزایش ضریب  $C_I$  تحت توالی لرزه‌ای در قیاس با رابطه موجود در آیین نامه، نسبت این دو ضریب

در شکل ۱۰ محاسبه شد. بر این اساس، میزان افزایش ضریب  $C_I$  و متعاقباً تغییر مکان هدف سازه تحت توالی لرزه‌ای، بین ۱۰ تا ۳۷ درصد است که با اعمال محدودیت آیین‌نامه در ناحیه زمان تناوب‌های کمتر از ۰٫۲ ثانیه، به حدود ۳۰٪ می‌رسد. این در حالی است که این مقدار در مطالعه هتزیگتورگیو و بسکوس به بیش از ۱۰۰ درصد نیز رسیده است.



شکل ۱۰: نسبت ضریب  $C_I$  حاصل از رابطه (۸) به ضریب  $C_I$  موجود در آیین‌نامه ASCE 41-17 (رابطه (۳))

## ۶- صحت سنجی نتایج

به منظور بررسی دقت نتایج به دست آمده در بخش ۴ و رابطه (۸)، از چهار سازه قاب خمشی بتنی دو بعدی با تعداد طبقات ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه استفاده شد. در ابتدا طراحی سه بعدی این سازه‌ها با رعایت الزامات آیین‌نامه‌های ACI 318-14 [۲۴] و ASCE 7-10 انجام شد و سپس از یکی از قاب‌های میانی هر یک از سازه‌ها جهت انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی استفاده گردید. فرضیات و پارامترهای طراحی این سازه‌ها با شرط قرار گرفتن آنها در منطقه سان‌فرانسیسکو<sup>۱۰</sup>، مطابق جداول ۲ و ۳ می‌باشد و قاب‌های خمشی طراحی شده به همراه مقاطع و میلگردهای آن نیز در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

جدول ۲: فرضیات موجود در طراحی سازه‌های بتنی

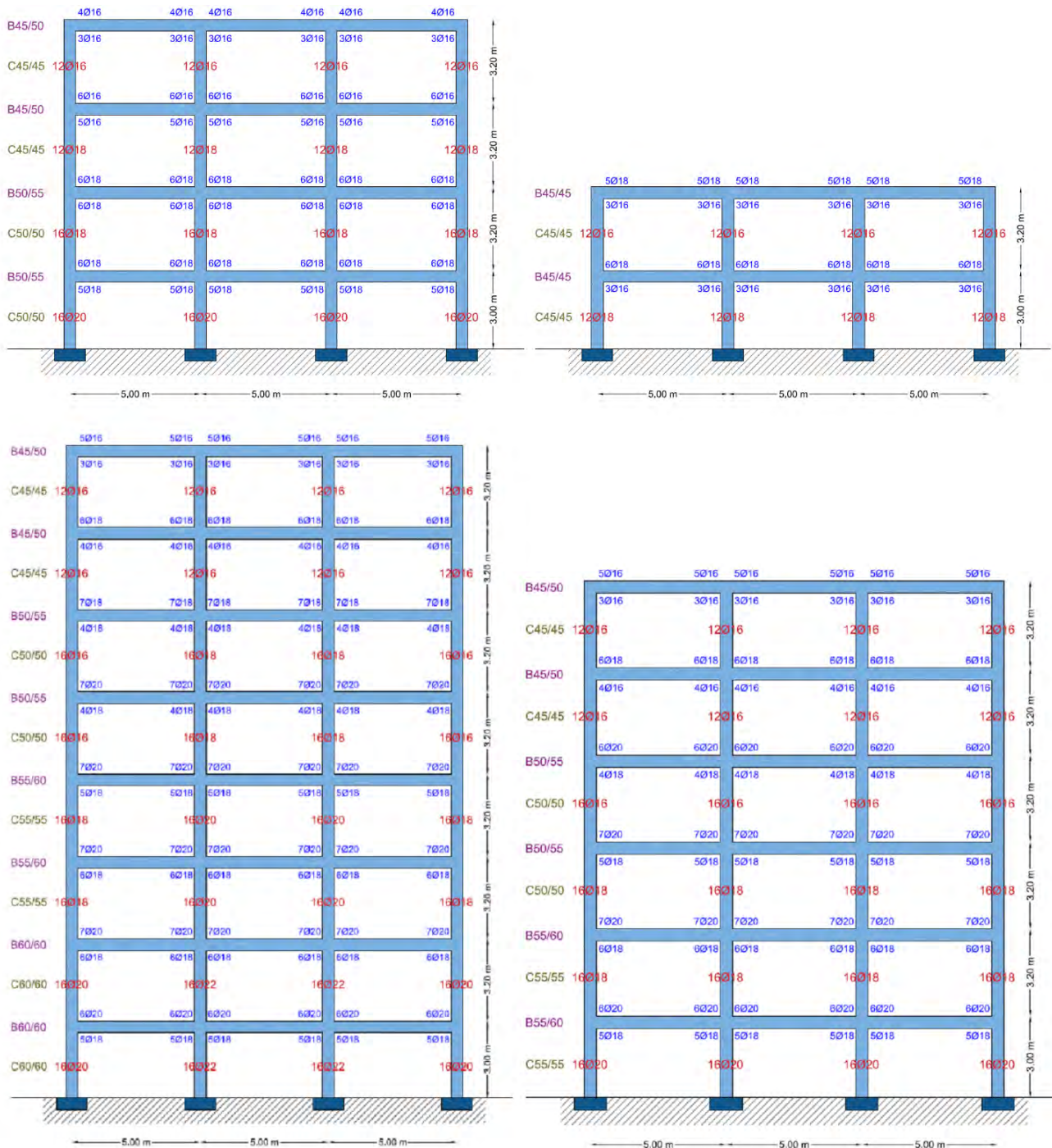
نوع	بار مرده	بار زنده	بار مرده	بار زنده	نوع	نوع سیستم سازه‌ای
خاک	طبقه‌ت	طبقه‌ت	بام	بام	بار دیوار	بار دیوار
C	7 KN/m <sup>2</sup>	2 KN/m <sup>2</sup>	6 KN/m <sup>2</sup>	1 KN/m <sup>2</sup>	پیرامونی	جان پناه
					10 KN/m	3 KN/m

