

ارزیابی و پیش‌بینی ضرایب رفتار قاب‌های بتنی در معرض زلزله‌های حاوی توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه‌های بحرانی با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی

الهام رجبی^{۱*}، وحید عبدالله‌ئی^۲

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

*rajabi@tafreshu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۹/۹/۲۲

تاریخ دریافت: ۹۹/۷/۱۰

چکیده

در حالت کلی لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای در زلزله‌های تشکیل‌دهنده یک سناریوی لرزه‌ای، منجر به تغییرات چشمگیری در پاسخ و عملکرد سیستم‌های سازه‌ای می‌گردد. با این حال در اغلب موارد، این پدیده در روند تحلیل و طراحی نادیده گرفته می‌شود. افزایش پارامترهایی از قبیل جابجایی غیرالاستیک و نیاز شکل‌پذیری سازه به واسطه در نظر گرفتن لرزه‌های متوالی، افت نسبتاً شدیدی نسبت به حالت منفرد در ظرفیت سازه ایجاد نموده و منجر به وقوع خرابی‌های وسیعی در سیستم می‌گردد. از این‌رو عدم لحاظ نمودن زمین‌لرزه‌های متوالی می‌تواند به تخمین غیرمحافظة- کارانه تقاضای لرزه‌ای و همچنین ریسک لرزه‌ای بینجامد و روند برنامه‌ریزی‌ها و بالتبع مدیریت بحران را در زمینه نجات و اسکان انسان‌ها مختل نماید. طراحی مناسب و صحیح ساختمان‌ها، یکی از راهکارهای لحاظ نمودن اثرات پدیده توالی لرزه‌ای و اجتناب از موارد فوق است. در این راستا تعیین ضرایب رفتار مناسب می‌تواند رهیافتی جهت دسترسی به این مهم باشد. چرا که سازه طراحی شده بر مبنای سناریوی لرزه‌ای توصیه شده در آیین‌نامه‌ها بعنوان زلزله طرح منفرد خیلی سریع‌تر از آنچه در دستورالعمل‌ها پیش‌بینی شده است، خسارت جدی دیده و گاهی در بسیاری موارد تخریب می‌شود. در این مقاله با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های خمشی ۵، ۷ و ۱۲ طبقه - با تعداد طبقات متعارف در شهر تهران براساس طرح تفصیلی جدید و طراحی شده براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش چهارم- تحت زمین‌لرزه‌های متوالی ثبت شده بحرانی در نرم‌افزار Opensees ضرایب رفتار قاب‌های خمشی بتن‌آرمه محاسبه است. در ادامه با طراحی و آموزش شبکه‌های عصبی مصنوعی ایده‌آل براساس مشخصات قاب‌های بتنی و زلزله‌های مورد استفاده، ضرایب رفتار پیش‌بینی شده است. نتایج حاکی از کاهش حدود ۲۰ درصدی ضرایب رفتار به واسطه لحاظ نمودن لرزه‌های متوالی و قابلیت مناسب شبکه‌ها در تخمین نتایج است.

واژگان کلیدی: توالی لرزه اصلی - پس‌لرزه، ضریب رفتار، قاب خمشی بتنی، تحلیل دینامیکی فزاینده، شبکه‌های عصبی مصنوعی

۱- مقدمه و روش تحقیق

به واسطه رخداد پس‌لرزه‌ها، زمین‌لرزه‌ها عموماً در یک توالی لرزه-ای قرار دارند. این پدیده که به عنوان ترکیبی از لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها با فواصل زمانی نسبتاً کوتاهی شناخته شده، در بسیاری از مناطق جهان از جمله ژاپن، مکزیک، ایتالیا، پرو و کالیفرنیا مشاهده شده است. چنین زمین‌لرزه‌هایی پتانسیل ایجاد خرابی‌های فاجعه‌انگیزی را دارا می‌باشند. دلیل این امر انباشتگی خرابی‌های غیرالاستیک در سازه‌ها و عدم وجود فرصت کافی جهت بازیابی وضعیت تعادل به واسطه رخداد پس‌لرزه‌هایی با شدت بالا و فاصله زمانی کم نسبت به لرزه اصلی است. از طرفی ایجاد پدیده تشدید در موده‌های پایین‌تر سازه صدمه‌دیده به واسطه پایین بودن محتوای فرکانسی پس‌لرزه نیز می‌تواند یکی دیگر از عوامل خسارت زایی این زمین‌لرزه‌ها به شمار آید. از این‌رو لحاظ نمودن این پدیده در طراحی سازه‌ها، به خصوص نیروگاه‌های هسته‌ای و سازه‌های خاص مانند بیمارستان‌ها از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است. برای مثال زلزله سرپل ذهاب کرمانشاه (۱۳۹۶) حاوی تعداد قابل توجهی پس‌لرزه با پتانسیل خسارت‌زایی بالا منجر به آسیب‌های شدید در بیمارستان‌ها گردید. همچنین در سی‌ام نوامبر سال ۲۰۱۸ در جنوب ایالت آلاسکا، پس از گذشت ۶ دقیقه از وقوع لرزه‌ی اصلی با بزرگای $M_w = 7.1$ ، پس‌لرزه‌ای با بزرگای قابل توجه ۵٫۷ رخ داده است. در این شهر در یک هفته‌ی نخست، مجموعاً ۱۸ پس‌لرزه با بزرگای بیش از ۴٫۰ ریشتر و حدوداً تا ۳۰۰ روز پس از زلزله‌ی اصلی، پس‌لرزه‌هایی با بزرگای ۳٫۰ ریشتر و یا حتی بیشتر ثبت شده است. با این وجود هنوز پدیده توالی لرزه‌ای در روند تحلیل و طراحی سازه‌ها نادیده گرفته می‌شود. شاید بتوان علت را در مشکلات موجود در شناسایی، شبیه‌سازی این زمین-لرزه‌ها در صورت عدم وجود رکوردهای واقعی و ثبت شده، تحلیل و همچنین تعمیم نادرست غالب بودن نقش زمین‌لرزه‌های اصلی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در معرض توالی لرزه‌ای دانست.

در سال‌های اخیر موضوع وقوع لرزه‌های متوالی در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله مورد توجه قرار گرفته است. نتایج کلیه تحقیقات صورت گرفته بر انواع سازه‌ها حاکی از ضرورت لحاظ نمودن پس‌لرزه در سناریوی لرزه‌ای می‌باشد. برای نمونه از آنجایی

که ایمنی ساختمان‌های موجود پس از زلزله برای ساکنین امری بسیار ضروری است، Pan و Kusunoki در سال ۲۰۲۰ به پیش‌بینی خسارات ناشی از پس‌لرزه در ساختمان‌های بتن مسلح با استفاده از روش طیف ظرفیت پرداختند. در این راستا با استفاده از پاسخ-های لرزه‌ای ناشی از لرزه اصلی برای تخمین خسارت ناشی از وقوع پس‌لرزه استفاده و روش پیشنهادی با روش‌های عددی صحت‌سنجی شده است [1].

در مطالعه دیگری توسط Massumi و همکاران در سال ۲۰۲۰، اثر توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه بر پاسخ قاب‌های بتنی با در نظر گرفتن مولفه قائم بررسی شده است. منحنی‌های شکنندگی حاصل از تحلیل غیرخطی مدل‌های بتنی در معرض مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله‌های متوالی حاکی از آن است که سازه در معرض لرزه اصلی به حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ۰/۵٪ و در معرض لرزه‌های متوالی به ۰/۸٪ خواهد رسید. همچنین وجود لرزه‌های متوالی و لحاظ نمودن مؤلفه قائم در سناریوی لرزه‌ای تأثیر بسزایی در جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه‌های خسارت‌دیده از لرزه‌های قبل را دارد [2]. در سال ۲۰۱۸، Jamani و همکاران با بررسی ساختمان‌های بلندمرتبه‌ی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ای بتنی با دیوار برشی به بررسی بیشینه جابه‌جایی بام، حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات و حداکثر جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده در طبقات با توجه به توزیع انرژی در سازه و استهلاک آن در معرض زلزله‌های تکرارشونده پرداختند. نتایج نشان داده است که زوال انرژی در سازه تحت توالی لرزه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین توزیع انرژی هیستریزس در ابتدای ورود به مرحله غیرالاستیک، در طبقات بالا متمرکز است و هر قدر انرژی ورودی سیستم افزایش یابد، این توزیع به طبقات پایین منتقل شده و موجب افزایش میرایی هیستریزس به خصوص در طبقه‌ی اول می‌شود [3].

