

Seismic Performance of Reinforced Concrete and Steel Moment Frames under Successive shocks: Evaluation and Estimation of Deflection Amplification Factor using Artificial Neural Network

Elham Rajabi^{1*}, Shaghayegh Pakniat², Sanaz Rabet² and Gholamreza Ghodrati Amiri³

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

2- MSc Student, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

3- Professor, Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Structures in seismic active zones are often exposed to earthquakes that occur consecutively in a short time together. Therefore, there is not enough time to repair, rebuild or evacuate the damaged structures under the first shock before the second shocks. Despite what is often assumed by seismic design codes, the designed structures based on a single design earthquake are not capable of predicted service and performance. Considering the high damage potential of successive earthquakes, the seismic performance of RC and steel moment frames under successive shocks has been evaluated by comparing the deflection amplification factor (C_d) in the present paper. In this regard, nonlinear dynamic analysis has been performed for three steel and RC frames with 3, 7, and 11 stories under single and consecutive critical earthquakes. The results indicate that the seismic sequence phenomenon can lead to an increase in C_d for the studied frames. Average C_d for RC and steel frames under single shocks is equal to 3.5 and 3.4 and for consecutive shocks is 3.7 and 4. Also, the largest increase in C_d was about 15% for the 3-story steel frame. In the next step, for more comprehensive investigation of the seismic performance of the studied frames, an ideal artificial neural network is designed and after the sensitivity analysis of the maximum C_d factor, empirical equations are presented to estimate this parameter with acceptable accuracy.

ARTICLE INFO

Receive Date: 31 July 2023

Revise Date: 06 October 2023

Accept Date: 17 November 2023

Keywords:

Deflection Amplification
Factor

Seismic Sequence Phenomenon

Artificial Neural Network

Nonlinear Dynamic Analysis

Empirical Equation

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.408439.3177>

*Corresponding author: Elham Rajabi.

Email address: rajabi@tafreshu.ac.ir

مقایسه ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های خمشی بتنی و فولادی در معرض لرزه -

های متوالی: ارزیابی و تخمین با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی

الهام رجبی^{۱*}، شقایق پاک‌نیت^۲، ساناز رابط^۲، غلامرضا قدرتی امیری^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

۳- استاد، مرکز مطالعات مخاطرات طبیعی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

سازه‌های مستقر در مناطق فعال لرزه‌ای، اغلب در معرض زمین‌لرزه‌هایی قرار دارند که در یک فاصله‌ی زمانی کوتاه و در یک منطقه به صورت پشت سر هم رخ می‌دهند. از این رو در اکثر اوقات پیش از رخداد لرزه دوم فرصت کافی جهت تعمیر، بازسازی یا تخلیه سازه‌های خسارت‌دیده از لرزه اول وجود ندارد. به این ترتیب سازه‌های طراحی شده براساس زلزله طراحی منفرد، زودتر از تصور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای قادر به سرویس‌دهی و عملکرد پیش‌بینی شده نمی‌باشند. نظر به پتانسیل بالای خسارت‌زایی زلزله‌های متوالی و نادیده گرفته شدن آن‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی، در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی و فولادی در معرض توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه با مقایسه ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) مورد ارزیابی قرار گرفته شده است. در این راستا سه قاب فولادی و بتن مسلح ۳، ۷ و ۱۱ طبقه در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. نتایج حاکی از آن است که پدیده توالی لرزه‌ای می‌تواند منجر به افزایش ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های مورد مطالعه شود. به گونه‌ای که میانگین C_d در حالت منفرد برای قاب‌های بتنی و فولادی به ترتیب برابر با ۳/۵ و ۳/۴ و در حالت متوالی ۳/۷ و ۴ می‌باشد. همچنین بیشترین افزایش مقدار ضریب بزرگنمایی تغییرمکان حدود ۱۵٪ در قاب ۳ طبقه فولادی بوده است. در گام بعد به منظور بررسی جامع‌تر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، شبکه عصبی مصنوعی ایده‌آلی طراحی و پس از حساسیت‌سنجی حداکثر ضریب C_d ، روابطی جهت تخمین این پارامتر با دقت قابل‌قبولی ارائه شده است.

کلمات کلیدی: ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، پدیده توالی لرزه‌ای، شبکه‌های عصبی مصنوعی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، روابط

تجربی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.408439.3177	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.408439.3177	۱۴۰۲/۰۴/۳۱	۱۴۰۲/۰۸/۲۶	۱۴۰۲/۰۸/۲۶	۱۴۰۲/۰۷/۱۴	۱۴۰۲/۰۵/۰۹
الهام رجبی rajabi@tafreshu.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان از دیرباز مورد توجه محققین بوده است. شاید بتوان ادعا نمود که نخستین تلاش‌ها به منظور معرفی این ضریب به مطالعه آماری وانگ^۱ و جاو^۲ در سال ۱۹۸۹ [۱] برمی‌گردد که نسبت جابجایی غیرخطی به خطی به عنوان ضریب C_d پیشنهاد و در سال ۱۹۹۱ روابطی توسط یوانگ ارائه شده است. بحث برانگیزترین بخش در توسعه مفاد طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی، توسعه ضرایب کاهش نیرو و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان می‌باشد. ضریب کاهش نیرو، به عنوان یک عامل اصلاح پاسخ، R، در برنامه ملی کاهش خطرات زلزله^۳ به منظور کاهش طیف پاسخ در طراحی الاستیک خطی معرفی شده است. ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d نیز در NEHRP جهت محاسبه حداکثر جابجایی غیرالاستیک مورد انتظار از جابجایی الاستیک ناشی از نیروهای لرزه‌ای طراحی پیشنهاد شده است. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای یک مقدار ثابت برای ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان سیستم‌های باربر جانبی در نظر گرفته شده است. بسیاری از محققین در طی مطالعاتی کفایت ضرایب پیشنهادی را برای سازه‌های مختلف اعم از بتنی و فولادی مورد بررسی قرار داده و اغلب روابط (یا مقادیری) را نیز جهت بهبود این ضریب پیشنهاد نمودند. به عنوان نمونه بررسی قاب‌های بتنی حاوی دیواربرشی با شکل‌پذیری بالا در سال ۲۰۲۳ توسط رجبی سهیلی و همکاران [۲] نشان داده است که ضرایب بزرگ‌نمایی تغییرمکان پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ [۳] و ASCE-7-16 [۴] دارای کفایت مناسب نمی‌باشند. زاهدی و صفاری در سال ۲۰۲۲ [۵] به منظور ارزیابی ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان قاب‌های خمشی فولادی، رابطه جدیدی با در نظر گرفتن ارتفاع سازه و سطح عملکرد مورد انتظار ساختمان ارائه داده‌اند. این مطالعه نشان داده است که ضریب C_d با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد و تغییرات آن در سازه‌های بلند نسبت به سازه‌های با ارتفاع کم تا متوسط بیشتر بوده است. در همین سال Li و همکاران [۶] نیز با بررسی قاب‌های فولادی حاوی مهاربندهای K شکل مقاومت بالا، اعلام نمودند که ضریب C_d وابسته به تعداد طبقات و طول تیر پیوند می‌باشد. در سال ۲۰۲۱ قاب‌های فولادی حاوی مهاربندهای واگرای Y شکل توسط شن^۴ و همکاران [۷] مورد بررسی قرار گرفته شده‌اند. در این مطالعه اثر عواملی از قبیل تعداد طبقه و طول تیر پیوند بر ضریب C_d مورد مطالعه قرار گرفته شده و روابط خطی جهت محاسبه این ضریب براساس زمان تناوب سازه و میزان شکل‌پذیری ارائه شده است.