جدول ۳: پارامترهای طراحی سازه‌های بتنی

$C_d$	$\Omega$	R	$F_v$	$F_a$	$S_{d1}$	$S_{d5}$	$S_1$	$S_s$
4.5	3	5	1.3	1	0.6092g	1.1656g	0.7029g	1.7483g

<sup>10</sup> San Francisco (Bay-Area)





شکل ۱۱: نمای کلی از قاب‌های خمشی بتنی طراحی شده

در ادامه به منظور ارزیابی دقت رابطه پیشنهادی، ماکزیمم تغییرمکان جانبی بام سازه‌ها حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت توالی لرزه‌ای، با تغییرمکان هدف به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به کمک روابط (۱) و (۸) مقایسه شد. به این منظور هفت توالی لرزه‌ای متفاوت از جدول ۱ انتخاب و به کمک رابطه (۵) با طیف هدف متناظر خود مقیاس شدند. سپس به کمک نرم افزار



PERFORM 3D [۲۵] مدل غیرخطی سازه‌های شکل ۱۱، مطابق ضوابط آیین‌نامه ASCE 41-17 ایجاد شد و در نهایت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد نظر بر روی آنها صورت گرفت. نتایج حاصل از تحلیل‌های فوق در جدول ۴ نشان داده شده است.

جدول ۴: مقایسه ماکزیمم تغییرمکان جانبی بام سازه‌ها حاصل از توالی لرزه‌ای و تغییرمکان هدف به دست آمده از روابط (۱) و (۸)

عنوان توالی لرزه‌ای	پاسخ ماکزیمم قاب ۲ طبقه (میلی‌متر)	پاسخ ماکزیمم قاب ۴ طبقه (میلی‌متر)	پاسخ ماکزیمم قاب ۶ طبقه (میلی‌متر)	پاسخ ماکزیمم قاب ۸ طبقه (میلی‌متر)
Friuli-Tolmezzo	۲۵	۵۴	۸۷	۹۶
Irpinia-Bisaccia	۱۳	۵۲	۱۵۳	۲۰۲
Lazio-Cassino Sant' Elia	۲۸	۵۳	۹۶	۱۴۴
Chi Chi-CHY-028	۲۵	۸۶	۱۴۲	۲۱۸
Mammoth Lakes-Convict Creek	۲۲	۴۳	۸۰	۹۵
Northridge- Big Tujunga	۲۹	۷۵	۹۶	۱۲۷
Livermore-APEEL 3E Hayward CSUH	۲۸	۵۲	۹۵	۱۳۲
ماکزیمم پاسخ‌ها	۲۹	۸۶	۱۵۳	۲۱۸
تغییرمکان هدف حاصل از روابط (۱) و (۸)	۳۱	۸۶	۱۶۰	۲۳۷

با توجه به نتایج به دست آمده در جدول ۴ ذکر چند نکته ضروری به نظر می‌رسد:

اول آنکه رابطه پیشنهادی در این مقاله توانسته است ماکزیمم پاسخ توالی‌های لرزه‌ای مختلف را به نحو مطلوبی پیش بینی نماید و از این جهت صحت رابطه (۸) را تایید می‌کند. انتخاب ماکزیمم پاسخ‌ها به جای میانگین آنها از دو جنبه منطقی به نظر می‌رسد. چرا که از یک سو امکان افزایش پاسخ سازه تحت سایر زلزله‌هایی که در این صحت سنجی به کار گرفته نشده‌اند، وجود دارد و از سوی دیگر ارزیابی لرزه‌ای سازه به واسطه تحلیل استاتیکی غیرخطی، صرفاً با رانش یک طرفه آن صورت می‌گیرد و مواردی همچون کاهندگی چرخه‌ای و تعداد چرخه‌های بارگذاری در مفاصل پلاستیک تشکیل شده، در این تحلیل لحاظ نمی‌شود. لذا تغییرمکان هدف بیشتر، تا حدودی دقت ارزیابی لرزه‌ای سازه را بهبود می‌بخشد.