بررسی‌های صورت گرفته در زمینه اثر توالی لرزه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری سازه بیانگر آن است که نیاز شکل‌پذیری سازه تحت زلزله‌های متوالی نسبت به حالت منفرد افزایش می‌یابد. مطالعات Faisal و همکاران در سال ۲۰۱۳ در این زمینه نشان داده است که تغییرات بیشینه نیاز شکل‌پذیری طبقه تحت لرزه‌های متوالی در حدود ۱/۴ برابر افزایش داشته است [4].

مطالعه دیگری توسط Vadeo و Waghmare در سال ۲۰۱۹

شبکه‌های عصبی مصنوعی ایده‌آل برای حالات مختلف پیش‌بینی شود. در این راستا قاب‌های خمشی بتنی ۵، ۷ و ۱۲ طبقه بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌های لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش چهارم [10])، طراحی و در نرم‌افزار Opensees که نرم‌افزاری قدرتمند در زمینه تحلیل غیرخطی سازه‌ها است، مدل‌سازی و در معرض زمین‌لرزه‌های متوالی بحرانی واقعی تحت تحلیل قرار گرفته‌اند. با توجه به عدم دقت کافی روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای، از شتاب‌نگاشت‌های واقعی ثبت‌شده متوالی بحرانی استفاده شده است. از آنجایی که محاسبه ضریب رفتار مستلزم انجام تحلیل‌های طولانی هست، در این مقاله شبکه عصبی مصنوعی ایده‌آل با استفاده از نتیجه‌های حاصل از تحلیل‌ها طراحی شده است.

این شبکه‌ها به‌خوبی قادر به تخمین مقادیر ضرایب رفتار قاب‌های خمشی بتنی بر اساس ویژگی‌های سازه و خصوصیات لرزه‌های متوالی هستند. در مقاله حاضر با بررسی ضرایب رفتار قاب‌های خمشی تحت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده نشان داده شده است که در کلیه قاب‌ها میانگین ضریب رفتار تحت زلزله‌های متوالی نسبت به حالت لرزه منفرد کاهش می‌یابد. همچنین شبکه عصبی پیش‌رو با دو لایه مخفی حاوی ۸ و ۱۳ نرون در لایه‌های اول و دوم، ضرایب رفتار قاب‌های بتنی تحت زلزله‌های متوالی بحرانی را با متوسط خطای کمتر از ۴٪ تخمین می‌زند و شبکه‌ها با عملکرد مناسب قادر به تخمین ضرایب رفتار با خطای کم هستند.

۲- شتاب‌نگاشت‌ها و مدل‌های سازه‌ای

در این مقاله سناریوهای لرزه‌ای بحرانی مورد استفاده جهت استخراج ضرایب رفتار در حالات منفرد و متوالی، در مطالعه Rajabi و Ghodrati در سال ۲۰۱۷ [11]، معرفی شده‌اند. این رکوردها براساس پیشنهاد Ghodrati و Dana در سال ۲۰۰۵ [12]، بر مبنای حداکثر شتاب مؤثر (EPA) انتخاب شده‌اند. در واقع از آنجایی که در طراحی سازه همواره تلاش برای طراحی به ازای حداکثر پاسخ است، در این مقاله از زلزله‌های بحرانی استفاده شده است. این زلزله‌ها به واسطه انتخاب‌شان براساس داشتن

با تحلیل تاریخیچه زمانی یک سازه بتن مسلح تحت ۵ لرزه منفرد و متوالی نشان داده است که سازه تحت توالی لرزه‌ای، به ترتیب به‌طور میانگین ۲۶ و ۳۷ درصد افزایش مقدار جابه‌جایی افقی و جابه‌جایی نسبی را تجربه خواهد نمود [5]. به‌طور معمول سازه‌ها در زلزله، تغییرشکل‌ها و تنش‌های فراتر از حد ارتجاعی را تجربه می‌کنند. از این‌رو طراحی آنها برای نیروی جانبی در حالت ارتجاعی، مقاومت‌های موردنیاز بسیار بزرگ و غیرواقعی را ایجاد کرده که نیازمند طراحی مقاطع با ابعاد بزرگ و غیراقتصادی است. به همین دلیل نیروی جانبی ارتجاعی به‌وسیله پارامتر ضریب رفتار که وابسته به عواملی چون شکل‌پذیری، اضافه مقاومت، میرایی و ... است، کاهش پیدا کرده و سازه با تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی، مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب می‌کند؛ بنابراین سازه‌ها برای نیروی کمتری نسبت به مقداری که رفتار ارتجاعی در سازه ایجاد می‌کند، طراحی می‌شوند. در سال‌های اخیر برخی پژوهشگران به بررسی کفایت ضرایب رفتار معرفی شده در آیین‌نامه‌ها پرداخته‌اند. یکی از جدیدترین موارد، مطالعه Vona و Mastroberti در سال ۲۰۲۰ است که اعلام داشته‌اند که در تعیین ضرایب رفتار آیین‌نامه ایتالیا عوامل مهمی از قبیل منظمی و نامنظمی، جزئیات دقیق سازه و ... لحاظ نشده است و در ادامه به بهبود این ضرایب پرداخته‌اند [6]. سابقه تعیین ضریب رفتار در برابر زلزله‌های متوالی به پژوهش Amadio در سال ۲۰۰۳ [7] و Hatzigeorgiou در سال ۲۰۱۰ [8] برمی‌گردد. در این مطالعات اشاره شده است که توالی لرزه‌ها باعث کاهش در ضریب رفتار می‌گردد. Zhai و همکاران نیز در سال ۲۰۱۵، با بررسی تغییرات ضریب کاهش مقاومت بر مبنای شکل‌پذیری (R_{μ}) تحت زلزله‌های متوالی برای سیستم‌های یک درجه آزادی نشان دادند که اثر پس‌لرزه‌های ضعیف بر روی R_{μ} اندک و قابل چشم‌پوشی بوده ولی پس‌لرزه‌های قوی می‌توانند R_{μ} سازه‌هایی با دوره تناوب کم را تا ۲۰ درصد کاهش دهند [9]. در اکثر پژوهش‌های فوق‌الذکر از رکوردهای مصنوعی استفاده شده است.

در این مقاله به منظور ارائه راهکاری جهت لحاظ نمودن اثرات توالی لرزه‌ای در طراحی ایمن ساختمان‌ها در ایران، ضرایب رفتار قاب‌های بتنی در معرض زلزله‌های متوالی محاسبه و با بکارگیری

زیرا در این روش امکان لحاظ نمودن اندرکنش خمش و نیروی محوری که عاملی اثرگذار در رفتار ستون‌ها می‌باشد، وجود دارد.

۳- ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتنی تحت زمین لرزه-های با و بدون توالی لرزه‌ای بحرانی

در این مقاله به منظور محاسبه ضریب رفتار از روش Uang در سال ۱۹۹۱ [15] استفاده شده است. دستیابی به این مهم مستلزم انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه و تحلیل دینامیکی فزاینده است. روش تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس عملکرد سازه است که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. هم‌چنین با توجه به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای مصالح و داشتن ماهیت دینامیکی، نسبت به روش‌های استاتیکی مانند تحلیل استاتیکی غیرخطی و روش‌های خطی مانند تحلیل دینامیکی طیفی، از دقت بالاتری در تخمین رفتار سازه‌ها برخوردار است.