در همین سال محمودی و صدرآباد [۸] نیز وابستگی ضریب C_d با ارتفاع سازه را در سازه‌های فولادی حاوی مهاربندهای کمانش-تاب مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه اشاره شده است که ضرایب پیشنهادی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مانند ASCE-7-16 دست پایین می‌باشد. در سال ۲۰۱۷ طی مطالعه عددی توسط تقی‌نژاد و همکاران [۹]، ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی و ویژه محاسبه و با مقادیر پیشنهادی در آیین‌نامه ASCE 7-10 [۱۰] مقایسه گردید. نتایج این مطالعه نشان داده است که مقادیر پیشنهادی در ASCE محافظه‌کارانه می‌باشد. از طرفی ضریب C_d رابطه مستقیمی با شکل‌پذیری سازه دارد. نسبت C_d به R در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط در سال ۲۰۱۵ توسط صمیمی‌فر و همکاران [۱۱] مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. یافته‌های این تحقیق نشان می‌دهد که مقادیر محاسبه شده نسبت C_d به R بر مبنای جابجایی‌های جانبی نسبی طبقات بحرانی‌تر بوده و حداقل مقدار یک پیشنهاد شده است. همچنین تعداد دهانه‌ها بر مقادیر مذکور تأثیر چشمگیری نداشته است.

علاوه بر مطالعات فوق، تحقیقات دیگری نیز در زمینه ارزیابی ضریب C_d انجام شده است. اما در اکثر مطالعات تمرکز محققین بر زلزله‌های منفرد بوده است. این در حالی است که اکثر سازه‌های مستقر در مناطق مستعد وقوع زلزله، در طول عمر مفید بهره‌برداری، در معرض یک یا چند زلزله قرار می‌گیرند. در زلزله‌های متوالی که بر اثر عدم تخلیه ناگهانی انرژی در گسل‌های گسیخته رخ می‌دهند، ممکن است لرزه‌های پیشین و پسین در مقایسه با لرزه‌ی اصلی، دارای شدت قابل توجه بوده و خسارات پیش‌بینی‌نشده‌ی فراوانی را به بار آورند. علیرغم این موضوع، همچنان زلزله طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای به صورت منفرد لحاظ شده و از بحث پدیده توالی لرزه‌ای

¹ Hwang

² Jaw

³ The National Earthquake Hazards Reduction Program, (NEHRP, 1988)

⁴ Shen

چشم‌پوشی شده است. این پدیده در اقصی نقاط جهان با پتانسیل بالای خسارت‌زایی رخ داده است. برای نمونه زلزله‌های متوالی سال ۱۳۹۱ اهر، ورزقان و هریس در استان آذربایجان شرقی با آمار بالای بیش از ۵ هزار واحد مسکونی فروریخته، بیش از ۱۰ روستای ویران شده و خسارت‌های میلیاردی در کشور ایران و زلزله‌های متوالی نیپال در سال ۲۰۱۵ که منجر به فوت و مفقود شدن تعداد قابل توجهی از ساکنین، مسدود شدن راه‌های ارتباطی و ویران شدن زیرساخت‌های شهری و روستایی شده است. در سال‌های اخیر محققین به بررسی پدیده توالی لرزه‌ای از قبیل تولید زلزله‌های متوالی مصنوعی [۱۲-۱۳] و ارزیابی اثرات آن بر عملکرد انواع سازه‌ها پرداخته‌اند. برای نمونه در سازه‌های بتنی اثر زلزله‌های تکرارشونده بر تاب‌آوری لرزه‌ای توسط ژو^۵ و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۱۴]، ضریب رفتار توسط رجبی و قدرتی امیری در سال ۲۰۲۲ [۱۵]، منحنی‌های شکنندگی توسط یو^۶ و همکاران و همچنین دی‌سارنو^۷ و وو^۸ در سال ۲۰۲۱ [۱۶-۱۷]، پاسخ جابجایی توسط اوگو^۹ و گوپیکریشنا^{۱۰} در سال ۲۰۲۰ [۱۸] و در سازه‌های فولادی برای نمونه اثر زلزله‌های متوالی بر خسارت توسط تورچتی^{۱۱} و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۱۹]، پاسخ جابجایی نسبی ماندگار توسط بسیم^{۱۲} و همکاران در سال ۲۰۲۲ [۲۰]، توسعه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های فولادی مهاربندی شده واگرا توسط مرادیان و همکاران در سال ۲۰۲۲ [۲۱] مورد بررسی قرار گرفته شده است.

در اکثر این مطالعات به ضرورت لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای اشاره شده است. چرا که سازه خسارت‌دیده از لرزه‌های قبل خیلی زودتر از آنچه آیین‌نامه‌های طراحی تصور می‌نمایند، در مواجهه با لرزه‌های آتی که معمولاً با فاصله زمانی کوتاهی نسبت به یکدیگر رخ می‌دهند، از سطح عملکرد مورد تصور گذشته و خسارات جبران‌ناپذیری متوجه ساکنین خواهد شد. برای نمونه رجبی و گلستانی در سال ۲۰۲۳ [۲۲] با بررسی گستره نسبتاً وسیعی از سازه‌های فولادی مجهز به سیستم قاب-ستون-پیوند در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی دریافتند که سازه‌های طراحی شده براساس ضریب رفتار پیشنهادی شده در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی که با توجه به زلزله طرح منفرد محاسبه شده‌اند، نمی‌توانند عملکرد قابل‌قبولی داشته باشند. چرا که ضریب رفتار محاسبه شده براساس زلزله‌های متوالی ۲۶ درصد نسبت به ضرایب پیشنهادی آیین‌نامه‌ها کمتر می‌باشد. کوثرزاده و پورشا در همین سال [۲۳] با بررسی سازه‌های بتنی نامنظم حاوی دیواربرشی در معرض توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه حوزه دور و نزدیک ادعا نمودند که بیشینه تقاضای لرزه‌ای و خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به مراتب بیشتر از لرزه اصلی می‌باشد.

با توجه مطالب ذکر شده و نظر به اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای، پتانسیل آن در افزایش پاسخ سازه‌ها از یک سو و تأثیرگذار بودن ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در روند طراحی و عملکرد سازه از سوی دیگر، ارزیابی این ضریب به ویژه با لحاظ نمودن توالی لرزه‌ای ضروری به نظر می‌رسد. نظر به استقبال قاب‌های خمشی در میان محققین و مهندسين، این مقاله مطابق شکل ۱، در گام نخست پس از طراحی، پیاده‌سازی و تحلیل مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی فولادی و بتنی به محاسبه ضریب C_d و مقایسه عملکرد قاب‌های مذکور در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی می‌پردازد. به این منظور از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده خواهد شد. در ویرایش چهارم این استاندارد به منظور تخمین تغییرمکان‌های غیرخطی سازه، از ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) استفاده می‌شود. تغییرمکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم طبقات بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در بند (۳-۵) آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران تعیین شده است، تجاوز نماید. این تغییرمکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه ۱ به دست آورد [۳]:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (1)$$