دوم آنکه با وجود مقیاس نمودن تمام شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌ها به دو طیف هدف مشخص، پاسخ‌های متفاوتی تحت توالی‌های لرزه‌ای مختلف به دست آمد. این موضوع نشان می‌دهد که مقیاس نمودن، به تنهایی قادر به کاهش پراکندگی پاسخ‌ها نیست. زیرا همانطور که در بخش ۴ نیز اشاره شد، عواملی همچون انرژی زلزله، محتوای فرکانسی و پالس‌های شتاب و سرعت تاثیر بسزایی در میزان پاسخ‌های سازه دارند.

سوم، موضوع افزایش اختلاف پاسخ‌ها با افزایش تعداد طبقات سازه‌هاست. همانطور که ملاحظه می‌شود اختلاف ماکزیمم پاسخ‌ها و تغییرمکان هدف پیش‌بینی شده در سازه ۸ طبقه بیشتر از سازه ۲ طبقه است. علت اصلی این موضوع مشارکت مودهای بالاتر در سازه‌های بلند مرتبه است. به عبارت دیگر با افزایش تعداد طبقات یک سازه، از حاکمیت مود اول کاسته می‌شود و مودهای دوم و بالاتر در پاسخ به دست آمده از تحلیل‌ها نقش آفرینی می‌کنند. حال آنکه تحلیل استاتیکی غیرخطی بر فرض حاکم بودن مود اول بنا نهاده شده است. لذا با افزایش تعداد طبقات و مشارکت مودهای بالاتر از کارایی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی کاسته می‌شود.

## ۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی تاثیر وقوع پس‌لرزه بر تغییرات ضریب  $C_I$  پرداخته شد. ضریب  $C_I$  که در تعیین تغییرمکان هدف کاربرد دارد و به صورت نسبت پاسخ غیرخطی به خطی سیستم تک‌درجه آزادی با رفتار الاستو-پلاستیک تعریف می‌شود، برای سیستم‌های تک-

درجه آزادی تحت ۶۳ توالی لرزه‌ای واقعی محاسبه شد. تحلیل‌ها در دو گروه مجزا انجام شد. در گروه اول، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده بدون مقیاس شدن در محاسبه ضریب  $C_I$  به کار گرفته شدند و تحلیل‌های گروه دوم، پس از مقیاس شدن شتاب‌نگاشت‌ها به روش میانگین مجذور خطا، صورت گرفت. مقایسه ضریب تغییرات نتایج دو تحلیل فوق، منجر به انتخاب گروه دوم تحلیل‌ها به عنوان مبنایی برای محاسبه ضریب  $C_I$  تحت توالی لرزه‌ای گردید. پس از آن، میانگین نتایج گروه دوم تحلیل‌ها تعیین و رابطه‌ای بر روی آن برآزش داده شد. در ادامه رابطه مزبور نسبت به نتایج دقیق گروه دوم تحلیل‌ها اصلاح گردید و در نهایت، صحت رابطه اصلاح شده پس از مقایسه آن با نتایج تحقیقات مشابه و انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های قاب خمشی بتنی به اثبات رسید. با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته نتایج زیر قابل استنباط می‌باشد:

