

## اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ افزایش یافته قاب‌های بتن آرمه با و بدون دیوار برشی

غلامرضا قدرتی امیری<sup>\*</sup>، حامد رجایی لک، الهام رجبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۹ بهمن ۱۳۹۵  
بازنگری: ۱۰ شهریور ۱۳۹۶  
پذیرش: ۹ آبان ۱۳۹۶  
ارائه آنلاین: ۲۹ آبان ۱۳۹۶

### کلمات کلیدی:

پدیده توالی لرزه‌ای  
قاب خمشی  
دیوار برشی  
تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی  
نیاز شکل‌پذیری

**چکیده:** امروزه اکثر ارزیابی‌های خطر لرزه‌ای تنها با در نظر گرفتن خطر ناشی از لرزه اصلی صورت می‌گیرد. در حالی که اغلب پس‌لرزه‌هایی که پس از لرزه اصلی رخ می‌دهند به قدری قوی می‌باشند که قابلیت ایجاد خسارات فاجعه‌انگیز در سازه و همچنین مرگ ساکنین را دارند. در مقاله حاضر تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر قاب‌های خمشی دیوار برشی بررسی و نتایج حاصل از تحلیل این قاب‌ها با قاب‌های خمشی مقایسه شده است. در این راستا سه قاب ۴، ۷ و ۱۰ طبقه که نماینده‌ای از سازه‌های با ارتفاع کم، متوسط و زیاد می‌باشند، در محیط نرم‌افزاری OpenSess مدل‌سازی و تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته‌اند. سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده شامل زمین‌لرزه‌های متوالی بحرانی ثبت شده می‌باشند که بر اساس نسبت حداکثر شتاب (PGA) زلزله متوالی به PGA لرزه نخست دسته‌بندی شده‌اند. به منظور بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ سازه‌ها پارامترهای پیشینه نیاز شکل‌پذیری، جابجایی نسبی بین طبقات و تغییر شکل برشی دیوارها در نظر گرفته شده است. نتایج حاکی از آن است که زمین‌لرزه‌های با نسبت PGA حالت متوالی به لرزه نخست تا مقدار ۰/۴۶ تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ قاب‌ها ندارند. به ازای مقادیر بالاتر، با افزایش این نسبت، اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر پاسخ قاب‌ها افزایش می‌یابد. همچنین تأثیر این پدیده بر قاب‌های خمشی با دیوار برشی بیشتر از قاب‌های خمشی می‌باشد. از طرفی اثر توالی لرزه‌ای بر برخی پاسخ‌های سازه از قبیل جابجایی نسبی طبقه و نیاز شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات در هر دو نوع سیستم سازه‌ای کاهش می‌یابد.

### ۱- مقدمه

بنابراین ارزیابی رابطه میان این دو پارامتر به منظور بررسی عملکرد سازه از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. استانداردهای کنونی نیازهای شکل‌پذیری سازه را تنها بر اثر لرزه اصلی برآورد می‌کنند. در صورتی که تحقیقات بسیاری نشان داده است که وقوع پس‌لرزه‌ها می‌تواند نیاز شکل‌پذیری سازه‌ها به طور چشم‌گیری افزایش داده و منجر به افزایش خطرپذیری آن در مقابل زلزله شود [۴]. هم چنین باید در نظر داشت که وقوع پس‌لرزه‌های شدید گاهی می‌تواند باعث خسارت‌های بیشتر و یا فروریزش سازه‌هایی گردد که در اثر زلزله اصلی آسیب‌چندانی ندیده‌اند. بنابراین بررسی احتمال افزایش آسیب‌پذیری در سازه‌های با اهمیت بالا مانند سازه‌های خدمات‌رسان از قبیل بیمارستان‌ها و مراکز آتش‌نشانی و مدیریت بحران پس از وقوع زلزله‌های اصلی، اهمیت بررسی تحلیل احتمالاتی خطر پس‌لرزه‌ها را به خصوص در نواحی لرزه‌خیز مانند کشور ایران نمایان می‌سازد [۵].

با توجه به موارد فوق که اهمیت لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای را بیش از پیش آشکار می‌نماید، در مقاله حاضر سعی شده است تا رفتار قاب‌های بتنی با و بدون دیواربرشی در برابر این پدیده بررسی و مقایسه گردد. در این راستا اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری و گسترش مفاصل پلاستیک در قاب‌های بتنی خمشی بدون دیوار برشی توسط هاتزجورجیو و ایولیوس<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۰ [۴]، بررسی شده است. همچنین شین<sup>۲</sup> و همکاران

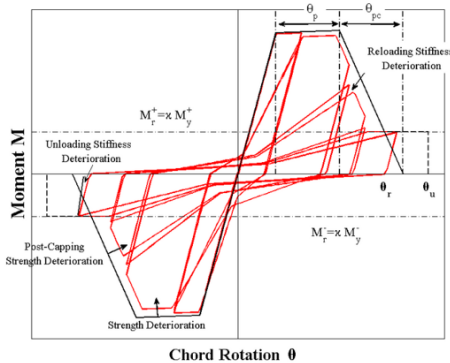
پدیده توالی لرزه‌ای عموماً به حالتی اطلاق می‌شود که در یک فاصله‌ی زمانی کوتاه - دقیقه، روز و حتی هفته - چندین زمین‌لرزه در یک منطقه به صورت متوالی رخ دهند. در واقع این پدیده با یک واقعه‌ی اصلی با شدت متوسط - زیاد توصیف می‌شود که بعد از زمان کوتاهی توسط لرزه‌هایی با شدت قابل مقایسه با لرزه اصلی همراه می‌شود. اکثر ارزیابی‌های خطر لرزه‌ای کنونی تنها با در نظر گرفتن خطر ناشی از لرزه اصلی صورت می‌گیرد. در حالی که اغلب پس‌لرزه‌هایی که پس از لرزه اصلی رخ می‌دهند به قدری قوی می‌باشند که قابلیت ایجاد خسارات فاجعه‌انگیز در سازه و همچنین مرگ ساکنین را دارند [۱]. از آنجایی که عموماً پس‌لرزه‌ها در فاصله زمانی کوتاهی نسبت به لرزه اصلی رخ می‌دهند، تقویت سازه در این فاصله کوتاه میسر نبوده و به این ترتیب نیاز است به منظور کاهش خطرپذیری، عملکرد سازه خسارت دیده از لرزه اصلی در معرض پس‌لرزه‌ها ارزیابی شود [۲]. به عنوان مثال حدود صد پس‌لرزه با بزرگای شش و یا بیشتر در طی ۴ روز پس از زلزله Tohoku ژاپن در سال ۲۰۱۱ اتفاق افتاد که منجر به ایجاد خسارات سازه‌ای و تخریب زیرساخت‌ها شد [۳]. میزان خسارت وارد بر سازه رابطه مستقیمی با نیاز شکل‌پذیری دارد.