شکل ۱. نمای شماتیک از قاب‌های بتنی ۵، ۷ و ۱۲ طبقه [11] و مدل رفتاری المان‌های تیر [14]

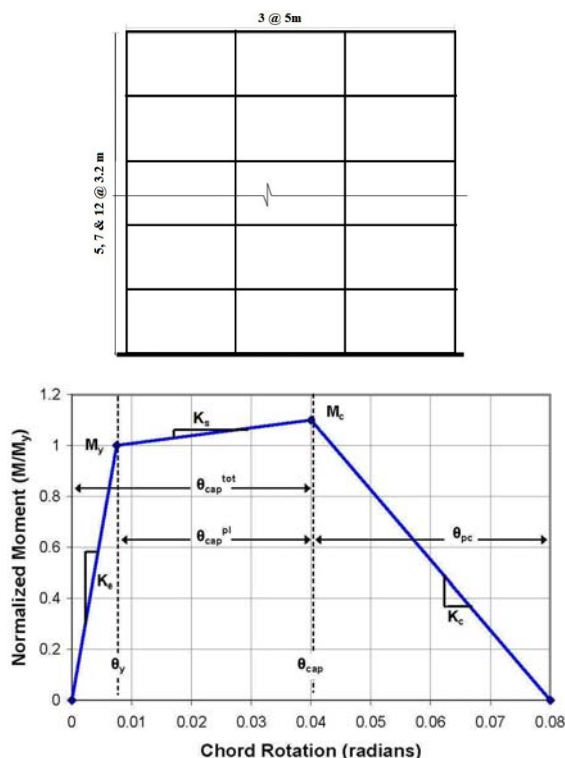


Fig. 1. The schematic of studied RC frame with 5, 7 and 12 stories [11] and backbone curve of beam elements [14]

بیشینه EPA در میان سایر رکوردهای ثبت شده در همان ایستگاه نماینده مناسبی برای ایجاد حداکثر پاسخ در سازه می‌باشند. پارامتر EPA بعنوان نماینده‌ای از محتوای فرکانسی زلزله، از تقسیم مقدار متوسط طیف پاسخ شتاب برای میرایی ۵ درصد و زمان تناوب بین ۰/۱ تا ۰/۵ ثانیه بر ضریب دامنه استاندارد ۲/۵ حاصل می‌شود. لازم به ذکر است که کلیه شتاب‌نگاشت‌ها از پایگاه اطلاعاتی PEER^۱ استخراج و لرزه اول و دوم به فاصله حداکثر ده روز نسبت به یکدیگر در یک ایستگاه و راستای مشابه ثبت شده‌اند و دارای بزرگ‌ترین EPA در بین رکوردهای ثبت شده برای همان زلزله توسط ایستگاه‌های دیگر هستند [11]. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در این مقاله جدول (۱) معرفی شده است. همان‌طور که در جدول (۱) مشخص است، لرزه‌ها دارای بزرگای ۴/۵۹ تا ۶/۹ می‌باشند. سازه‌های مورد استفاده در این مقاله پیش‌تر در مطالعه Ghodrati و Rajabi در سال ۲۰۱۷ [11] مورد استفاده قرار گرفته است و شامل ۳ قاب بتنی دوبعدی ۵، ۷ و ۱۲ طبقه مستقر در شهر تهران می‌باشد. کلیه قاب‌ها شامل ۳ دهانه به طول ۵ متر هستند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، سطح باربر دهانه‌ها در جهت متعامد ۵ متر لحاظ شده است. جزئیات بیشتر در مورد مدل‌های بتنی در مطالعه Ghodrati و Rajabi در سال ۲۰۱۷ [11] موجود است.

لازم به ذکر است که مدل‌های بتنی براساس مطالعه Nagae و همکاران در سال ۲۰۱۵ [13] صحت‌سنجی شده‌اند. به منظور مدل‌سازی قاب‌های بتنی، از المان تیر-ستون با مفصل پلاستیک متمرکز در مدل‌سازی تیرها با قابلیت اختصاص مصالح الاستیک به بخش میانی تیر و اختصاص طول مشخصی از هر دو انتهای تیر به مفصل پلاستیک با رفتار غیرخطی دلخواه استفاده شده است. این المان به خوبی قادر است رفتار چرخه‌ای مقطع را شبیه‌سازی کند. از مهمترین ویژگی‌های این مدل می‌توان به پاسخ بعد از نقطه اوج اشاره نمود. چرا که امکان لحاظ نمودن نرم‌شدگی ناشی از انهدام بتن، کماتش و شکست آرماتور و یا شکست پیوستگی میان بتن و آرماتور وجود دارد [14]. نمایی از قاب‌های بتنی به همراه منحنی رفتاری تیرها در شکل (۱) به نمایش گذاشته شده است. همچنین برای مدل‌سازی ستون‌ها از روش فایبر استفاده شده است.

جدول ۱. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده [11]

No,	Earthquake	Year	Magnitude	PGA (g)	EPA (g)	Station
1	New zealand	1987	6.6	0.2926	0.2601	99999 Matahina Dam
			5.8	0.0525	0.043	99999 Matahina Dam
2	Chi- Chi Taiwan	1999	5.9	0.3308	0.1797	CWB 99999 TCU079
			6.2	0.3022	0.2268	CWB 99999 TCU079
3	Chi- Chi Taiwan	1999	5.9	0.1173	0.1026	CWB 9999936 TCU129
			6.2	0.6083	0.2844	CWB 9999936 TCU129
4	Irpina, Italy	1980	6.9	0.2898	0.2528	ENEL 99999 Sturmo
			6.2	0.076	0.0771	ENEL 99999 Sturmo
5	Chalfant Valley4	1986	5.77	0.2382	0.2451	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
			5.66	0.1347	0.1047	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
6	Mammoth5	1980	5.91	0.3289	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.94	0.6293	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
7	Mammoth6	1980	5.7	0.0926	0.1117	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.94	0.6293	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
8	Northwest1	1997	5.9	0.2437	0.1879	CSB 19001 Jiashi
			5.93	0.1349	0.1283	CSB 19001 Jiashi
9	Northwest2	1997	5.9	0.2437	0.1879	CSB 19001 Jiashi
			6.1	0.2961	0.2278	CSB 19001 Jiashi
10	Chalfant Valley5	1986	6.19	0.4246	0.4854	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
			5.44	0.0616	0.0493	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
11	Chalfant Valley8	1986	5.65	0.0864	0.0887	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
			5.44	0.1515	0.0966	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
12	Coalinga3	1983	4.59	0.0395	0.0248	CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)
			5.21	0.2053	0.1012	CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)
13	Mammoth4	1980	6.06	0.4193	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek
			5.7	0.1234	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
14	Mammoth9	1980	5.69	0.1669	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
			5.94	0.3169	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
15	Mammoth22	1980	5.69	0.1369	0.0884	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.7	0.2403	0.2158	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
16	Mammoth25	1980	5.91	0.3289	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.7	0.2403	0.2158	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
17	Mammoth27	1980	5.7	0.2403	0.2158	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.94	0.6293	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
18	Mammoth28	1980	5.7	0.0926	0.1117	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
			5.94	0.6293	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
19	Northwest9	1997	5.9	0.0392	0.0389	CSB 19002 Xiker
			5.8	0.0997	0.1047	CSB 19002 Xiker
20	Northwest11	1997	5.93	0.0748	0.0625	CSB 19002 Xiker
			5.8	0.0997	0.1047	CSB 19002 Xiker
21	Northwest12	1997	6.1	0.062	0.0621	CSB 19002 Xiker
			5.8	0.0997	0.1047	CSB 19002 Xiker

Table 1. The feature of selected earthquakes [11]

بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای، $\max \theta$ ، به‌عنوان معیار خسارت در سازه استفاده شده است.