⁵ Zhou

⁶ Yu

⁷ Di Sarno

⁸ Wu

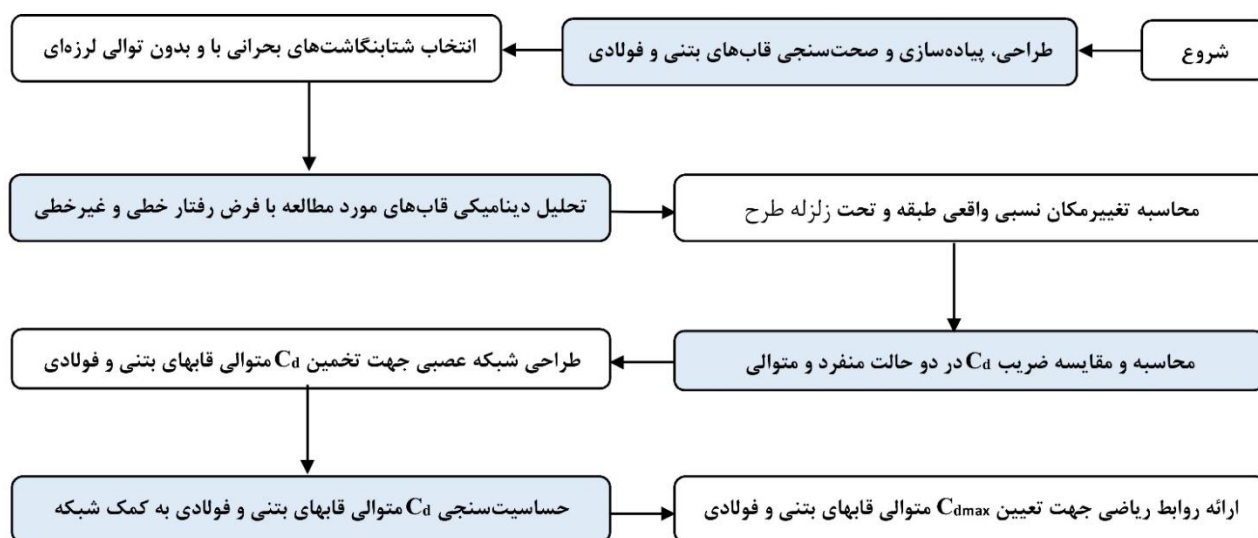
⁹ Oggu

¹⁰ Gopikrishna

¹¹ Turchetti

¹² Basim

در این رابطه، Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه و Δ_{eu} تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحت اثر زلزله طرح می باشد. در گام بعد به منظور ارزیابی جامع تر، پس از طراحی و آموزش شبکه عصبی مصنوعی ایده آل به تخمین و حساسیت سنجی حداکثر ضریب C_d قاب های فولادی و بتنی در برابر زلزله های متوالی پرداخته و روابط ریاضی جهت تعیین این ضریب ارائه شده است. یادآور می شود در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله از قبیل خشکرودی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [۲۴]، از شبکه های عصبی مصنوعی به عنوان ابزار مفید جهت تخمین نتایج مورد انتظار استفاده می گردد.



شکل ۱: فلوچارت محاسبه و تخمین ضریب C_d قاب های فولادی و بتنی در معرض زلزله های متوالی بحرانی

۲- شبکه عصبی مصنوعی

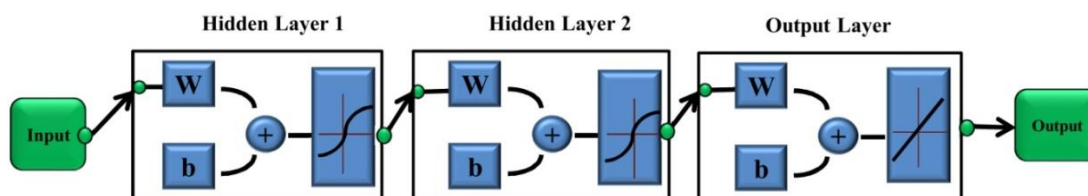
شبکه های عصبی مصنوعی به عنوان یک نگاشت خطی یا غیرخطی پس از آموزش با اعمال یک ورودی خاص، خروجی خاصی را نتیجه می دهند. در این راستا مادامی که خروجی شبکه و خروجی مورد نظر کاربر (اصطلاحاً مقادیر هدف) بر هم منطبق شوند، شبکه بر مبنای تطابق و همسنجی بین ورودی و هدف سازگار می گردد. در علم مهندسی عمران نیز از ابزار رگرسیونی مفید شبکه های عصبی در زمینه های مختلفی از قبیل استفاده شده است. چرا که بسیار غیرخطی بوده و بدون داشتن هیچ گونه اطلاعات و پیش زمینه قبلی در مورد طبیعت مسئله، قابلیت برقراری ارتباط میان پارامترهای پیچیده ورودی و خروجی را در مدت زمان کوتاه داراست [۲۵].

در این مقاله به منظور ارزیابی ضرایب بزرگنمایی تغییر مکان قاب های فولادی و بتنی در معرض زلزله های متوالی از شبکه عصبی چندلایه با الگوریتم پس انتشار خطا استفاده شده است. مطابق شکل ۲، این شبکه چندلایه با تابع انتقال غیرخطی و قاعده یادگیری ویدر-هوف بوده و از بردار ورودی و هدف برای آموزش جهت تقریب زدن یک تابع، یافتن رابطه میان ورودی و خروجی و دسته بندی ورودی های شبکه عصبی استفاده می شود. این شبکه با دارا بودن بایاس، یک یا چند لایه میانی سیگموئید و یک لایه خروجی خطی، توانایی تخمین هر تابعی با تعداد نقاط ناپوستگی محدود را داراست. همچنین جهت برقراری ارتباط خطا با ورودی ها، وزن ها و خروجی ها از روش لونیگ-مارکوآرت^{۱۳} استفاده شده است. این الگوریتم به صورت تصادفی داده ها را به سه بخش آموزش، صحت و آزمایش تقسیم می کند. در مقاله حاضر از ۶۰٪ داده ها جهت آموزش، ۳۵٪ به منظور آزمایش در راستای جلوگیری از بیش برآورد شبکه و ۵٪ مابقی برای درستی سنجی شبکه عصبی استفاده شده است. ملاک توقف آموزش شبکه ها میانگین مربعات خطا (MSE^{14}) است. به گونه ای که مقادیر کم MSE به

¹³ Levenberg – Marquardt

¹⁴ Mean Square Error

منزله عملکرد بهتر شبکه و مقدار صفر به معنای عدم وجود خطا است. از طرفی مقادیر رگرسیون (R^{15}) معرف میزان همبستگی میان خروجی‌های شبکه و هدف می‌باشد. به این ترتیب که مقدار یک و صفر به ترتیب به معنی همبستگی کامل و عدم همبستگی است. بنابراین دو معیار MSE و R جهت انتخاب شبکه عصبی ایده‌آل انتخاب می‌گردد.



شکل ۲: نمایی از شبکه مورد استفاده در این مطالعه

۳- شتاب‌نگاشت و مدل‌سازی قاب‌های فولادی و بتنی مورد مطالعه

همانطور که پیش‌تر اشاره شد، هدف این مقاله مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی و فولادی در معرض توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه در قالب ارزیابی و تخمین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان با استفاده از یادگیری ماشین می‌باشد. در این راستا قاب‌های خمشی فولادی و بتنی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به عنوان نماینده‌هایی از سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه و ساختمان‌های رایج در کشور ایران با شکل‌پذیری متوسط و کاربری مسکونی مستقر در شهر تهران (با سطح لرزه‌خیزی بسیار بالا) و خاک نوع II انتخاب شده‌اند. محاسبه بارهای ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی و بارهای لرزه‌ای و کنترل‌های مرتبط با آن براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم [۳] و طراحی طبق ضوابط مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده است. به این منظور بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده و زنده بام به ترتیب برابر ۳۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض شده است. همچنین پارامترهای تقاضای مهندسی مورد استفاده در طراحی لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه اعم از ضریب رفتار، اضافه مقاومت و C_e ، براساس جدول (۳-۴) استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شده‌اند. در این راستا ضریب C_e برای قاب‌های فولادی و بتنی به ترتیب ۴ و ۴/۵ لحاظ شده است. پس از استخراج مقاطع مطابق جدول ۱، قاب‌های مذکور که براساس شکل ۳ حاوی ۳ دهانه ۵ متری و ارتفاع ۳/۲ متر می‌باشند، در محیط نرم‌افزاری Opensees [۲۶] پیاده‌سازی شده‌اند. همانطور که در این جدول مشاهده می‌شود، برای قاب‌های فولادی از مقاطع W استفاده شده است که علیرغم عدم دسترسی آن‌ها در ایران، در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله در میان محققین ایرانی [۲ و ۲۷] کاربرد دارد. همچنین زمان تناوب سه مود اول مدل‌های مورد مطالعه به تفکیک تعداد طبقات در جدول ۲ نمایش داده شده است.