1 Hatzigeorgiou and Liolios

2 Shin

<sup>\*</sup>نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ghodrati@iust.ac.ir

منظور مدل سازی تیرها و ستون‌ها از المان‌های تیر-ستون غیر خطی<sup>۳</sup> استفاده شده است. در این مقاطع پلاستیسیته به صورت گسترده و در طول المان توزیع می‌شود. به منظور تعریف مدل رفتاری از مدل هیستریتیک شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر<sup>۴</sup> با پاسخ دارای باریک شدگی استفاده شده است [۹]. جهت کالیبره کردن مدل رفتاری مورد استفاده در این مقاله از نتایج آزمایشات انجام شده بر ۲۰۰ نمونه تیر و ستون بتن آرمه توسط کراوینکلر و لیگنوس<sup>۵</sup> در سال ۲۰۱۲ استفاده شده است. بدین منظور تیرها و ستون‌ها با میزان نیروی محوری تقریباً کمی انتخاب شده‌اند. تنها رفتار تیرهایی در کالیبره کردن پارامترها در نظر گرفته شده‌اند که به صورت خمشی دچار خرابی شده‌اند [۱۰]. منحنی رفتاری این مدل در شکل ۲ نمایش داده شده است.



شکل ۲: منحنی رفتاری مدل هیستریتیک Ibarra-Medina-Krawinkler

Fig. 2. Backbone curve of the Ibarra-Medina-Krawinkler hysteretic model

پارامترهای منحنی رفتاری استفاده شده به طریق زیر محاسبه شده‌اند: به منظور محاسبه  $M_y$  از فرمول رابطه ارائه شده توسط پاناگیوتاکوس و فاردیس<sup>۶</sup> (۲۰۰۱) [۱۱] که به شکل مطابق رابطه ۱ می‌باشد، استفاده شده است:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( \frac{1+\delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) + E_s \frac{(1-\delta_1)}{2} \left[ \frac{\rho_1(1-\xi_y) + \rho_2(\xi_y - \delta_1)}{6} + \frac{\rho_v(1-\delta_1)}{6} \right] \right\} \quad (1)$$

جهت محاسبه سایر پارامترهای مدل از روابط هستون<sup>۷</sup> (۲۰۰۸) [۱۲] استفاده شده است. این روابط در قالب روابط ۲ تا ۴ بازنویسی شده‌اند:

$$\theta_p = 0.13(1 + 0.55a_{sl})(0.13)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.65} (0.57)^{0.01f'c} \quad (2)$$

$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.1 \quad (3)$$

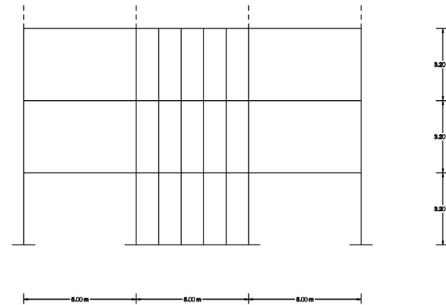
$$\frac{M_y}{M_c} = 1.25(0.89)^v (0.91)^{0.01f'c} \quad (4)$$

- 3 Non-linear Beam Column
- 4 Ibarra-Medina-Krawinkler
- 5 Lignos and Krawinkler
- 6 Panagiotakos and Fardis
- 7 Haselton

در سال ۲۰۱۴ [۶] با انجام تحلیل شکنندگی بر قاب‌های خمشی بتنی، تغییر عملکرد سازه بر اثر وقوع پدیده توالی لرزه‌ای را بررسی نمودند. وایت<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۳ [۷] اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر رفتار دیوار برشی بتنی ساخته شده در آزمایشگاه را با در نظر گرفتن اثر توالی لرزه‌ای مورد بررسی قرار داد. مقاله حاضر به مطالعه اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر قاب‌های خمشی به همراه دیوار برشی اختصاص داده شده است. با توجه به عدم دقت کافی روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای و اینکه هدف بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر روی قاب‌های بتنی موجود بوده، در این مقاله از رکوردهای متوالی حقیقی ثبت شده استفاده شده است.

## ۲- مدل سازی

در این مقاله از نرم‌افزار OpenSees جهت مدل سازی و تحلیل سازه استفاده شده است. از شاخص‌ترین مزایای این نرم‌افزار سرعت بالا در تحلیل غیرخطی می‌باشد، که در مقایسه با نرم‌افزارهای دیگر بسیار سریع‌تر است. مدل‌های ساخته شده به دو گروه قاب‌های خمشی بتنی و قاب‌های خمشی بتنی با دیوار برشی تقسیم شدند. در هر گروه، قاب‌ها از نظر ارتفاع به سه دسته ۴، ۷ و ۱۰ طبقه دسته‌بندی و ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر و قاب‌های دو بعدی در هر طبقه دارای سه دهانه ۵ متری می‌باشند. در مدل‌های دارای دیوار برشی، دیوار در دهانه میانی قرار گرفته است. برای نمونه نمای کلی از هندسه قاب سه طبقه در شکل ۱ آورده شده است.