از آنجایی که هدف این مقاله، استخراج ضرایب رفتار برای سازه‌های طراحی شده بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، نقاط عملکردی با استفاده از تعاریف این استاندارد تعیین شده است. به این منظور مطابق بند ۳-۵ این استاندارد، از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه در زلزله طرح (Δ_M) استفاده شده است. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سازه است، در ساختمان‌های تا

برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر معیار شدت، از یک مقدار کوچک برای دستیابی به رفتار الاستیک در سازه تا سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای جهت رسیدن به حد خرابی موردنظر و فروریزش سازه، با یک الگوریتم و ضریب مقیاس مناسب، مقیاس و به‌شتاب نگاشت زلزله اعمال می‌شود و مدل سازه تحت اثر آن، مورد تحلیل تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد. سپس در پایان هر یک از مراحل تحلیل، مقدار شدت خرابی متناظر با سطح شدت لرزه‌ای نظیر آن ثبت شده و منحنی IDA ترسیم می‌شود. در این مقاله از PGA به‌عنوان معیار شدت لرزه‌ای و

یافتن رابطه میان ورودی و خروجی و دسته‌بندی ورودی‌های شبکه عصبی استفاده می‌شود. این شبکه با دارا بودن Bias، یک یا چند لایه میانی Sigmoid و یک لایه خروجی خطی، توانایی تخمین هر تابعی با تعداد نقاط ناپیوستگی محدود را دارد. شبکه پس‌انتشار استاندارد یک الگوریتم با کاهش شیب است که در آن وزن‌های شبکه در جهت خلاف شیب تابع کارایی حرکت می‌کنند. در این الگوریتم ابتدا فرض بر این است که وزن‌های شبکه به صورت تصادفی انتخاب و در هر گام، خروجی شبکه محاسبه شده و با توجه به میزان اختلاف خروجی باهدف، وزن‌ها تصحیح می‌گردند تا در نهایت خطا کمینه شود. در الگوریتم پس‌انتشار، تابع تحریک هر عصب برابر با جمع وزن-دار ورودی‌های مربوط به آن در نظر گرفته می‌شود. در گام بعد جهت برقراری ارتباط خطا با ورودی‌ها، وزن‌ها و خروجی‌ها از روش Levenberg-Marquardt استفاده شده است. این روش استاندارد برای مسائل کمینه مربعات بوده و به صورت ترکیبی از روش نیوتن - گوس و بیشترین شیب نزول است. این الگوریتم به صورت تصادفی داده‌ها را به سه بخش آموزش، صحت و آزمایش تقسیم می‌کند.

شکل ۲. نمایی از شبکه‌های مورد استفاده در مقاله حاضر

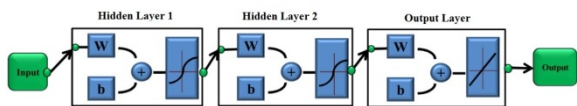


Fig.2. The schematic of studied artificial neural networks

در مقاله حاضر از ۶۰٪ داده‌ها جهت آموزش، ۳۵٪ به منظور آزمایش در راستای جلوگیری از بیش برازش شبکه و ۵٪ مابقی برای درستی سنجی شبکه عصبی استفاده شده است. ملاک توقف آموزش شبکه‌ها میانگین مربعات خطا (MSE_{avg}) است. به گونه‌ای که مقادیر کم MSE به منزله عملکرد بهتر شبکه و مقدار صفر به معنای عدم وجود خطا است. از طرفی مقادیر رگرسیون (R) معرف میزان همبستگی میان خروجی‌های شبکه و هدف است. به این ترتیب که $R = 1.0$ به معنی همبستگی کامل و $R = 0$ مبین تصادفی بودن و عدم همبستگی است؛ بنابراین دو معیار MSE و R جهت انتخاب شبکه عصبی ایده‌آل انتخاب می‌شود.

۵ طبقه، مقدار ۰/۲۵ برابر ارتفاع طبقه و در سایر ساختمان‌ها مقدار ۰/۲ برابر ارتفاع طبقه است. با توجه به موارد فوق و به این دلیل که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران معیاری برای سطح عملکرد آستانه فروریزش ارائه نشده است، در این مقاله، بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای بر اساس بند (۴-۶-۲-۲) آیین‌نامه FEMA350 برابر ۰/۱، به عنوان نقطه حدی معادل با سطح عملکرد آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است. همچنین بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای برابر ۰/۲۵ برای سازه قاب خمشی ۵ طبقه و ۰/۲ برای قاب‌های ۷ و ۱۲ طبقه معادل با سطح عملکرد ایمنی جانی تعیین شده است که در ادامه پارامترهای لرزه‌ای برای این سطح عملکرد به دست آمده است.

۴- شبکه‌های عصبی مصنوعی

ماحصل تلاش دانشمندان در زمینه ایجاد ابزاری با عملکرد مشابه ساز و کار محاسباتی مغز انسان، شبیه‌سازی شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN) است. به گونه‌ای که این ابزار تا حد زیادی از مغز انسان با توانایی در تحلیل مسائل با توجه به موضوعات از پیش تعلیم یافته الگوبرداری شده است. به گونه‌ای که در صورت آموزش قادر باشد بر مبنای اطلاعات آموزش داده شده پاسخ‌های قابل قبولی را ارائه دهد. این شبکه‌ها که الهام گرفته از ساختار مغز انسان هستند، از عناصر عملیاتی ساده‌ای ساخته شده‌اند و به صورت موازی در کنار یکدیگر عمل می‌کنند. شبکه‌های عصبی مصنوعی ابزار رگرسیونی مفیدی به حساب می‌آیند. چرا که بسیار غیرخطی بوده و بدون داشتن هیچ‌گونه اطلاعات و پیش‌زمینه قبلی در مورد طبیعت مسئله، قابلیت برقراری ارتباط میان پارامترهای پیچیده ورودی و خروجی را در مدت زمان کوتاه داراست.

در این مقاله به منظور تخمین ضرایب رفتار قاب‌های بتنی خمشی در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی از شبکه‌های عصبی چندلایه با الگوریتم پس‌انتشار خطا (شکل ۲) استفاده شده است. شبکه پس‌انتشار یک شبکه چندلایه با تابع انتقال غیرخطی و قاعده یادگیری ویدر - هوف است. در این شبکه از بردار ورودی و هدف برای آموزش جهت تقریب زدن یک تابع،

گرفته شده است. در این رابطه i نماینده کلیه پارامترهای ورودی و هدف است. پس از معرفی داده‌های نرمال شده ورودی و هدف به شبکه و آموزش تا کمینه شدن میزان خطا، خروجی موردنظر استخراج می‌شود.

$$i_{\text{scaled}} = 0.1 + (0.9 - 0.1) (i - i_{\min}) / (i_{\max} - i_{\min}) \quad (1)$$

۵- مراحل محاسبه ضرایب رفتار قاب‌های بتنی

هناطور که پیش‌تر اشاره شد، ضرایب رفتار قاب‌های بتنی در این مقاله با استفاده از روش Uang در سال ۱۹۹۱ [15] استفاده شده است. شکل (۳) تغییرات نیرو-تغییر مکان یک سازه در این روش را برای رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی و همچنین نیرو-تغییر مکان ایده آل یا دوخطی شده را نشان می‌دهد. مطابق این شکل بیشینه برش پایه در سازه، با فرض رفتار خطی سازه هنگام زلزله، V_e خواهد بود. در سازه تحت زلزله‌های قوی، تنش و تغییر شکل‌هایی فراتر از حد ارتجاعی ایجاد شده و اعضای سازه بعد از رسیدن به تنش تسلیم، تغییر شکل‌های غیرارتجاعی را تجربه می‌کنند. همچنین V_d برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه و ورود به ناحیه الاستوپلاستیک است. همچنین، V_y برش پایه معادل تسلیم سازه یا به عبارتی مقاومت نهایی سازه در حالت غیرارتجاعی و جابه‌جایی نظیر آن θ_y است. بیشینه جابه‌جایی سازه قبل از خرابی نیز $\theta_{\max}$ است.