۳-۱- قاب‌های بتن آرمه

در این مطالعه با توجه به کاربرد و اهمیت گسترده مفصل پلاستیک متمرکز، به منظور مدل‌سازی تیرها از المان تیر و ستون الاستیک^{۱۶} به همراه مفصل متمرکز در دو سمت انتهایی تیر و ستون استفاده شده است. برای اینکه توزیع سختی در المان‌ها و مفصل‌ها به‌درستی انجام شود، فنرهایی به‌صورت سری فنر با المان با طول صفر^{۱۷} به فاصله‌ی نصف عمق تیر تعریف شده‌اند. به منظور اعمال رفتار غیرخطی تیرها، از مدل پیشنهادی ایبارا^{۱۸} [۲۸] (شکل ۳) استفاده شده است. از آنجایی که روش مورد استفاده در مدل‌سازی تیرها، توانایی در نظر گرفتن تغییرات ایجاد شده در بار محوری را حین تحلیل ندارد، برای مدل‌سازی ستون‌ها از روش فایبر استفاده شده است. چرا که این مدل قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش و نیروی محوری را دارد که عاملی اثرگذار در رفتار ستون‌ها می‌باشد [۲۶]. همچنین با استفاده از دستور Section Aggregator در محیط نرم‌افزار Opensees [۲۶]، مقطع ستون قادر خواهد بود علاوه بر خمش و نیروی محوری،

¹⁵ Regression

¹⁶ Elastic Beam-Column Element

¹⁷ Zero Length Element

¹⁸ Ibarra

برش را نیز در بر بگیرد. در این راستا مشابه مطالعه خیرالدین و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۲۹]، از المان تیر و ستون غیرخطی^{۱۹}، مقاطع فایبر و مصالح Concrete01 و برای آرماتورها از مصالح Steel02 استفاده شده است. همچنین برای جلوگیری از عدم همگرایی احتمالی در مدل با تعداد دفعات تکرار ۱۰ و تلورانس ۰/۰۰۱ به ستون‌ها اختصاص شده است. در این مطالعه، صحت عملکرد قاب‌های بتنی با استفاده از مطالعه‌ی راجیو^{۲۰} و همکاران در سال ۲۰۱۲ [۳۰] که به بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه پرداخته‌اند، سنجیده شده است. یادآور می‌گردد در مطالعه مذکور مدل‌ها با و بدون لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه بوده‌اند که بالتبع در این مقاله از مدل مرجع بدون لحاظ نمودن اندرکنش برای درستی‌سنجی بهره برده شده است.

۲-۳- قاب‌های فولادی

تیرهای فولادی نیز مشابه شکل ۴ با استفاده از المان الاستیک در وسط و مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها پیاده‌سازی شده‌اند. به این منظور از مصالح بایلین^{۲۱} استفاده شده است. اساس مدل مفصل پیشنهادی، تعریف یک پوش رفتاری مونوتونیک و ضوابط زوال چرخه‌ای است. این پوش به همراه ضوابط هیسترتیکی که به آن اختصاص داده می‌شود به خوبی می‌تواند رفتار چرخه‌ای مقطع را، مطابق شکل ۳ شبیه‌سازی نماید. از مهم‌ترین ویژگی‌های این مدل می‌توان به پاسخ بعد از نقطه اوج اشاره نمود [۳۱]. در قاب‌های خمشی فولادی برای ستون‌ها المان تیر و ستون غیرخطی و مصالح Steel01 در نظر گرفته شده است. در ادامه به منظور صحت‌سنجی روش مدل‌سازی قاب‌های فولادی، از مطالعه‌ی باربوسا^{۲۲} و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۳۲] که به بررسی تأثیر مدت زمان حرکت زمین‌لرزه بر برآورد آسیب در قاب‌های خمشی فولادی پرداخته‌اند، استفاده شده است. در شکل ۵، نمونه‌ای از رفتار قاب‌های ۳ طبقه مورد مطالعه متعلق به دهانه میانی طبقه دوم در معرض زلزله Northridge (1994) نمایش داده شده است.

جدول ۱: مشخصات مقاطع قاب‌های مورد مطالعه، (الف) بتنی و (ب) فولادی

تیر	ستون	طبقه	قاب
W10x77	W12x190	همکف	طبقه ۳
W10x77	W12x190	۱	
W10x77	W12x190	۲	
W30x90	W18x311	همکف	طبقه ۷
W30x90	W18x311	۱	
W27x102	W18x192	۲	
W27x102	W18x192	۳	
W24x76	W18x106	۴	
W24x76	W18x106	۵	
W24x76	W18x106	۶	
W36x135	W14x550	همکف	طبقه ۱۱
W36x135	W14x550	۱	
W36x135	W14x550	۲	
W33x41	W14x370	۳	
W33x41	W14x370	۴	
W33x41	W14x370	۵	
W27x129	W14x112	۶	
W27x129	W14x112	۷	
W27x129	W14x112	۸	

تیر	ستون	طبقه	قاب
30*30	30*30-4T20	همکف	طبقه ۳
30*30	30*30-4T20	۱	
30*30	30*30-4T20	۲	
45*40	40*40-8T22	همکف	طبقه ۷
45*40	40*40-8T22	۱	
45*40	40*40-8T22	۲	
40*35	40*35-4T22	۳	
40*35	40*35-4T22	۴	
40*35	40*35-4T22	۵	
40*35	40*35-4T22	۶	
55*50	50*50-8T22	همکف	طبقه ۱۱
55*50	50*50-8T22	۱	
55*50	50*50-8T22	۲	
55*50	50*45-8T22	۳	
55*50	50*45-8T22	۴	
55*50	50*45-8T22	۵	
50*40	45*40-8T22	۶	
50*40	45*40-8T22	۷	
50*40	45*40-8T22	۸	

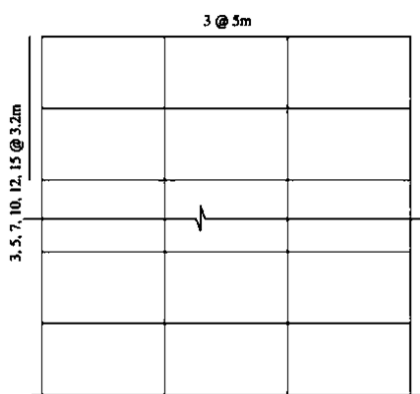
¹⁹ NonlinearBeamColumnement

²⁰ Rajeev

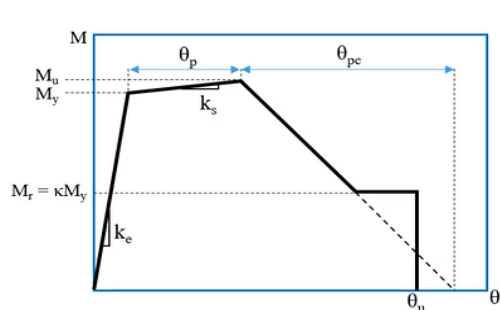
²¹ Bilin

²² Barbosa

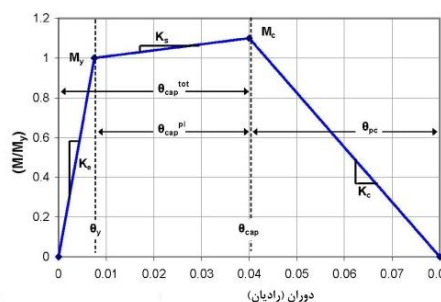
W24x68	W14x120	۹	(ب)	40*30	30*30-4T22	۹	(الف)
W24x68	W14x120	۱۰		50*40	30*30-4T22	۱۰	



(الف)



(ج)



(ب)

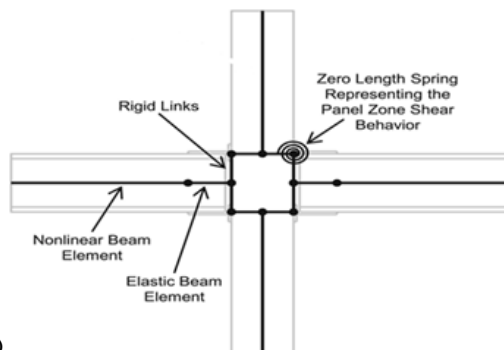
شکل ۳: نمایی از قاب‌های مورد مطالعه، مدل رفتاری المان‌های تیر در (ب) قاب‌های بتنی [۲۸] و (ج) فولادی [۳۱]