شکل ۱: نمای هندسه قاب سه طبقه

Fig. 1. Schematic view of 3 story frame

برای مدل سازی دیوار برشی از المان دیوار برشی SFI\_MVLEM استفاده شده است. این نوع المان اندرکنش خمش و برش و نیروی محوری برای دیوار برشی را در نظر گرفته و برای بارهای تناوبی مناسب می‌باشد. در این المان دیوار برشی به چند المان ماکرو فایبر تقسیم می‌شود که ضخامت و فولاد عرضی و طولی هر قسمت را می‌توان جداگانه تعیین نمود که البته در مقاله حاضر یکسان در نظر گرفته شده است [۸]. المان‌های به کار رفته در مدل به چهار دسته تیر، ستون، دیوار برشی و مفاصل تقسیم می‌شوند. به

- 1 Whyte
- 2 Open System for Earthquake Engineering

زمان زلزله و معیار شدت آریاس، به واسطه داشتن بیشترین همبستگی با پارامترهای دیگر به عنوان مناسب‌ترین معیار جهت انتخاب بحرانی‌ترین سناریو معرفی شده است. به گونه‌ای که رکوردهای مذکور به لحاظ تأثیر بر رفتار سازه و پاسخ آن نسبت به بقیه رکوردهای متوالی ثبت شده در ایستگاه‌های دیگر بحرانی‌تر هستند.

در حقیقت دلیل استفاده از رکوردهای ثبت شده در مقاله حاضر، اجتناب از ایجاد عدم قطعیت‌ها در معرفی مشخصات لرزه‌های دنبال کننده به واسطه استفاده از روش‌های مصنوعی و گاهاً مدل‌های پیشنهادی براساس قوانین گوتنبرگ ریشتر، Omori و Bath می‌باشد. به این ترتیب در تمامی سناریوهای انتخاب شده از پایگاه اطلاعاتی PEER<sup>۲</sup> بزرگا، مدت زمان، فاصله زمانی میان رکوردهای متوالی و دیگر خصوصیات لرزه‌ها واقعی می‌باشند. شرایط انتخاب لرزه‌های متوالی مورد استفاده در این مقاله، علاوه بر یکسان بودن ایستگاه ثبت لرزه اول و دوم و فاصله زمانی کمتر از ده دقیقه میان آن‌ها بحث میزان حداکثر شتاب موثر این لرزه‌هاست. به گونه‌ای که در رکوردهای متوالی نمایش داده شده در جدول ۱ هم لرزه نخست و هم لرزه دوم در میان بقیه رکوردهای ثبت شده برای زلزله مورد نظر دارای حداکثر EPA می‌باشند. این گروه از زمین‌لرزه‌های متوالی سناریوهای لرزه‌ای با EPA بیشینه نام گرفته‌اند. از آنجایی که تعداد رکوردهای انتخابی براساس این شرایط محدود است، در گام بعد لرزه‌های متوالی تحت عنوان EPA نزدیک به حالت بیشینه انتخاب شده‌اند (جدول ۲) که لرزه نخست یا لرزه دوم به لحاظ مقدار EPA نسبت به میزان حداکثر رتبه دوم یا نهایتاً سوم داشته باشند. با این تفاسیر، ۱۱ رکورد متوالی معرفی شده در جدول‌های ۱ و ۲ حائز این شرایط بوده‌اند. در ادامه این رکوردها به منظور بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ افزایش یافته قاب‌های بتن‌آرمه با و بدون دیواربرشی بر اساس نسبت حداکثر شتاب (PGA) زلزله متوالی به PGA لرزه نخست دسته‌بندی شده‌اند.

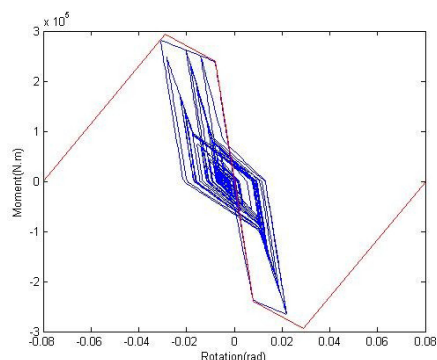
#### جدول ۱: نتایج مقیاس رکوردها دسته اول (با EPA بیشینه)

Table 1. Results for scaling the first category records (with maximum EPA)

رکوردهای ثبت شده با فاصله زمانی کمتر از ده دقیقه در ایستگاه مشابه و با EPA بیشینه				
نام	PGA لرزه اولیه	PGA لرزه ثانویه	نسبت PGA مقیاس	ضریب
Chalfant Valley	۰/۴۴۶	۰/۱۴۳	۰/۳۲	۰/۹
Hollister	۰/۰۷۴	۰/۰۷۲	۰/۹۷	۵/۴
New zeland	۰/۲۵۵	۰/۰۵۳	۰/۲۱	۱/۵۷

در شکل ۳ نمونه‌ای از رفتار تیر دهانه سمت راست طبقه اول قاب خمشی ۴ طبقه تحت لرزه اولیه رکورد Hollister با مدل رفتاری اعمال شده آورده شده است. همانطور که در شکل مشخص می‌باشد، مدل ۴ طبقه در برابر زمین لرزه با تشکیل حلقه‌های هیستریزس، رفتاری حول منحنی رفتار پیشنهادی داشته است.

لازم به ذکر است قاب‌ها بر اساس استاندارد [۲۸۰۰] [۱۳]، آیین‌نامه طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم، طراحی شده‌اند. برای صحت‌سنجی مدل‌های مورد استفاده در این مقاله از نتایج پژوهش وایت در سال ۲۰۱۳ [۷] استفاده شده است. در این مطالعه اثرات توالی لرزه‌ای، بر مدل دیوار برشی ساخته شده در آزمایشگاه دانشگاه Berkeley بررسی شده است.