شکل ۳. نیرو-تغییر مکان در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی [15]

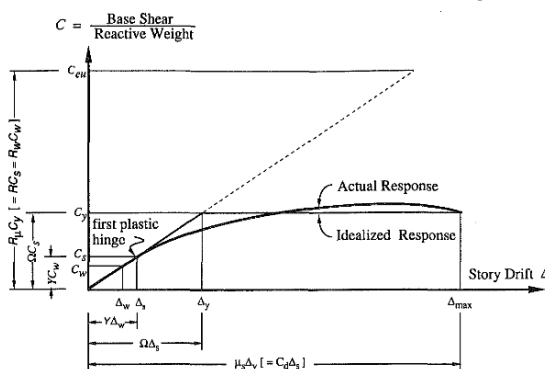


Fig. 3. Force-displacement for Elastic and inelastic cases [15]

به دلیل اتلاف و جذب انرژی ناشی از شکل‌پذیری و تغییر شکل‌های غیرارتجاعی سازه، نیروی خطی سازه V_e به V_y کاهش می‌یابد. ضریب کاهش نیرو متناسب با شکل‌پذیری سازه ($R\mu$) منعکس‌کننده این کاهش است. مقاومت ذخیره‌شده در سازه در حد فاصل تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_d) تا جاری شدن نهایی سازه و ایجاد مکانیزم خرابی (V_y)، اضافه مقاومت سازه نامیده می‌شود و

برای دستیابی به یک مدل مناسب شبکه عصبی، استفاده از اطلاعات همگن بسیار ضروری است. به این ترتیب در مقاله حاضر از اطلاعات در جدول (۲) جهت آموزش و طراحی شبکه عصبی به‌منظور تخمین ضریب رفتار قاب‌های بتنی استفاده شده است. در این راستا از میان خصوصیات زمین‌لرزه پارامترهایی از قبیل نسبت PGA لرزه دوم به لرزه اول ($PGA_{a/m}$)، بزرگای لرزه اول (M_m) و دوم (M_a) و خصوصیات سازه از قبیل نوع سازه، ارتفاع و ... در قالب پارامتر زمان تناوب (T) به‌عنوان ورودی و ضرایب رفتار کاهش‌یافته ناشی از وقوع لرزه‌های متوالی (R) - نتیجه‌های تحلیل مجموعه قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه - به‌عنوان مقادیر هدف جهت آموزش، آزمایش و بررسی صحت شبکه‌های عصبی مصنوعی انتخاب شده است. در حقیقت پارامتر زمان تناوب تفکیک‌کننده نتیجه‌های قاب‌ها از یکدیگر است. همچنین به‌منظور جلوگیری از مسئله بیش-برازش بنا بر پیشنهاد Leung و همکاران در سال ۲۰۰۶ [16]، تعداد مناسب گره در لایه مخفی انتخاب شود. چرا که این تعداد گره به شدت بر عملکرد شبکه عصبی تأثیرگذار است. به‌گونه‌ای که تعداد خیلی کم منجر به عدم قابلیت شبکه در فیت کردن داده‌ها و تعداد خیلی زیاد باعث ایجاد پدیده بیش‌برازش - برازش داده‌ها با منحنی با درجه بالا و نوسانات زیاد - خواهد شد.

جدول ۲. مشخصات آماری پارامترهای ورودی به شبکه عصبی

Input	Min	Max	Mean
$PGA_{a/m}$	0.145	6.79	2.03
M_m	4.59	6.9	5.88
M_a	5.21	6.2	5.83
T	1.04	2.476	1.63

Table 2. The Statistical features of input parameters to ANN

همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد، در شبکه‌های عصبی از تابع انتقال Sigmoid در لایه‌های مخفی استفاده شده است. این تابع همواره بین صفر و یک رفتار می‌کند. به این ترتیب پیش از آموزش شبکه‌ها لازم است نرمال‌سازی کلیه داده‌ها اعم از مقادیر ورودی و هدف انجام شود. در این راستا از روش درونیابی خطی مطابق رابطه (۱) به‌منظور مقیاس کردن داده‌ها بین ۰/۱ و ۰/۹ بهره

شکل ۴. نتیجه‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های ۷، ۵ و ۱۲ طبقه

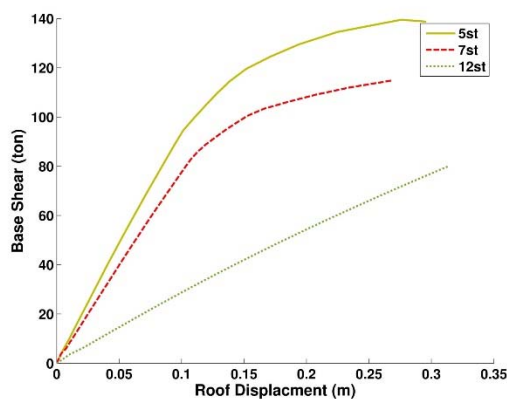


Fig. 4. Result of nonlinear static analysis of RC frames with 3, 5 and 7 story

برای انجام تحلیل IDA تحت سناریوهای لرزه‌ای متوالی، ابتدا لرزه نخست به منظور ایجاد سطح خرابی معینی در سازه (با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در حفظ ایمنی جانی ساکنین تا رسیدن به جابجایی‌های بین طبقه‌ای پیشنهاد شده در این استاندارد) مقیاس شده و بعد از زمان نوسان آزاد در نظر گرفته شده برای بازایستادن سازه از حرکت، تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از رکوردهای لرزه دوم مقیاس شده تا رسیدن سازه به فروریزش انجام شده است. به عنوان نمونه در شکل (۵) منحنی IDA قاب ۳ طبقه تحت لرزه منفرد و لرزه‌های متوالی ارائه شده است. لازم به ذکر است به دلیل این که با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ ایران، پارامترهای لرزه‌ای در سطح عملکرد ایمنی جانی و حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ۰/۰۲۵ و ۰/۰۲ به ترتیب برای سازه‌های تا ۵ طبقه و بیش‌تر از ۵ طبقه مورد نیاز است، در نمودارهای شکل ۵ به جهت مشاهده بهتر، حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای تا مقدار ۰/۰۵ ارائه شده است. هم‌چنین جهت مقایسه بهتر، میانگین منحنی‌های IDA در کوتاه‌ترین و بلندترین قاب‌ها (۵ و ۱۲ طبقه) تحت لرزه منفرد و زلزله‌های متوالی در شکل ۶ نشان داده شده است.

با توجه به منحنی‌های IDA در شکل (۶) می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع قاب‌ها و کاهش سختی اعضا، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برای یک مقدار ثابت DM، مقادیر IM در نمودارها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، حداکثر شتاب برای یک مقدار بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای یکسان، کاهش می‌یابد. این بدان معناست که سازه به واسطه رویارویی با لرزه‌های بعدی خیلی زودتر از آنچه آیین‌نامه‌های طراحی با منفرد لحاظ نمودن زلزله طراحی در نظر گرفته‌اند، دچار فروریزش می‌شود.

نسبت این دو نیرو ضریب اضافه مقاومت Ω نامیده می‌شود. در نهایت ضریب رفتار (R) به صورت ترکیبی از ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه، برش پایه حاصل از رفتار ارتجاعی سازه را به برش پایه طراحی بر اساس مقاومت نهایی تبدیل می‌کند. پارامترهای

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (۲) \quad \text{الی (۴) تعیین می‌شوند:}$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (3)$$

$$R = R_{\mu} \times \Omega \quad (4)$$

در ادامه برای به دست آوردن ضریب اضافه مقاومت، برش پایه نهایی با انجام تحلیل IDA حاصل می‌شود. به نحوی که حداکثر شتاب زلزله استفاده شده که متناظر با بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در سطح عملکرد ایمنی جانی است، به دست آمده و برش پایه متناظر با آن به عنوان برش پایه نهایی ارائه شده است. هم‌چنین برای محاسبه برش پایه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. به منظور محاسبه ضریب شکل‌پذیری، شتاب طیفی در سطح خرابی مورد نظر از تحلیل IDA دست آمده و برش پایه متناظر آن به عنوان بیشینه برش پایه غیرخطی در نظر گرفته شده است. سپس با فرض رفتار الاستیک اعضای سازه و با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت همین شتاب طیفی، بیشینه برش پایه خطی سازه V_e محاسبه گردیده است. لازم به ذکر است که کلیه قاب‌ها پیش از انجام انواع تحلیل‌ها، تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته‌اند. به منظور انجام تحلیل پوش‌آور از توزیع مثالی (متناسب با توزیع نیروی جانبی در روش استاتیکی) و مرکز جرم بام به عنوان نقطه هدف استفاده شده است. در کلیه قاب‌ها مقادیر برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری محاسبه شده است. شکل (۴) نمودار برش پایه برحسب تغییر مکان بام را برای قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه نشان می‌دهد. پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی‌های IDA برای قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه تحت ۲۱ شتاب‌نگاشت با و بدون توالی لرزه‌ای که پیش‌تر در جدول (۱) معرفی شده‌اند، حاصل شده است.