جدول ۲: زمان تناوب سه مود اول مدل‌های مورد مطالعه به تفکیک تعداد طبقات

تعداد طبقه	بتنی			فولادی		
	مود اول	مود دوم	مود سوم	مود اول	مود دوم	مود سوم
۳	۰/۵۰۳	۰/۱۵۸۵	۰/۰۹۱	۰/۶۹	۰/۱۹۳	۰/۰۹۴
۷	۰/۸۰۱	۰/۲۸۷	۰/۱۶۲	۰/۸۲	۰/۲۶	۰/۰۹۷
۱۱	۱/۲۵	۰/۴۷۵	۰/۲۹۳	۰/۹۷	۰/۴۲	۰/۲۴۷

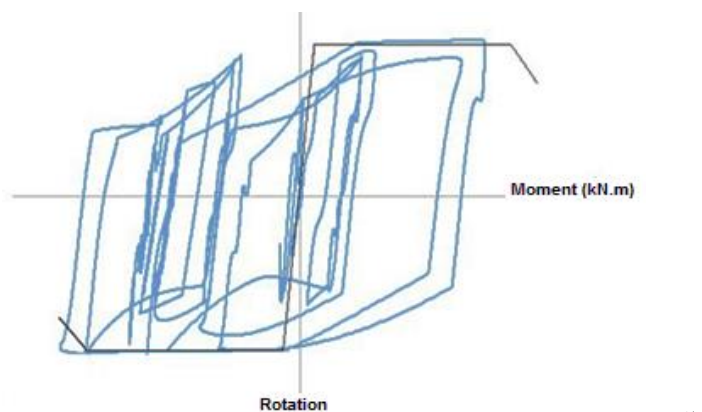


(ب)

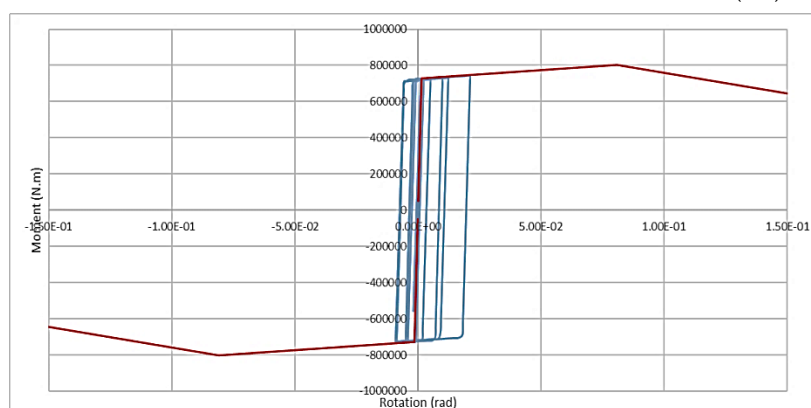


(الف)

شکل ۴: شماتیک تیر با (الف) المان الاستیک و (ب) مفصل پلاستیک در دو انتها [۲۶]



(الف)



(ب)

شکل ۵: نمونه‌ای از رفتار قاب‌های ۳ طبقه مورد مطالعه در دهانه میانی طبقه دوم در معرض زلزله Northridge (1994)، (الف) بتنی و (ب) فولادی

لازم به ذکر است که در این مطالعه به منظور تولید مدل‌های غیرخطی سعی شده است که با انتخاب المان‌ها، مدل رفتاری و مصالح اختصاص یافته تا حد امکان مدل‌ها نزدیک به واقعیت پیاده‌سازی شوند. علاوه بر این، صحت عملکرد مدل‌ها از طریق مقایسه با مدل‌های مرجع محک زده شده است. در تحلیل‌های غیرخطی یکی از مسائل بسیار مهم رعایت ترتیب و توالی در مراحل حل و دستیابی به همگرایی می‌باشد. به گونه‌ای که نیاز به تعریف الگوریتم در مراحل تحلیل احساس می‌شود. در مقاله حاضر از الگوریتم نیوتن-رافسون جهت تعیین توالی مراحل حل غیرخطی استفاده شده است. از مزیت‌های این الگوریتم، تغییر شیب در هر مرحله از تکرار می‌باشد. همان‌طور که ذکر شد، همگرایی در تحلیل از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. به گونه‌ای که در اکثر موارد از انواع مختلف الگوریتم در قالب حلقه‌های تو در تو جهت دستیابی به همگرایی استفاده می‌شود. رساله حاضر نیز از این قاعده مستثنی نبوده و برای رسیدن به همگرایی از الگوریتم‌های زیر کمک گرفته شده است.

- Newton Algorithm
- Newton Algorithm- Initial
- Newton with Line Search Algorithm
- Modified Newton Algorithm with Initial Tangent

تفاوت الگوریتم‌های فوق با یکدیگر در چگونگی استفاده از شیب و تغییرات آن می‌باشد. برای مثال در Modified Newton Algorithm with Initial Tangent برخلاف Newton Algorithm شیب در هر مرحله از تکرار تغییر نمی‌یابد [۲۶]. به این ترتیب با دنبال کردن مراحل فوق، امکان تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی برای کلیه قاب‌های خمشی در معرض سناریوهای لرزه‌ای بخش بعد فراهم می‌گردد.

۳-۳- سناریوهای لرزه‌ای

در این مطالعه از ۱۶ رکورد حوزه دور پیشنهاد شده در مطالعه قدرتی امیری و رجبی در سال ۲۰۱۷ [۳۳]، شامل لرزه اول و دوم متوالی استفاده شده است. با توجه به عدم دقت کافی روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای مانند روش تصادفی و تکرار، برای هر

سناریوی لرزه‌ای معرفی شده در جدول ۳، هر دو لرزه به صورت واقعی و ثبت شده^{۲۳} در یک ایستگاه و راستای مشابه به صورت پی‌درپی با حداکثر شتاب مؤثر بیشینه نسبت به بقیه رکوردها در ایستگاه‌های دیگر انتخاب شده‌اند.

جدول ۳: مشخصات لرزه‌های متوالی بحرانی [۲۳]

ایستگاه ثبت زلزله	PGA (g)	EPA (g)	زمان وقوع	نام زلزله	ردیف
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۲۳۸۲	۰/۲۴۵۱	۱۹۸۶/۷/۳۰	Chalfant Valley3	۱
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۴۲۴۶	۰/۴۸۵۴	۱۹۸۶/۷/۳۱		
CDMG 46617 Coalinga-14 th & Elm (Old CHP)	۰/۱۵۳۹	۰/۰۹۹۳	۱۹۸۳/۷/۲۷	Coalinga	۲
CDMG 46617 Coalinga-14 th & Elm (Old CHP)	۰/۵۸۱۳	۰/۳۵۱۳	۱۹۸۳/۷/۲۵		
USC 37 USC McGee Creek Inn	۰/۲۱۷۸	۰/۱۷۲۲	۱۹۸۰/۵/۳۱	Mammoth4	۳
USC 37 USC McGee Creek Inn	۰/۳۶۸۹	۰/۲۷۲۶	۱۹۸۰/۵/۳۱		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۲۸۹	۰/۲۷۲۶	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth2	۴
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۰۹۲۶	۰/۱۱۱۷	۱۹۸۰/۵/۲۶		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۰۹۲۶	۰/۱۱۱۷	۱۹۸۰/۵/۲۶	Mammoth6	۵
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۶۲۹۳	۰/۴۲۸۷	۱۹۸۰/۵/۲۷		
CDMG 54171 Bishop – LADWP South St	۰/۱۱۰۵	۰/۰۸۸	۱۹۸۰/۷/۲۰	Chalfant Valley9	۶
CDMG 54171 Bishop – LADWP South St	۰/۲۰۵۸	۰/۲۱۹۷	۱۹۸۰/۷/۲۱		
CDMG 57187 San Ramon – Eastman Kodak	۰/۱۰۶۶	۰/۰۸۶	۱۹۸۰/۵/۲۴	Livermore	۷
CDMG 57187 San Ramon – Eastman Kodak	۰/۱۹۱۷	۰/۲۱۱۹	۱۹۸۰/۵/۲۷		
CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.	۰/۲۸۱۸	۰/۲۳۸۷	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth1	۸
CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.	۰/۴۱۴۳	۰/۴۰۹۱	۱۹۸۰/۵/۲۵		
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۱۶۶۹	۰/۱۵۶۳	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth7	۹
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۴۱۵۶	۰/۲۶۱۸	۱۹۸۰/۵/۲۵		
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۱۶۶۹	۰/۱۵۶۳	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth9	۱۰
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۳۱۶۹	۰/۲۲۰۷	۱۹۸۰/۵/۲۷		
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۲۱۷۲	۰/۲۰۴۱	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth10	۱۱
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۴۱۵۶	۰/۲۶۱۸	۱۹۸۰/۵/۲۵		
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۲۱۷۲	۰/۲۰۴۱	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth12	۱۲
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۳۱۶۹	۰/۲۲۰۷	۱۹۸۰/۵/۲۵		
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۱۲۳۴	۰/۰۹۱۲	۱۹۸۰/۵/۲۶	Mammoth15	۱۳
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۳۱۶۹	۰/۲۲۰۷	۱۹۸۰/۵/۲۷		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۴۰۳	۰/۲۶۳۵	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth17	۱۴
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۲۸۹	۰/۲۷۲۶	۱۹۸۰/۵/۲۵		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۴۰۳	۰/۲۶۳۵	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth20	۱۵
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۶۲۹۳	۰/۴۲۸۷	۱۹۸۰/۵/۲۷		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۱۳۶۹	۰/۰۸۸۴	۱۹۸۰/۵/۲۵	Mammoth21	۱۶
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۲۸۹	۰/۲۷۲۶	۱۹۸۰/۵/۲۵		