شکل ۳: رفتار تیر دهانه سمت راست طبقه اول قاب خمشی ۴ طبقه تحت لرزه اولیه رکورد Hollister با مدل رفتاری Ibarra-Medina-Krawinkler

Fig. 3. Behavior of the beam located in the left span of the moment frame's first floor, under the initial Hollister earthquake record, considering Ibarra-Medina-Krawinkler hysteretic model

#### ۳- سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

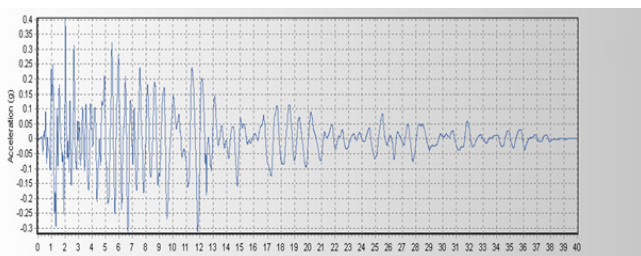
در مقاله حاضر به منظور بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ افزایش یافته قاب‌های بتن‌آرمه با و بدون دیواربرشی از رکوردهای متوالی واقعی و ثبت شده استفاده شده است. این رکوردها با توجه به مطالعه Ghodrati و Manouchehri Dana در سال ۲۰۰۵ [۱۴] براساس پارامتر حداکثر شتاب مؤثر (EPA) انتخاب شده‌اند. پارامتر EPA طبق تعریف برابر با متوسط شتاب طیفی زلزله با میرایی ۵ درصد در زمان تناوب ۰/۱ ثانیه تا ۰/۵ ثانیه تقسیم بر ضریب بزرگنمایی استاندارد ۲/۵ است. همچنین EPA مانند PGA از جنس شتاب بوده و در پژوهش Ghodrati و Manouchehri Dana در سال ۲۰۰۵، در میان پارامترهای پیشنهادی جهت انتخاب سناریو لرزه‌ای بحرانی از قبیل حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر شتاب مؤثر (EPA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، حداکثر جابجایی زمین (PGD)، مدت

جدول ۲: نتایج مقیاس رکوردها دسته دوم (با EPA نزدیک به حالت بیشینه)

Table 2. Results for scaling the second category records (with nearly maximum EPA)

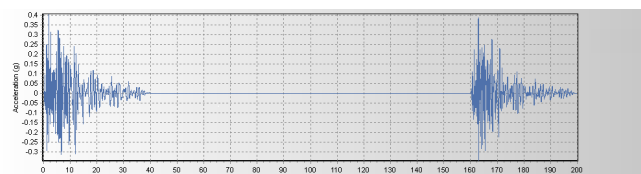
نام	PGA لرزه اولیه	PGA لرزه ثانویه	نسبت PGA	ضریب مقیاس
Chalfant Valley	۰/۲۴۸	۰/۱۰۶	۰/۴۳	۱/۶۱
Chi-Chi Taiwan 1	۰/۲۱۲	۰/۲۶۲	۱/۲۳	۱/۵۳
Chi-Chi Taiwan 2	۰/۳۹۶	۰/۱۱۵	۰/۳۸	۱/۰۱
Imperial Valley	۰/۵۱۹	۰/۲۳۸	۰/۴۶	۰/۷۷
Irpinia, Italy 1	۰/۲۵	۰/۰۷۱	۰/۲۸	۱/۶
Irpinia, Italy 2	۰/۱۷۷	۰/۱۳۲	۰/۷۴	۲/۲۵
Northridge 1	۰/۵۸۳	۰/۱۰۷	۰/۱۸	۰/۶۹
Northridge 2	۱/۷۸	۰/۰۶۹	۰/۰۴	۰/۲۲

رکوردهای ثبت شده با فاصله زمانی کمتر از ده دقیقه در ایستگاه مشابه و با EPA تقریباً بیشینه



شکل ۴: شتابنگاشت مربوط به زمین لرزه حاوی لرزه اولیه مقیاس شده زلزله Hollister (۱۹۶۱)

Fig. 4. Accelerogram of the scaled initial Hollister earthquake



شکل ۵: شتابنگاشت مربوط به زمین لرزه حاوی توالی لرزه‌ای مقیاس شده زلزله Hollister (۱۹۶۱)

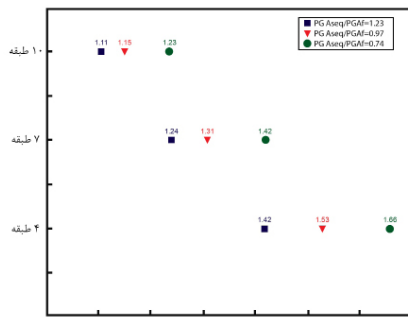
Fig. 5. Accelerogram of the scaled Hollister earthquake including seismic sequence

۴- نتایج

در مقاله حاضر به منظور بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ افزایش یافته بر قاب‌های بتن‌آرمه با و بدون دیواربرشی، مجموعه‌ای از قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه در معرض ۱۱ سناریوهای لرزه‌ای ثبت شده بحرانی با و بدون توالی لرزه‌ای تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی (در قالب یک مرحله

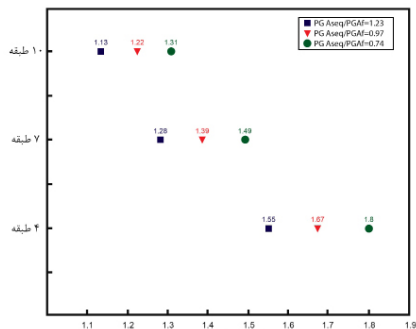
در حالت کلی شدت پس‌لرزه‌ها به علت کوچکتر بودن بزرگا، نسبت به شدت لرزه اصلی، کمتر می‌باشد. اما وقوع پس‌لرزه شدیدتر نسبت به لرزه اصلی، به علت کمتر بودن طول گسلش پس‌لرزه نسبت به لرزه اصلی در وقایع لرزه‌ای گذشته مشاهده شده است. به عنوان مثال در زلزله Chi Chi توالی لرزه‌ای ثبت شده در ایستگاه PGA CHY074، لرزه اصلی  $g \ 0.2342$  ثبت شد، در حالی که مقدار PGA ثبت شده برای پس‌لرزه  $g \ 0.3229$  می‌باشد [۱۵]. برای در نظر گرفتن حالت توالی لرزه‌ای با لرزه ثانویه شدیدتر، رکورد Chi Chi 2، با نسبت PGA توالی لرزه‌ای به لرزه اولیه  $1/23$  در نظر گرفته شده است. رکوردها بر اساس زمان وقوع به دو دسته لرزه اولیه و ثانویه تقسیم‌بندی و رکوردهای متوالی لرزه‌ای از ترکیب رکوردهای لرزه اولیه و ثانویه با در نظر گرفتن فاصله زمانی بین دو رکورد در نظر گرفته شدند. با توجه به طراحی واحد برای رکوردهای با شدت مختلف بیشینه PGA و با توجه به استاندارد ۲۸۰۰، آیین‌نامه طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم، در مورد مقایسه مقادیر طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با مقدار طیف استاندارد طرح، هر توالی لرزه‌ای برای رسیدن به مقدار PGA برابر  $g \ 0.4$  مقیاس شدند، بدین ترتیب مدل‌ها تحت بیشینه نیروی مشابهی طراحی شدند و شرط مقیاس کردن رکوردها به نحوی که میزان شتاب طیفی آنها از میزان طیف استاندارد طرح آیین‌نامه کمتر نباشد هم ارضا گردید. نتایج مقیاس رکوردها و چگونگی در نظر گرفتن رکورد اولیه و ثانویه در هر رکورد در جدول ۱ و ۲ آورده شده است. در جدول ۱ و ۲ منظور از نسبت PGA، نسبت PGA رکورد حاوی توالی لرزه‌ای به PGA رکورد لرزه اولیه (PGAseq/PGAf) می‌باشد.