علاوه بر آن میزان کاهش ظرفیت سازه متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی به تفکیک طبقات برای بلندترین و کوتاه‌ترین قاب در شکل (۷) قابل مشاهده است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای شتاب‌نگاشت‌های مذکور و توضیحات ذکر شده در بخش‌های قبل، ضریب رفتار قاب‌های مورد بررسی محاسبه شده و نتیجه‌ها به تفکیک تعداد طبقات در شکل (۸) و متوسط ضرایب رفتار در شکل (۹) نمایش داده شده است. در شکل (۸) آخرین دو ستون معرف میانگین ضریب رفتار در حالات با و بدون توالی لرزه‌ای است. با بررسی نتیجه‌های حاصل از نمودارها می‌توان دریافت، میانگین ضریب رفتار قاب‌ها نیز تحت زلزله‌های متوالی نسبت به حالت لرزه منفرد کاهش یافته است. به‌طوری‌که مطابق شکل (۱۰) ضریب رفتار در قاب ۵ و ۷ طبقه در حدود ۲۰ درصد، و قاب ۱۲ طبقه، ۱۳ درصد کاهش نسبی داشته است.

شکل ۷. میانگین منحنی‌های IDA به تفکیک طبقات در کوتاه‌ترین و بلندترین قاب مورد مطالعه تحت لرزه‌های منفرد و متوالی بحرانی

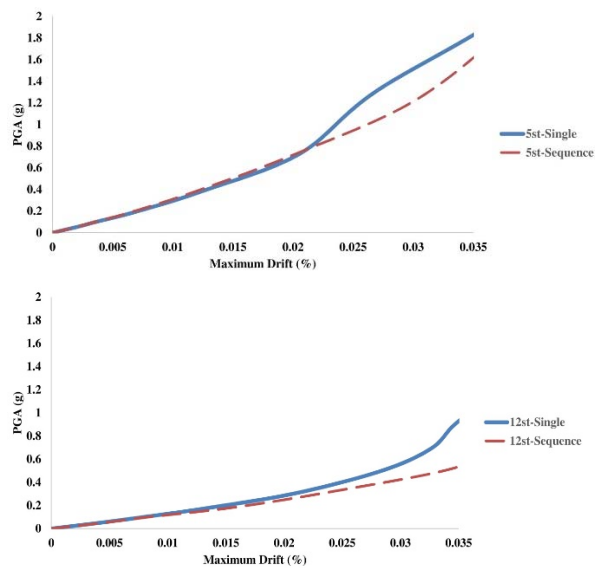


Fig. 7. Mean IDA curves for tallest and shortest RC frame under single and successive earthquakes

هم‌چنین به‌طور میانگین در مجموع قاب‌ها مقدار ضریب رفتار تحت توالی لرزه‌ای نسبت به حالت لرزه منفرد، کاهش نسبی ۱۸ درصد را نشان می‌دهد. دلیل این امر این است که در اثر لرزه‌های متوالی سطح خرابی ناشی از لرزه اول افزایش و ظرفیت اعضای سازه کاهش می‌یابد. در نتیجه مقدار نیروی محوری کمتری در اثر

شکل ۵. منحنی‌های IDA قاب ۵ طبقه تا بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه‌های ۰/۰۵ (الف) تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد بحرانی، (ب) تحت شتاب‌نگاشت‌های متوالی بحرانی

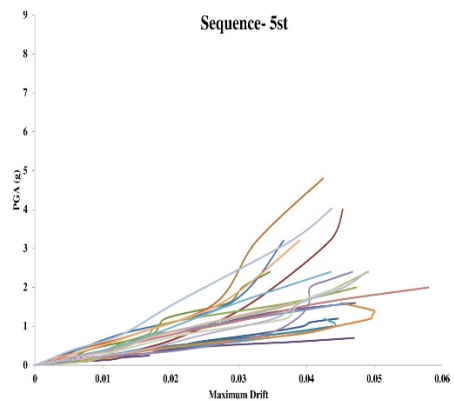
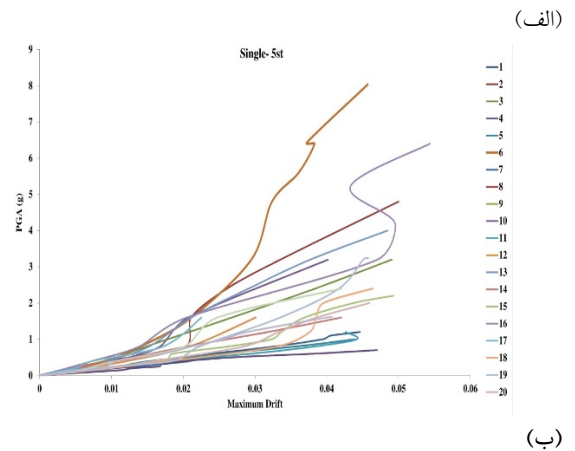


Fig. 5. IDA curves of 5 story frame under (a) Single, (b) Sequence

شکل ۶. میانگین منحنی‌های IDA در قاب‌های ۵ و ۱۲ طبقه تحت لرزه‌های منفرد و متوالی بحرانی

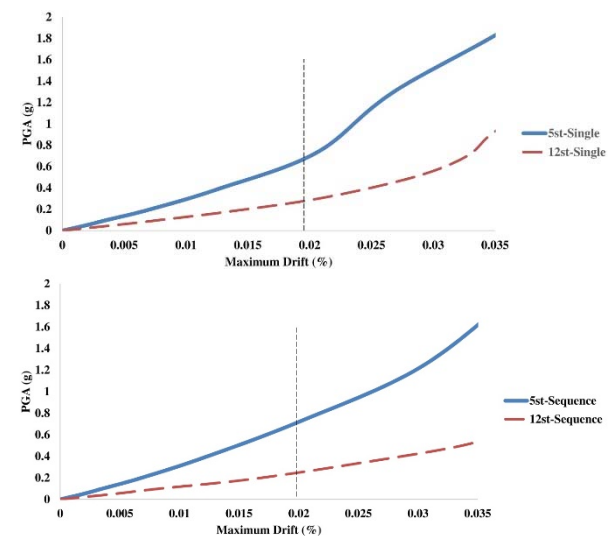


Fig. 6. Mean IDA curves for 5 and 12 story frames under critical scenario with and without sequence

سازه به محدوده فرکانس غالب زلزله مربوطه و پدیده تشدید است.

شکل ۱۰. درصد کاهش ضریب رفتار قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی

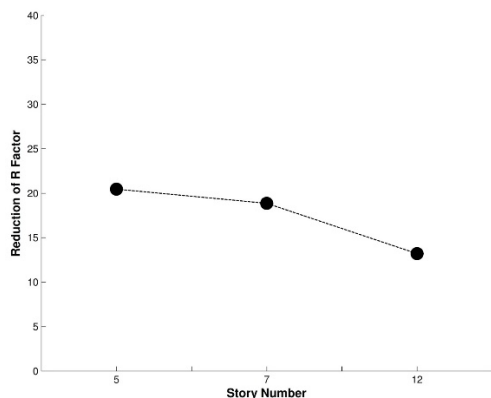


Fig. 10. Average of RC frames R factor under single and successive earthquakes

در شکل (۱۱) تغییرات نسبت متوسط ضریب رفتار قاب‌های بتنی تحت لرزه‌های متوالی به لرزه منفرد در برابر نسبت PGA لرزه دوم به لرزه اول رسم شده است. مطابق شکل (۱۱) روند تغییرات تقریباً نزولی است.