²³ As-recorded

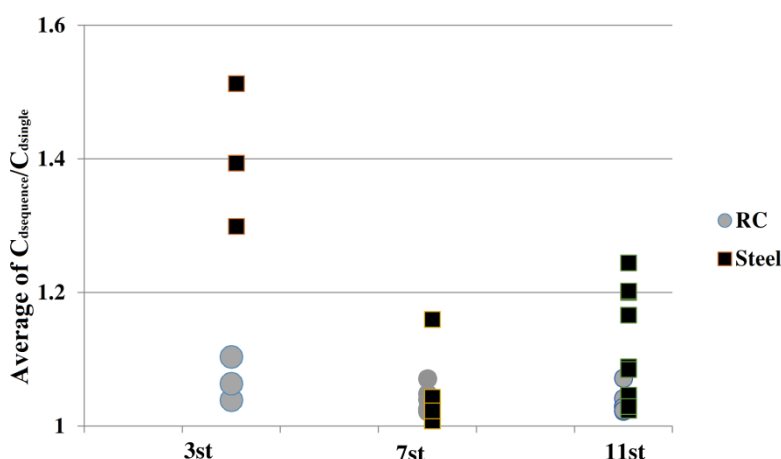
همچنین به منظور ایجاد تطابق و هماهنگی میان سطوح خطر و طیف پاسخ رکوردهای انتخابی و طیف طراحی پیشنهادی در آیین‌نامه [۳۴] سناریوهای لرزه‌ای مقیاس شده‌اند. در این راستا برای لرزه‌های نخست از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و برای لرزه‌های دوم از روش پیشنهادی در مطالعه [۳۵] استفاده شده است. در این روش به منظور ایجاد تطابق میان طیف زمین‌لرزه و طیف طراحی به ازای زمان تناوب سازه، ضریب مقیاس تعیین و به کل زلزله اعمال می‌گردد [۳۶]. لازم به ذکر است در این مطالعه با استفاده از مطالعه‌ی ابراهیم افسردیزج و همکاران [۳۷] از فاصله زمانی ۶۰ ثانیه بین لرزه نخست و لرزه دوم واقعی و ثبت شده استفاده شده است. لازم به ذکر است لرزه‌های فوق‌الذکر الزاماً شرایط پیش‌لرزه-لرزه اصلی یا تماماً شرایط لرزه اصلی-پس‌لرزه را ندارند و هدف ارزیابی اثرات وقوع پی در پی آن‌ها می‌باشد.

۴- مقایسه ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های فولادی و بتنی

در این مرحله کلیه قاب‌ها پس از بارگذاری ثقلی در معرض رکوردهای منفرد و متوالی مقیاس شده که در بخش‌های پیشین به آن‌ها اشاره شد، با فرض رفتار خطی (پایه‌سازی مجدد مدل‌ها با بهره‌گیری از المان‌ها و مصالح مناسب جهت دربرداشتن رفتار خطی) و غیرخطی تحت تحلیل قرار می‌گیرند. پس از انجام بیش از ۳۸۰ تحلیل دینامیکی و استخراج پارامترهای ΔM و Δe_u ، ضریب C_d مطابق رابطه ۱ برای هر قاب در دو حالت منفرد و متوالی محاسبه می‌گردد. لازم به ذکر است که پاسخ جابجایی سازه در حالت غیرخطی تأثیر مستقیم بر ضریب C_d داشته و به این ترتیب می‌توان ادعا داشت که این ضریب به مشخصات دینامیکی سازه و زلزله وابسته می‌باشد. در این بخش نتایج در دو بخش ارزیابی اثر توالی لرزه‌ای بر میانگین حسابی ضرایب C_d قاب‌های بتنی و فولادی مورد مطالعه و همچنین مقایسه حداکثر ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان ناشی از زلزله‌های متوالی ارائه خواهد شد.

۴-۱- اثر توالی لرزه‌ای بر میانگین ضرایب C_d قاب‌های بتنی و فولادی

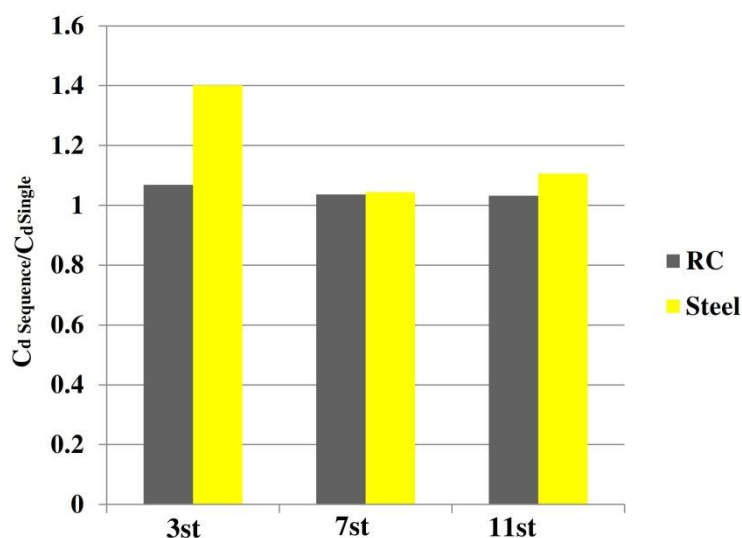
در این مرحله، ضریب C_d برای کلیه قاب‌ها در دو حالت با و بدون توالی لرزه‌ای محاسبه شده و توزیع نسبت این ضرایب در حالت توالی به منفرد در شکل ۶ به نمایش گذاشته شده است. مطابق این شکل کلیه نسبت‌ها بیشتر از یک می‌باشد. این بدان معناست که تغییرمکان سازه در مواجهه با لرزه‌های متوالی بیش از آن چیزی است که آیین‌نامه‌ها برای زلزله طراحی منفرد در نظر می‌گیرند. به منظور درک بهتر اثرات پدیده توالی لرزه‌ای، میانگین نسبت ضرایب به تفکیک قاب‌ها و همچنین میانگین کل در شکل ۷ نمایش داده شده است. مطابق این شکل، قاب‌های فولادی در تمامی حالات - به طور متوسط حدود ۱۳٪ - نیازمند ضریب C_d بیشتری نسبت به قاب‌های بتنی می‌باشند.