1 Peak Ground Acceleration



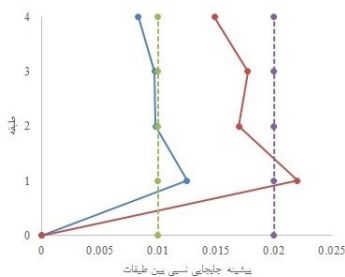
شکل ۶: نسبت بیشینه جابجایی بین طبقات قاب خمشی در حالت متوالی به منفرد برای رکوردهای زلزله و پس لرزه Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister

Fig. 6. Ratio of peak maximum inter-story drift in moment frames, results for Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister main shock and aftershock records



شکل ۷: نسبت بیشینه جابجایی بین طبقات قاب خمشی با دیوار برشی در حالت متوالی به منفرد برای رکوردهای زلزله و پس لرزه Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister

Fig. 7. Ratio of peak maximum inter-story drift in moment frames with shear walls, results for Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister main shock and aftershock records



شکل ۸: اثر توالی لرزه‌ای بر سطح عملکرد قاب خمشی ۴ طبقه تحت توالی لرزه‌ای زمین لرزه ChiChi 2 (۱۹۹۹)

Fig. 8. Effect of seismic sequence on limit state of 4 story moment frame under consecutive record of Chi Chi 2 (1999)

نه تحلیل دینامیکی فزاینده) قرار گرفته‌اند. لازم به ذکر است که پارامتر EPA معیاری برای انتخاب سناریوهای لرزه‌ای بحرانی منفرد و متوالی بوده و در بقیه مراحل از قبیل تعیین معیار شدت (جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی) و بیان نتایج حاصل از این تحلیل‌ها (در قالب نتیجه‌گیری) از پارامتر PGA استفاده شده است. به گونه‌ای که بررسی‌های اولیه حاکی از آن است که رکوردهای متوالی با نسبت PGA لرزه ثانویه به PGA لرزه اولیه تا ۰/۴۶ تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی پارامترهای جابجایی نسبی بین طبقات و بیشینه نیاز شکل‌پذیری ندارد. بنابراین در ادامه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مجموعه قاب‌های بتنی با و بدون دیواربرشی در معرض سه رکورد توالی لرزه‌ای Chi Chi 1، Irpina 2، و Hollister با نسبت PGA لرزه ثانویه به لرزه اولیه به ترتیب ۰/۷۴، ۱/۲۳ و ۰/۹۷ گزارش شده است.

#### ۴-۱ اثر توالی لرزه‌ای بر جابجایی نسبی طبقات

در تحلیل تاریخچه زمانی به ازای تمامی سناریوهای لرزه‌ای منفرد و حاوی توالی لرزه‌ای میزان بیشینه جابجایی نسبی طبقات ثابت و نسبت بیشینه جابجایی نسبی بام برای حالت متوالی به حالت لرزه اولیه در شکل‌های ۶ و ۷ گزارش شده است. در این شکل‌ها منظور از PG Aseq/PGAf نسبت PGA رکورد حاوی توالی لرزه‌ای به PGA رکورد لرزه اولیه می‌باشد.

با توجه به شکل‌های ۶ و ۷ اثر فزاینده پدیده توالی لرزه‌ای بر جابجایی نسبی طبقات، در تمامی قاب‌ها به خصوص قاب‌های خمشی با دیوار برشی مشخص می‌باشد. در حقیقت وقوع توالی لرزه‌ای جابجایی نسبی بین طبقات را افزایش می‌دهد. چرا که در تمامی حالات نسبت این پارامتر بزرگتر از یک است. همانطور که انتظار می‌رفت با افزایش نسبت PGA رکورد متوالی نسبت به لرزه اولیه میزان نسبت جابجایی نسبی بین طبقات هم افزایش یافته است. به گونه‌ای که در بدترین حالت، وقوع پدیده توالی لرزه‌ای می‌تواند تا ۸۰ درصد جابجایی نسبی بین طبقات را افزایش دهد. میزان جابجایی نسبی بین طبقات تأثیر بسزایی در میزان خسارت اقتصادی وارد بر سازه دارد. به گونه‌ای که در بعضی موارد هزینه بازسازی و تعمیر سازه از هزینه ساخت اولیه آن بیشتر گردد [۱۶].

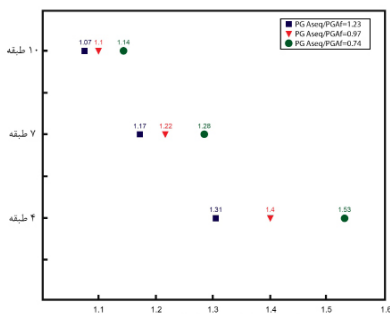
آیین‌نامه FEMA سطوح عملکرد مختلف را بر اساس میزان جابجایی نسبی بین طبقات تعیین می‌کند [۱۷]. همانطور که در شکل ۸ مشخص می‌باشد، در نظر نگرفتن پدیده توالی لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها می‌تواند منجر به تغییر عملکرد مورد انتظار سازه گردد. چرا که سازه‌ای که تحت لرزه اولیه در محدوده سطح عملکرد امنیت جانی (LS) قرار داشته، در اثر وقوع لرزه ثانویه جابجایی نسبی بین طبقات از محدوده این سطح عملکرد فراتر رفته است. بنابراین نادیده گرفتن اثر توالی لرزه‌ای می‌تواند منجر عملکرد نامطلوب سازه و خسارات مالی و جانی گردد.