شکل ۱۱. تغییرات نسبت متوسط ضرایب رفتار حالت متوالی به منفرد در برابر نسبت PGA لرزه دوم به لرزه اول

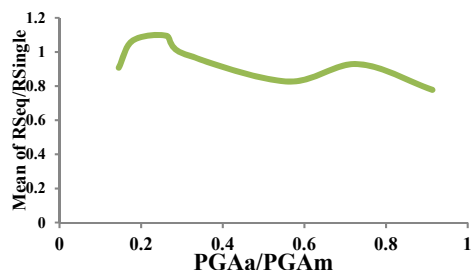


Fig. 11. Mean of RSequence/Rsingle based on PGA_a/m

۶- تخمین ضرایب رفتار قاب‌های بتنی در معرض زلزله-های متوالی بحرانی

همان‌طور که در بخش‌های پیشین ذکر شد، این مقاله به مقایسه و تخمین ضرایب رفتار قاب‌های بتنی در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی اختصاص دارد. به‌منظور تخمین این ضرایب کاهش یافته از شبکه‌های عصبی مصنوعی استفاده شده است که حاوی دولا به مخفی هستند. برای دستیابی به شبکه عصبی ایده‌آل با تعداد گره بهینه در لایه‌های مخفی، با طراحی ۴۰۰ شبکه با تعداد گره از ۱ تا ۲۰ عدد در هر لایه مخفی، بهترین شبکه متناظر با بیشترین ضریب

زلزله وارده، تحمل کرده و برش پایه‌های خطی و غیرخطی و به دنبال آن ضریب رفتار سازه کاهش پیدا می‌کند.

شکل ۸. مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی

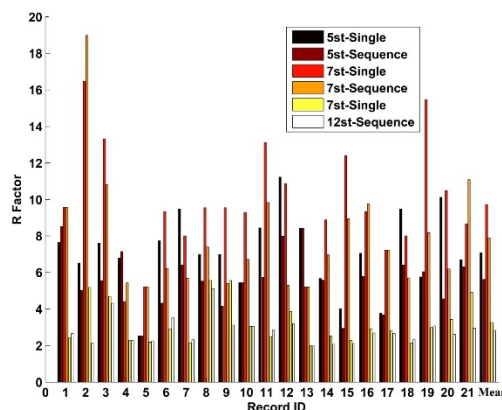


Fig. 8. Comparison of RC frames R factor under single and successive earthquakes

شکل ۹. میانگین ضریب رفتار قاب‌های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی

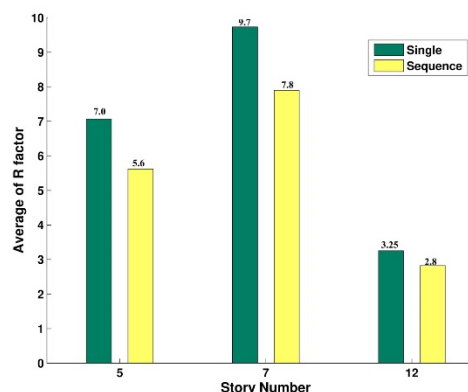


Fig. 9. Average of RC frames R factor under single and successive earthquakes

لازم به ذکر است همان‌طور که در شکل (۸) مشخص است، تحت تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها در کلیه قاب‌ها ضریب رفتار تغییری نکرده است. علت آن این است که در هر دو تحلیل IDA تحت شتاب‌نگاشت‌های حاوی لرزه منفرد و لرزه‌های متوالی، لرزه نخست غالب بوده و سازه تحت شتاب‌نگاشت لرزه‌های متوالی در همان حداکثر شتاب لرزه اول به حداکثر جابه‌جایی موردنظر و حداکثر برش پایه خطی و غیرخطی می‌رسد، در نتیجه نتایج یکسان بوده و به دنبال آن ضریب رفتار نیز تغییری نمی‌کند. هم‌چنین تحت تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها در هر ۳ قاب حداکثر برش پایه خطی و به دنبال آن ضریب رفتار افزایش یافته است و علت آن نزدیک بودن فرکانس غالب

توأم با پس لرزه و پیش لرزه و با فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه، مورد تحلیل دینامیکی فراینده و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند.

شکل ۱۳. مقایسه ضرایب رفتار تخمین زده شده توسط شبکه عصبی مصنوعی با مقادیر واقعی به تفکیک طبقات

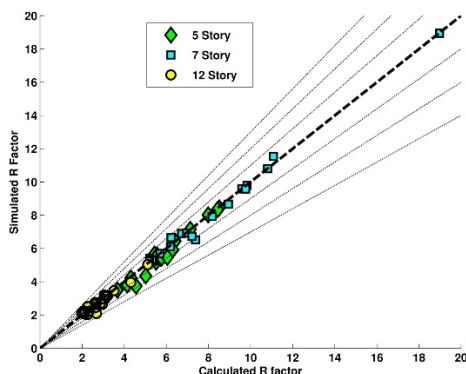


Fig. 13. Comparison of Simulated with calculated R factor
در نهایت با استفاده از روش شکل پذیری Uag در سال ۱۹۹۱ [15]، ضرایب رفتار، شکل پذیری و اضافه مقاومت با محاسبه بیشینه برش پایه های خطی و غیرخطی و برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک سازه محاسبه شده اند. در ادامه به منظور تخمین ضرایب رفتار در برابر زلزله های متوالی بحرانی، شبکه عصبی مصنوعی ایده آل با استفاده از ویژگی های سازه، لرزه نخست و لرزه دوم و همچنین ضرایب رفتار حاصل از نتیجه های تحلیل های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فراینده طراحی، آموزش و صحت سنجی شده است. مهم ترین نتیجه های حاصل از این مقاله به شرح زیر است:

- بر اساس نتیجه های حاصل از منحنی های IDA در کلیه قاب های ۵، ۷ و ۱۲ طبقه، ظرفیت فروریزش سازه به دلیل افزایش سطح خرابی ناشی از لرزه ای اول و تجمع خرابی و خسارت در المان های قاب به دلیل زوال سختی و مقاومت، کاهش می یابد و سازه به واسطه رویارویی با لرزه های بعدی خیلی زودتر از آنچه آیین نامه های طراحی با منفرد لحاظ نمودن زلزله طراحی در نظر گرفته اند، دچار فروریزش می شود.

- در کلیه قاب ها میانگین ضریب رفتار تحت زلزله های متوالی نسبت به حالت لرزه منفرد کاهش می یابد.

- از آنجایی که استخراج ضرایب رفتار فرایند وقت گیری است، شبکه های عصبی مصنوعی تکنیک مناسبی برای تخمین این

همبستگی R و کمترین میزان خطا انتخاب شده است. به این ترتیب تعداد گره های موجود در لایه های مخفی شبکه عصبی ایده آل متناظر با بیشینه ضریب R برابر ۸ و ۱۳ است. همچنین میزان همبستگی میان خروجی های شبکه های عصبی مصنوعی و مقادیر هدف که در مرحله اول به شبکه ها معرفی شدند، در قالب ضریب همبستگی R برای تمامی حالات آموزش، آزمایش و صحت سنجی در شکل (۱۲) به نمایش گذاشته شده است. همان طور که در این شکل مشخص است، ضریب همبستگی R نزدیک به یک بوده و به دنبال آن همبستگی بسیار خوبی میان خروجی های شبکه عصبی و مقادیر هدف برقرار و در نتیجه میزان خطا بسیار کم است. میزان همبستگی نتیجه های تخمین زده شده با مقادیر واقعی هدف به صورت غیرنرمال نیز در شکل (۱۳) نمایش داده شده است. مقایسه نتیجه های واقعی و تخمین زده شده حاکی از آن است که ۷۰٪ و ۹۳٪ ضرایب رفتار قاب های بتنی در معرض زلزله های متوالی بحرانی با خطای کمتر از ۵٪ و ۱۰٪ پیش بینی شده اند و متوسط میزان خطا در تخمین مقادیر ضرایب رفتار کاهش یافته کمتر از ۴٪ است. این موضوع دلیل دیگری بر آموزش مناسب و عملکرد قابل قبول شبکه عصبی طراحی شده در این مقاله است.