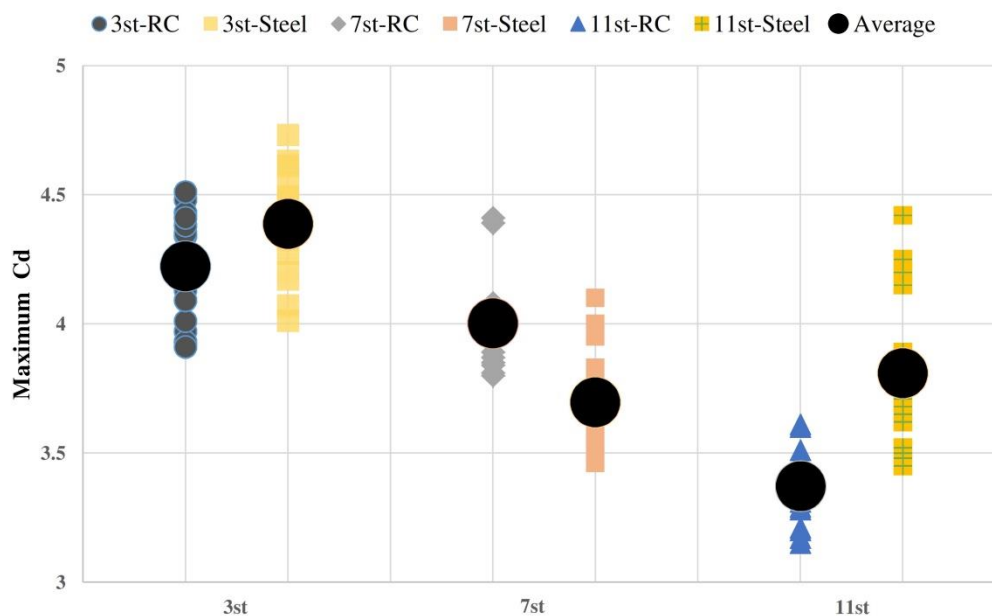
شکل ۶: نسبت ضرایب C_d در حالت متوالی به منفرد در قاب‌های فولادی و بتنی

۲-۴- حداکثر ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان ناشی از زلزله‌های متوالی

در این بخش حداکثر ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان ناشی از زلزله‌های متوالی در قالب شکل ۸ مقایسه شده‌اند. در این راستا توزیع مقادیر مذکور در قاب با طبقات مختلف میانگین نتایج در شکل ۸ گزارش شده است. با توجه به این شکل می‌توان گفت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در خصوص ضریب C_d قاب‌های کوتاه مرتبه نیازمند بازبینی است و این ضریب در ارتفاع سازه ثابت نیست.



شکل ۷: میانگین نسبت ضرایب C_d در حالت متوالی به منفرد قاب‌های فولادی و بتنی



شکل ۸: حداکثر و متوسط ضرایب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی در قاب‌های فولادی و بتنی

۵- مدل‌سازی شبکه عصبی مصنوعی و تخمین حداکثر ضریب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی

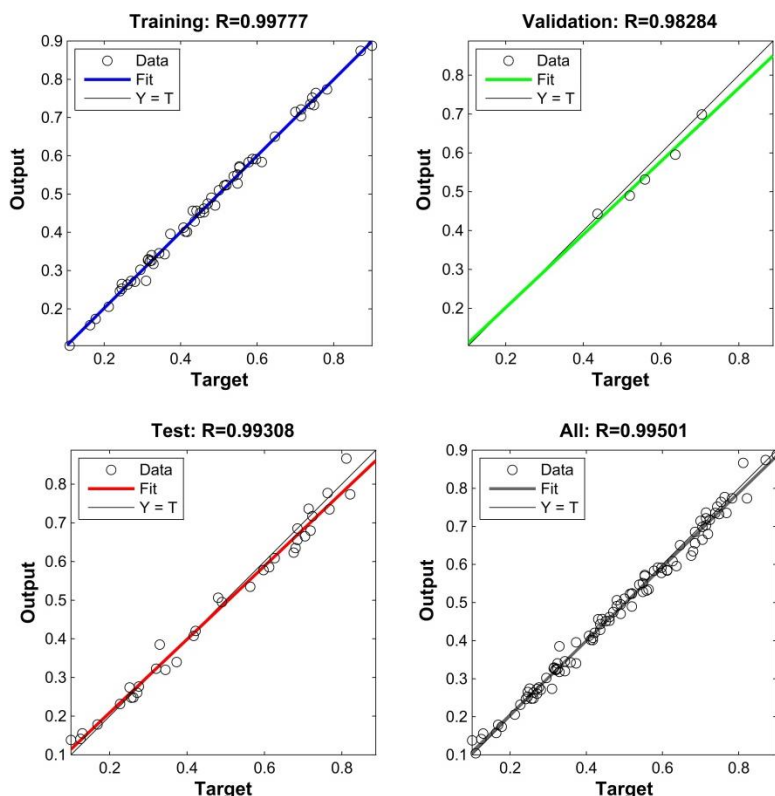
همانطور که در بخش‌های پیشین اشاره شد، در این مقاله از شبکه‌های عصبی مصنوعی چندلایه با الگوریتم پس‌انتشار خطا برای تخمین حداکثر ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های خمشی بتنی و فولادی در معرض زلزله‌های متوالی بهره گرفته شده است. به این منظور مطابق جدول ۴ پارامترهایی از قبیل زمان تناوب سازه (T)، شناسه قاب (ID) بزرگای لرزه نخست (M_m)، بزرگای لرزه دوم (M_a)، حداکثر شتاب لرزه نخست (PGA_m) و لرزه دوم (PGA_a) به عنوان ورودی و حداکثر ضریب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی (C_{dmax}) به عنوان مقادیر هدف انتخاب شده است. در حقیقت پارامتر زمان تناوب و شناسه تفکیک‌کننده نتایج قاب‌ها از یکدیگر می‌باشند. از آنجایی که در این مقاله یک شبکه عصبی مدنظر بوده، برای تفکیک نوع قاب (فولادی یا بتنی) از شناسه یک برای بتنی و دو برای فولادی استفاده شده است. همچنین در شبکه عصبی مورد نظر از تابع انتقال سیگموئید در لایه‌های مخفی استفاده شده و این تابع همواره بین صفر و یک رفتار می‌کند، نیاز است داده‌های ورودی و هدف نرمال/استاندارد شوند. در این مقاله از روش انترپولاسیون خطی مطابق رابطه ۲ بهره گرفته شده است. در این رابطه i می‌تواند معرف گروه ورودی یا هدف باشد.

جدول ۴: مشخصات آماری داده‌های ورودی و هدف جهت آموزش شبکه عصبی

	گره	حداقل	حداکثر	میانگین
ورودی	PGA_m	۰/۰۹۲۶	۰/۳۴۰۳	۰/۱۸۷
	PGA_a	۰/۱۶۶۹	۰/۶۲۹۳	۰/۳۷۰۳
	M_m	۴/۷۳	۶/۶	۵/۶۸
	M_a	۴/۸	۶/۱۹	۵/۷۳
	T	۰/۵۰۳	۱/۲۵	۰/۸۴
	ID	۱	۲	-
هدف	C_{dmax}	۳/۱۵	۴/۷۳	۳/۹

$$i_{Scaled} = 0.1 + (0.9 - 0.1) (i - i_{min}) / (i_{max} - i_{min}) \quad (2)$$

پس از معرفی داده‌های نرمال/استاندارد شده ورودی و هدف به شبکه و آموزش تا حداقل شدن میزان خطا، خروجی مورد نظر استخراج می‌گردد. در این مقاله شبکه دارای ۲ لایه مخفی است. برای دستیابی به شبکه عصبی ایده‌آل با تعداد نورون بهینه در لایه‌های مخفی، ۴۰۰ شبکه با تعداد نورون از ۱ تا ۲۰ عدد طراحی شده و بهترین شبکه متناظر با بیشترین ضریب همبستگی R^2 و کمترین میزان خطا انتخاب شده است. این شبکه ایده‌آل دارای ۵ و ۷ نورون در اولین و دومین لایه مخفی است که قادر می‌باشد با R^2 بالای ۹۹ درصد مطابق شکل ۹ در تمامی مراحل آموزش، صحت و آزمایش مقادیر هدف را تخمین بزند. پس از استخراج شبکه ایده‌آل، مقدمات لازم جهت حساسیت‌سنجی حداکثر ضریب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی و ارائه روابط ریاضی جهت پیش‌بینی این ضرایب مهیا خواهد شد.