شکل‌های ۹ و ۱۰، در همه موارد نسبت بیشینه نیاز شکل‌پذیری در حالت متوالی نسبت به لرزه اولیه منفرد بیشتر از یک می‌باشد. نسبت‌های بزرگ‌تر از یک بدین معنی است که قاب‌ها جهت رویارویی با لرزه‌های متوالی نیازمند شکل‌پذیری بیشتری هستند. همانطور که پیش‌تر نیز اشاره شد، میزان خسارت وارد بر سازه تحت حرکت زمین رابطه مستقیمی با نیاز شکل‌پذیری دارد. بنابراین عدم در نظر گرفتن این پدیده می‌تواند رفتار سازه را به شدت تحت تأثیر قرار دهد. به نحوی که مشاهده شده است، در بدترین حالت نیاز شکل‌پذیری به واسطه رخداد توالی لرزه‌ای ۷۲ درصد نسبت به حالت لرزه اصلی منفرد افزایش می‌یابد. عموماً سازه‌ها بر اساس کاربری و عملکرد مورد انتظار دارای ضوابط شکل‌پذیری متناظر با فرض رخداد لرزه اصلی می‌باشند. به این ترتیب ضرورت نیاز به بازنگری ضوابط شکل‌پذیری سازه‌ها احساس می‌شود.

### ۳-۴- اثر توالی لرزه‌ای بر تغییر شکل برشی دیوار

به منظور بررسی رفتار دیوارهای برشی تحت اثر توالی لرزه‌ای، از پارامتر تغییرشکل برشی دیوار استفاده شده است. نتایج ادبیات فنی موضوع بیان‌گر تأثیر بیشتر پدیده توالی لرزه‌ای بر نیازهای تغییرشکل بوده است. به همین دلیل میزان تغییرشکل بیشینه دیوارهای برشی ثبت و میانگین آن در شکل ۱۱ آورده شده است.

با توجه به شکل ۱۱ مادامی که نسبت PGA در حالت متوالی به لرزه اولیه افزایش می‌یابد، نسبت تغییرشکل بیشینه دیوارهای برشی نیز افزایش می‌یابد. به گونه‌ای که با افزایش این نسبت تغییر شکل برشی دیوار به میزان قابل توجه ۵۳ درصد افزایش می‌یابد. از طرفی نتایج بیانگر آن است که پدیده توالی لرزه‌ای بر پارامتر تغییر شکل دیوار برشی نسبت به پارامترهای جابجایی نسبی طبقات و نیاز شکل‌پذیری اثر کمتری دارد. این موضوع را می‌توان با توجه به رفتار دیوار برشی تحت بارهای تناوبی و کمتر بودن میزان افت مقاومت و تغییرشکل‌های ماندگار ایجاد شده در دیوار توجیه نمود.



شکل ۱۱: نسبت بیشینه نیاز تغییر شکل دیوار برشی در حالت متوالی به منفرد برای رکوردهای زلزله و پس لرزه Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister

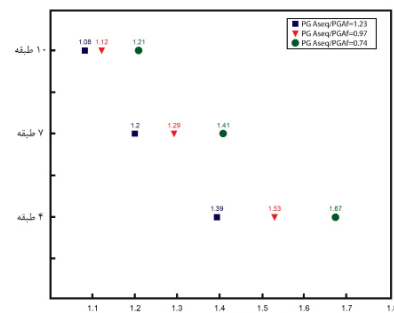
Fig. 11. Ratio of peak maximum shear displacement demand in moment frames with shear walls, results for Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister main shock and aftershock records

### ۴-۲- اثر توالی لرزه‌ای بر بیشینه نیاز شکل‌پذیری

در تحلیل تاریخچه زمانی به ازای هر یک از سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی، میزان بیشینه نیاز شکل‌پذیری طبقات و نسبت این پارامتر برای حالت متوالی به حالت لرزه اولیه منفرد محاسبه شده است. نیاز شکل‌پذیری کلی سازه را می‌توان مطابق رابطه ۵ تعریف کرد [۱۸].

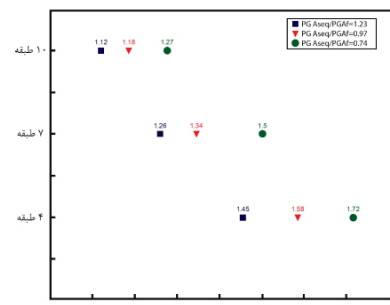
$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (5)$$

در رابطه ۱  $u_{max}$  بیشینه جابجایی در بام و  $u_y$  جابجایی تسلیم بام می‌باشد.



شکل ۹: نسبت بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب خمشی در حالت متوالی به منفرد برای رکوردهای زلزله و پس لرزه Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister

Fig. 9. Ratio of peak maximum ductility demand in moment frames, results for Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister main shock and aftershock records



شکل ۱۰: نسبت بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب خمشی با دیوار برشی در حالت متوالی به منفرد برای رکوردهای زلزله و پس لرزه Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister

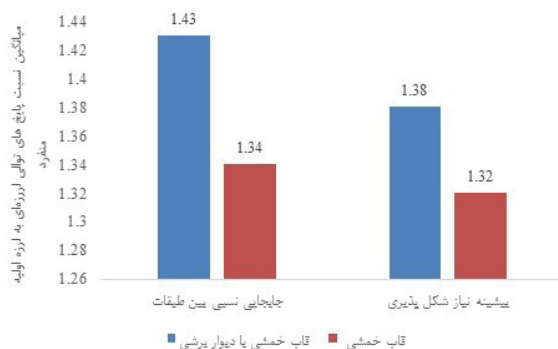
Fig. 10. Ratio of peak maximum ductility demand in moment frames with shear walls, results for Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister main shock and aftershock records

شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان دهنده تأثیر توالی لرزه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری قاب‌های خمشی و قاب‌های خمشی با دیوار برشی می‌باشند. با توجه به

نتایج به دست آمده در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ بیانگر آن است که در هر دو سیستم سازه‌ای قاب‌های خمشی و قاب‌های خمشی با دیوار برشی و برای پارامترهای جابجایی نسبی طبقات و نیاز شکل‌پذیری، در برابر توالی لرزه‌ای با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. این امر را می‌توان به افزایش دوره تناوب ارتعاش سازه‌ها در اثر افزایش تعداد طبقات و در نتیجه کاهش نیروی وارده از زلزله و افزایش تیپ‌بندی المان‌ها و در نتیجه بیشتر شدن اضافه مقاومت ناشی از تیپ بندی مربوط دانست.