شکل ۱۲. نمودار رگرسیون آموزش، صحت و آزمایش شبکه عصبی

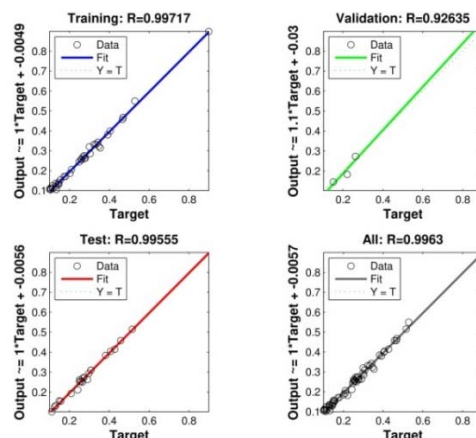


Fig. 12. Regression curves of train, validation and test of ANN

۷- نتیجه گیری

هدف از انجام این مقاله بررسی ضریب رفتار قاب های خمشی بتنی، تحت سناریوهای لرزه ای منفرد و متوالی و تخمین این ضرایب با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی بوده است. در این راستا ۳ قاب خمشی بتنی ۵، ۷ و ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است. سپس قاب ها تحت ۲۱ شتاب نگاشت حاوی لرزه منفرد و لرزه های متوالی به صورت لرزه اصلی

- [4] Faisal A., Majid T., and Hatzigeorgiou G. 2013 Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 42-53.
- [5] Vadeo S., and Waghmare M. 2019 Nonlinear Analysis of RC Structure under Multiple Earthquakes. *Journal for Modern Trends in Science and Technology*. 5(09), 60-65.
- [6] Vona M., and Mastroberti M. Estimation of the behavior factor of existing RC-MRF buildings. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING VIBRATION*. 17(1), 191-204.
- [7] Amadio C., Fragiaco M., and Rajgelj S. 2003 The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering & Estructural Dynamics*. 32(2), 291-308.
- [8] Hatzigeorgiou G. 2010 Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes. *Computers & structures*. 88(5-6, 309-321.
- [9] Zhai CH., Wen WP., Li S., and Xie LL. 2015 The ductility-based strength reduction factor for the mainshock-aftershock sequence-type ground motions. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 13(10), 2893-914.
- [10] Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings. 2015. (Standard No. 2800), 4rd Edition.
- [11] Ghodrati Amiri G., and Rajabi E. 2017 Damage Evaluation of Reinforced Concrete and Steel Frames under Critical Successive Scenarios. *International Journal of Steel Structures*. 17(4): 1495-1514.
- [12] Amiri G., and Dana F. 2005 Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. *Computers & Structures*. 83(8-9, 613-626.
- [13] Nagae T., Ghannoum W., Kwon J., Tahara K., Fukuyama K., Matsumori T., Shiohara H., Kabeyasawa T., Kono S., Nishiyama M., Sause R., Wallace J., and Moehle J. P. 2015 Design Implications of Large-Scale Shake-Table Test on Four-Story Reinforced Concrete Building. *ACI STRUCTURAL JOURNAL, TECHNICAL PAPER*. *ACI Structural Journal*. 112: 1-6.
- [14] Haselton C., Taylor Lange A., Liel B., and Deierlein GG. 2007 Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings. Report No. PEER Report

ضرایب هستند. در این مقاله شبکه عصبی پیش رو با دو لایه مخفی حاوی ۸ و ۱۳ گره در لایه‌های اول و دوم، ضرایب رفتار قاب‌های بتنی تحت زلزله‌های متوالی بحرانی را با متوسط خطای کمتر از ۴٪ تخمین می‌زند. شبکه‌ها با عملکرد مناسب قادر به تخمین ضرایب رفتار با خطای کم هستند.

- با توجه به این‌که کشور ایران در ناحیه زلزله‌خیز قرار دارد، بررسی پدیده توالی لرزه‌ای و اثر آن بر رفتار سازه به‌ویژه سازه‌هایی که عملکرد آن‌ها بعد از وقوع زلزله اهمیت قابل توجهی دارد، بسیار ضروری است. با توجه به فاصله زمانی کوتاه بین وقوع دو لرزه، بیشتر موقع‌ها فرصت بهسازی و تعمیر سازه وجود ندارد و سازه خسارت‌دیده در معرض لرزه اصلی در مواجهه با پس‌لرزه قوی خسارات شدیدتری را متحمل می‌شود؛ به‌گونه‌ای که حتی امکان فروریختگی سازه نیز وجود دارد. علی‌رغم اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای، در آیین‌نامه‌های طراحی نظیر استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضوابط مدونی برای لحاظ نمودن این پدیده در نظر گرفته نشده است. چنانچه فقط زلزله منفرد در طراحی سازه منظور شود و تفاوتی میان عملکرد سازه تحت یک زلزله منفرد و زلزله‌های متوالی وجود نداشته باشد، ممکن است سازه قادر به پاسخگویی نیازهای حاصل از زلزله‌های متوالی نبوده و دچار خسارات بیشتر و حتی فروریزش شود.

مراجع

- [1] Pan H., and Kusunoki K. 2020 Aftershock damage prediction of reinforced-concrete buildings using capacity spectrum assessments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 129, 105952.
- [2] Massumi A., Sadeghi K., and Ghaedi H. 2020 The effects of mainshock-aftershock in successive earthquakes on the response of RC moment-resisting frames considering the influence of the vertical seismic component. *Ain Shams Engineering Journal*. I Press.
- [3] Jamani H., Amirm J., and Rajabnejad H. 2018 Energy distribution in RC shear wall-frame structures subject to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 107, 116-128.

- [16] Leung CK., Ng MY., and Luk HC. 2006 Empirical approach for determining ultimate FRP strain in FRP strengthened concrete beams. *JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION*. 10(2), 125-138.
- 2007/03. Berkeley Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California.
- [15] Uang C. 1991 Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*. 117(1), 19-28.

Evaluation and Prediction of Response Modification Factor for RC Moment Frames under Critical Consecutive Earthquakes using Artificial Neural Network

Elham Rajabi^{a*}, Vahid Abdollahi^b

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran

2. MSc student, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran

* rajabi@tafreshu.ac.ir

Abstract

A large main shock may consist of numerous aftershocks with a short period. The aftershocks induced by a large main shock can cause the collapse of a structure that has been already damaged by the preceding main shock. These aftershocks are important factors in structural damages. Furthermore, despite what is often assumed in the seismic design codes, earthquakes do not usually occur as a single event, but as a series of strong aftershocks and even fore shocks. In other word, structures that are located in seismically active regions often may be subjected to successive earthquakes which occurred with significant PGA in a short time after each other. For this reason, this paper investigates the effect and potential of critical consecutive earthquakes on the response and behavior of reinforced concrete (RC) structures. For this purpose, the response modification factor (R factor) which is one of the significant parameters in theseismic structural design of buildings and decreases the lateral forces induced by earthquakes, is calculated and estimated for the reinforced concrete moment frames under critical single and successive earthquakes. Thus, three reinforced concrete moment frames with 5, 7, and 12 stories are designed according to Iranian seismic codes (standard No. 2800) and modeled in Opensees software. After the design of the samples, critical seismic scenarios with/without successive shocks are selected from "PEER" center based on maximum effective peak acceleration (EPA) rather than other scenarios. Consecutive earthquakes not only occurred in the similar directions and same stations, but also their real time gaps between successive shocks are less than 10 days. In the following, R factors of RC moment frames are calculated from the results of incremental dynamic analysis (IDA), time history and nonlinear static analysis (pushover). The results show about 20% reduction in the R factor and, also increment of damages under successive earthquakes comparing to the individual one. Finally, the idealized multilayer artificial neural networks, with the least value of Mean Square Error (MSE) and maximum value of regression (R) between outputs and targets were then employed to estimate the R factors. Theses artificial neural networks are designed based on the features of frame properties, successive earthquakes. Comparison of predicted R factors with real values indicates the adequate ability of networks in the estimation of the results. So that, the average error for the artificial neural network model for predicting the calculated results from IDA, Pushover and Linear Analysis is less than 4%. To be more specific, more than 73% and 93% of the simulated R factors are within $\pm 5\%$ and $\pm 10\%$ of the real values for artificial neural network model. This is an indication that the networks have learned to generalize the unseen information well and reflects good precision in simulating. Moreover, it can be seen that the values simulated by the artificial neural network model spread around the 45 degree line which implies neither over-estimation nor under-estimation. Moreover, despite what is necessitated in the seismic design codes, proposing a constant value as R factor for whole RC structure cannot lead to proper design of structures. Hence, the principles of Performance Based Design should be reinstated since the level of structural damage is exclusively prescribed by the severity of the rare 'design earthquake', a consideration which seems to be deficient.

Keywords: Critical Seccessive Earthquakes, Response Modification Factor, Reinforced Concrete Moment Frame, Incremental Dynamic Analysis, Artificial Neural Networks.