۱. در صورتی که سازه تحت زلزله اصلی وارد حوزه غیرخطی شود و تغییرشکل پسماند را تجربه کند، افزایش تغییرشکل‌ها تحت پس‌لرزه کاملاً محتمل است. به همین علت در حالتی که توالی لرزه‌ای به سازه اعمال می‌گردد، قانون جابه‌جایی‌های یکسان در زمان تناوب‌های بالا نقض می‌شود.
۲. مقیاس نمودن زلزله اصلی و پس‌لرزه به طیف هدف متناظر آن‌ها، موجب کاهش نسبی در میزان پراکندگی نتایج حاصل از تحلیل‌های گروه دوم گردید. لذا مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها در کاهش پراکندگی نتایج موثر است.
۳. میزان پراکندگی به دست آمده در هر دو گروه از تحلیل‌ها، بیانگر آن است که امکان همسان‌سازی نتایج تحلیل‌های خطی و غیرخطی به صورت همزمان وجود ندارد. همچنین افزایش میزان پراکندگی با بیشتر شدن ضریب  $R$  نشان داد که اگر آستانه ورود به حوزه غیرخطی کاهش یابد (ضرایب  $R$  بزرگتر)، پراکندگی نتایج نیز افزایش خواهد یافت. زیرا در این صورت متفاوت بودن انرژی ورودی زلزله‌ها، نقش موثرتری در تعیین پاسخ غیرخطی سازه ایفا خواهد کرد. به عبارت دیگر، یکسان بودن طیف شتاب پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها اثر چندانی بر یکسان شدن پاسخ غیرخطی سازه‌ها نخواهد داشت.
۴. رابطه (۸) جهت تعیین ضریب  $C_I$  تحت توالی لرزه‌ای پیشنهاد شد. مقایسه مقادیر این رابطه با نتایج گروه دوم تحلیل‌ها و محاسبه میانگین خطاها و همچنین پاسخ‌های به دست آمده در بخش صحت‌سنجی نتایج نشان داد که رابطه مزبور از دقت کافی برخوردار می‌باشد.
۵. افزایش مقادیر ضریب  $C_I$  تحت توالی لرزه‌ای در قیاس با ضریب  $C_I$  موجود در آیین‌نامه ASCE41-17 قابل ملاحظه است که این افزایش در برخی از مدل‌ها به ۳۷ درصد هم می‌رسد. لذا لحاظ نمودن اثرات پس‌لرزه در پروسه ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها (تعیین تغییرمکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی)، اجتناب ناپذیر به نظر می‌رسد.
۶. با توجه به نتایج حاصل شده در بخش صحت‌سنجی نتایج مشخص گردید که کارایی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با افزایش تعداد طبقات سازه کاهش می‌یابد، چرا که حاکم بودن مود اول سازه در این نوع تحلیل از فرضیات اساسی آن است حال آنکه مشارکت مودهای بالاتر سازه با افزایش تعداد طبقات آن بیشتر می‌شود.

## مراجع

- [1] Hosseinpour, F. and 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.
- [2] Oyguc, R., Toros, C. and Abdelnaby, A.E. (2018). Seismic behavior of irregular reinforced-concrete structures under multiple earthquake excitations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 15-32.
- [3] Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A.E. (2017). Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 98, 222-234.
- [4] Hatzigeorgiou, G.D. and Liolios, A.A. (2010). Nonlinear behavior of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 1010-1025.

- [5] Abdollahzadeh, G.R., Mohammadgholipour, A. and Omranian, E. (2018). Seismic evaluation of steel moment frames under mainshock-aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1387198>.
- [6] Li, R., Ge, H. and Maruyama, R. (2017). Assessment of post-earthquake serviceability for steel arch bridges with seismic dampers considering mainshock-aftershock sequences. *Earthquakes and Structures*, 13(2), 137-150.
- [7] Mirtaheri M., Amini, M. and Doosti Rad, M. (2017). The effect of mainshock-aftershock on the residual displacement of buildings equipped with cylindrical frictional damper. *Earthquakes and Structures*, 12(5), 515-527.
- [8] Ruiz-García, J., 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.
- [9] Song R., Li, Y. and 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.
- [10] Zhai, C.H, Zheng, Z., Li, S. and Pan X. (2018). The capacity loss of a RCC building under mainshock-aftershock seismic sequences. *Earthquakes and Structures*, 15(3), 295-306.
- [11] ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [12] Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 2, 895-912.
- [13] Veletsos, A.S, Newmark, N.M. and Chelapati, C.V. (1965). Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering: Auckland and Wellington, New Zealand, 22 January-1 February*, 2, 663-682.
- [14] Zhai, C., Wen, W., Ji, D. and Li, S. (2015). The influences of aftershocks on the constant damage inelastic displacement ratio. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 186-189.
- [15] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009). Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, 31, 2744-2755.
- [16] Ruiz-García, R. (2012). Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response. *Journal of Earthquake Engineering*, 16(5), 719-37.
- [17] Dreger, D. (1997). The large aftershocks of the Northridge earthquake and their relationship to mainshock slip and fault-zone complexity. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(5), 1259-1266.
- [18] FEMA 440 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency (FEMA), prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- [19] OpenSees (2012). The Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA, USA, <http://opensees.berkeley.edu>.
- [20] Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32, 1237-1258.
- [21] ASCE/SEI 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [22] Vahedian, V., Omranian, E. and Abdollahzadeh, G.R. (2019). A new method for generating aftershock records using artificial neural network. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1664675>.
- [23] Nikolaou, A.S. (1998). A GIS Platform for Earthquake Risk Analysis. Ph.D. Dissertation, State University of New York at Buffalo, USA.
- [24] ACI 318-14 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Country Club Drive, Farmington Hills, USA.
- [25] PERFORM 3D (2011). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.