#### ۴-۵- اثر نوع سیستم سازه‌ای بر پاسخ سازه در معرض زمین‌لرزه‌های متوالی

به منظور مقایسه نتایج ناشی از اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی، میانگین نسبت دو پارامتر بیشینه نیاز شکل‌پذیری و جابجایی نسبی بین طبقات در حالت متوالی به منفرد محاسبه و در شکل ۱۴ گزارش شده است.



شکل ۱۴: مقایسه اثر نوع سیستم سازه‌ای بر پاسخ‌های ناشی از توالی لرزه‌ای (میانگین نتایج حاصل از رکوردهای Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister)

Fig. 14. Comparison between structural systems (average results from Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister records)

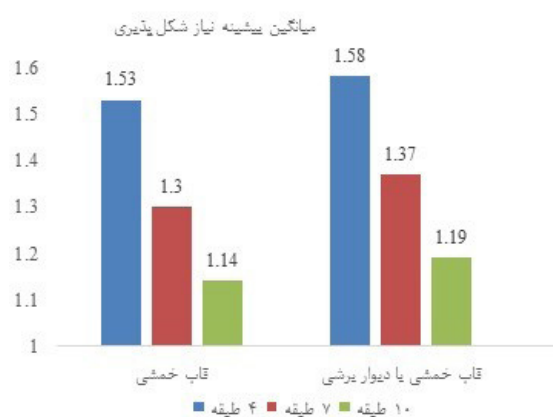
با توجه به شکل ۱۴ می‌توان گفت قاب‌های خمشی فاقد دیوار برشی در برابر پدیده توالی لرزه‌ای جابجایی نسبی بیشتری را تجربه می‌کنند و نیازمند شکل‌پذیری بیشتر هستند. شاید بتوان دلیل این امر را در کمتر بودن زمان تناوب ارتعاش قاب‌های خمشی با دیوار برشی نسبت به قاب‌های خمشی و در نتیجه نیروی بیشتر وارد شده ناشی از زلزله به سازه‌ها مرتبط دانست. نتایج حاصل از تحلیل قاب‌های خمشی و قاب‌های خمشی با دیوار برشی بیانگر تفاوت اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر رفتار این نوع قاب‌ها دارد. بدین معنی که در برخورد با پدیده توالی لرزه‌ای رویکرد متفاوتی برای این دو سیستم سازه‌ای مورد نیاز می‌باشد. دیده شد که چگونه افزایش جابجایی نسبی طبقات می‌تواند منجر به تغییر عملکرد سازه شود. پدیده‌ای که شاید با توجه به سختی بیشتر قاب‌های با دیوار برشی در بسیاری از موارد در امر

۴-۴- تأثیر ارتفاع سازه بر پارامترهای پاسخ تحت توالی لرزه‌ای در این بخش پاسخ سازه قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه که نماینده ساختمان‌های با ارتفاع کم، متوسط و زیاد هستند، در معرض سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی به تفکیک تعداد طبقات گزارش شده است. بدین منظور از میانگین نتایج برای هر سه رکورد متوالی استفاده و نتایج در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است. شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب بیانگر متوسط نسبت جابجایی نسبی طبقات و بیشینه نیاز شکل‌پذیری در حالت متوالی به منفرد در قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی می‌باشند.



شکل ۱۲: متوسط نسبت جابجایی نسبی طبقات در حالت متوالی به منفرد در قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی (میانگین نتایج حاصل از رکوردهای Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister)

Fig. 12. The average values of inter story drift (average results from Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister records)



شکل ۱۳: متوسط نسبت بیشینه نیاز شکل‌پذیری در حالت متوالی به منفرد در قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی (میانگین نتایج حاصل از رکوردهای Chi Chi 1، Irpina 2 و Hollister)

Fig. 13. The average values of ductility (average results from Chi Chi 1, Irpina 2 and Hollister records)

طراحی تعیین کننده نباشد. اما افزایش نیاز شکل‌پذیری در قاب‌های خمشی با دیوار برشی امری حیاتی و غیر قابل چشم‌پوشی می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد طبقات روند تغییرات پاسخ‌های ناشی از توالی لرزه‌ای قاب‌های خمشی با دیوار برشی به پاسخ‌های قاب‌های خمشی نزدیک می‌شود. با توجه به این امر استفاده از قاب‌های خمشی با دیوار برشی در تعداد طبقات بالا مانند قاب‌های ده طبقه می‌تواند عملکرد مناسبی در برابر پدیده توالی لرزه‌ای داشته باشد. اگرچه باید تدابیر لازم جهت مقابله با پدیده توالی لرزه‌ای در هر دو سیستم قاب‌های خمشی و قاب‌های خمشی با دیوار برشی، اتخاذ شود.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، به منظور بررسی اثر توالی لرزه‌ای بر پاسخ سازه‌ها، دو گروه قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی و بدون دیوار برشی با تعداد طبقات ۴، ۷ و ۱۰ در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحت ۱۱ زمین‌لرزه منفرد و متوالی ثبت شده قرار گرفته‌اند. پارامترهای جابجایی نسبی طبقات، بیشینه نیاز شکل‌پذیری و تغییرشکل برشی دیوار برشی جهت اعلام نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب شده‌اند. نتایج بدست آمده حاصل از این تحقیق به شرح زیر است:

۱. سناریوهای لرزه‌ای متوالی با نسبت PGA حالت متوالی نسبت به لرزه اولیه تا میزان ۰/۴۶ تأثیری بر روی پارامترهای پاسخ بررسی شده در این مقاله ندارد. این موضوع برای هر دو سیستم سازه‌ای قاب خمشی و قاب خمشی با دیوار برشی و در همه مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف صادق می‌باشد.

۲. پدیده توالی لرزه‌ای می‌تواند میزان جابجایی نسبی بین طبقات را تا ۸۰ درصد افزایش دهد. با افزایش نسبت PGA حالت متوالی به لرزه اولیه میزان جابجایی نسبی بین طبقات افزایش می‌یابد. همچنین افزایش جابجایی نسبی بین طبقات به واسطه روبرویی سازه با لرزه‌های متوالی می‌تواند سطح عملکرد مورد انتظار سازه را دچار تغییر کند، به گونه‌ای که قابی که برای عملکرد امنیت جانی طراحی شده است، پس از تجربه لرزه‌های بعدی از مرز جابجایی نسبی بین طبقات متناظر با این سطح عملکرد عبور می‌کند.

۳. پدیده توالی لرزه‌ای قادر به افزایش بیشینه نیاز شکل‌پذیری تا ۷۱ درصد افزایش است. میزان تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای متاثر از نسبت PGA در حالت با توالی لرزه‌ای به لرزه اولیه بوده و با افزایش این نسبت، تأثیر آن افزایش یافته است. با توجه به نتایج استخراج شده لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای در ضوابط شکل‌پذیری آیین‌نامه‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

۴. توالی لرزه‌ای میزان بیشینه تغییرشکل برشی دیوارها را تا ۵۳ درصد افزایش می‌دهد و این افزایش با افزایش نسبت PGA حالت متوالی به منفرد قابل ملاحظه‌تر می‌باشد.

۵. از طرفی میزان تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر متوسط جابجایی نسبی

طبقات و بیشینه نیاز شکل‌پذیری، با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. این امر را می‌توان با توجه به افزایش دوره تناوب ارتعاش سازه‌ها و در نتیجه کاهش نیروی وارد بر قاب‌ها در اثر زلزله و همچنین اضافه مقاومت ناشی از تیپ بندی بیشتر قاب‌ها در قاب‌های با تعداد طبقات بیشتر مرتبط دانست.

۶. در زمینه عملکرد دیواربرشی در برابر پدیده توالی لرزه‌ای می‌توان گفت، تأثیر این پدیده به واسطه کمتر بودن دوره تناوب ارتعاش قاب‌های با دیوار برشی و در نتیجه افزایش میزان شتاب وارده بر سازه، بر قاب‌های خمشی با دیوار برشی بیشتر از قاب‌های خمشی می‌باشد.

۷. با توجه به موارد فوق می‌توان به تفاوت تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر رفتار این نوع قاب‌ها پی برد. به گونه‌ای که در برخورد با پدیده توالی لرزه‌ای رویکرد متفاوتی برای این دو سیستم سازه‌ای مورد نیاز می‌باشد. در این زمینه همچنین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات روند تغییرات پاسخ‌های ناشی از توالی لرزه‌ای قاب‌های خمشی با دیوار برشی به پاسخ‌های قاب‌های خمشی نزدیک می‌شود. با توجه به این امر استفاده از قاب‌های خمشی با دیوار برشی در تعداد طبقات بالا مانند قاب‌های ده طبقه می‌تواند عملکرد مناسبی در برابر پدیده توالی لرزه‌ای داشته باشد. اگرچه باید تدابیر لازم جهت مقابله با پدیده توالی لرزه‌ای در هر دو سیستم قاب‌های خمشی و قاب‌های خمشی با دیوار برشی، اتخاذ شود.

## مراجع

- [1] N.L. H. Ryu , S. R. Uma , A. B. Liel, Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis, Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society, 14-16 April, 2011, Auckland, New Zealand, (2011).
- [2] Y. Dong, D.M. Frangopol, Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties, Engineering Structures, 83 (2015) 198-208.
- [3] K. Goda, Nonlinear response potential of mainshock-aftershock sequences from Japanese earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, 102(5) (2012).
- [4] G.D. Hatzigeorgiou, Ductility demand spectra for multiple near- and far-fault earthquakes, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(4) (2010) 170-183.
- [5] A. Nicknam, H. Hamidi, Probability-based analysis of aftershock hazard in the regions with high level of seismicity, Proceedings of the First International conferece on urban construction in the vicinity of active faults, (1390). (In Persian)



- [12] C.B. Haselton, P.E.E.R. Center, Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [13] Iran national Standard No. 2800, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings and Housing Research Center. (In Persian)
- [14] G.G. Amiri, F.M. Dana, Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake, Computers & Structures, 83(8) (2005) 613-626.
- [15] C.-H. Zhai, W.-P. Wen, S. Li, Z. Chen, Z. Chang, L.-L. Xie, The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock-aftershock sequence-type ground motions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 59 (2014) 30-41.
- [16] R. Song, Y. Li, J.W. Van de Lindt, Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences, Structural Safety, 61 (2016) 1-11.
- [17] FEMA. Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Rep. No. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
- [18] G.D. Hatzigeorgiou, A.A. Liolios, Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(10) (2010) 1010-1025.
- [6] J. Shin, J. Kim, K. Lee, Seismic assessment of damaged piloti-type RC building subjected to successive earthquakes, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43(11) (2014) 1603-1619.
- [7] C.A. Whyte, B. Stojadinovic, Effect of ground motion sequence on response of squat reinforced concrete shear walls, Journal of Structural Engineering, 140(8) (2013) A4014004.
- [8] K. Kolozviri, K. Orakcal, J.W. Wallace, Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. i: Theory, Journal of Structural Engineering, 141(5) (2014) 04014135.
- [9] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, Earthquake engineering & structural dynamics, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [10] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, Journal of Structural Engineering, 137(11) (2010) 1291-1302.
- [11] T.B. Panagiotakos, M.N. Fardis, Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate, Structural Journal, 98(2) (2001) 135-148.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

G. Ghodrati Amiri, H. Rajaei Lak, E. Rajabi, Effects of Seismic Sequence on Increased Response of Concrete Moment Frames with and without Shear Wall, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(5) (2018) 845-854.

DOI: 10.22060/ceej.2017.12551.5229