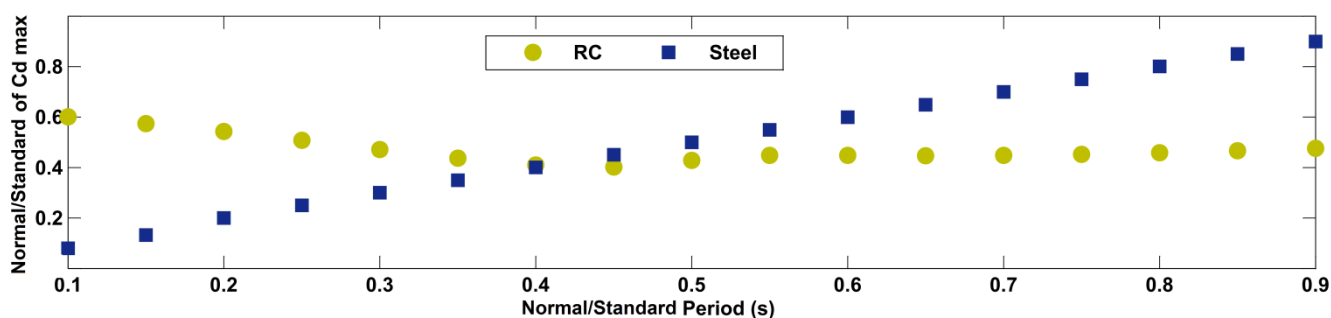
شکل ۹: نمودار رگرسیون مراحل آموزش، صحت و آزمایش شبکه عصبی مورد استفاده در مطالعه حاضر

۶- حساسیت سنجی حداکثر ضریب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی و ارائه روابط ریاضی

در این مرحله حساسیت سنجی حداکثر ضریب C_d ناشی از زلزله‌های متوالی به کمک شبکه عصبی ایده‌آل طراحی شده در گام قبل امکان پذیر است. دلیل این کار آن است که بتوان عملکرد سازه‌های بتنی و فولادی را با در نظر گرفتن گستره وسیع‌تری از داده‌ها (تولید شده توسط شبکه عصبی ایده‌آل) مقایسه نمود. به این منظور نیاز است برای کلیه پارامترهای ورودی محدوده و اصطلاحاً مقدار مبنا تعیین گردد. در این مقاله از شاخص آماری میانگین استفاده شده است. به گونه‌ای که مقدار مبنا به مقدار میانگین هر پارامتر که در جدول ۴ گزارش شده، نزدیک باشد. با معرفی هر یک از پارامترهای ورودی از مقدار حداقل تا حداکثر - به صورت منظم و افزایشی - به شبکه عصبی مصنوعی، با ثابت بودن بقیه پارامترها (برابر با مقدار مبنا) میزان C_{dmax} ناشی از زلزله متوالی از شبکه عصبی مصنوعی استخراج و در قالب نمودار بر مبنای پارامتر مورد نظر ترسیم می‌گردد. برای نمونه شکل ۱۰ تغییرات C_{dmax} در حالت نرمال/استاندارد را با زمان تناوب برای قاب‌های فولادی و بتنی نمایش می‌دهد. قاب‌های فولادی کوتاه‌مرتبه در مقایسه با قاب‌های متناظر بتنی در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی نیازمند بزرگنمایی بیشتری در پاسخ تغییر مکان می‌باشند. این در حالی است که سازه‌های بلندمرتبه بتنی حائز چنین شرایطی می‌باشند. روابط ۳ و ۴ به ترتیب برای تخمین ضریب C_{dmax} نرمال/استاندارد قاب‌های فولادی و بتنی با R^2 برابر با ۹۹/۹ و ۹۹/۵ پیشنهاد شده است. یادآور می‌گردد مفهوم عبارت نرمال/استاندارد با توجه به عملکرد شبکه عصبی مصنوعی مورد استفاده در این مطالعه، در ابتدای بخش (۵) اشاره شده است:

$$C_{d_{max}} = 0.4758e^{0.8442T} - 0.5162e^{-1.667T} \quad (۳)$$

$$C_{d_{max}} = 1.207 \sin(2.161T + 1.06) + 0.7319 \sin(3.404T + 3.633) + 0.01793 \sin(17.94T - 2.542) \quad (۴)$$

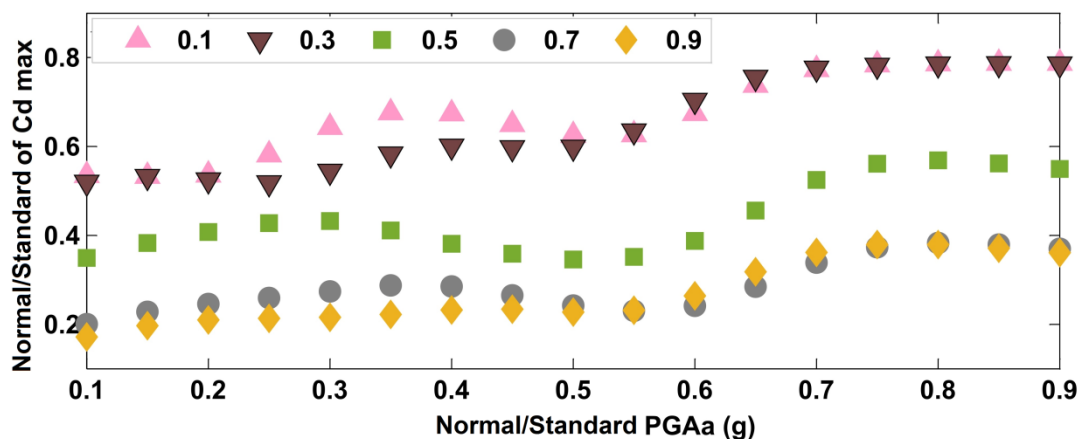


شکل ۱۰: تغییرات ضریب C_{dmax} با زمان تناوب قاب‌های فولادی و بتنی

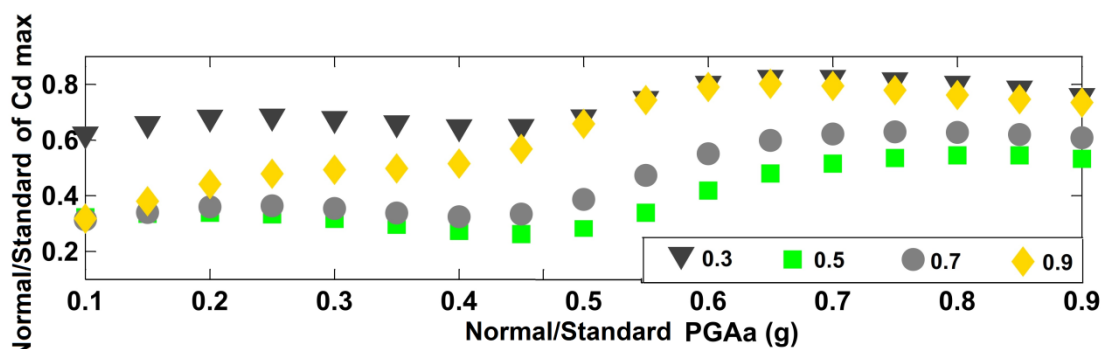
در گام بعد با توجه به اثرگذار بودن ارتفاع سازه در ضریب C_d ، روند تغییرات C_{dmax} برای گستره نسبتاً وسیع سازه‌ها با افزایش حداکثر شتاب لرزه دوم بررسی و برای قاب‌های بتنی و فولادی به ترتیب در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ گزارش شده است. به این منظور از مقادیر نرمال/استاندارد گوناگونی جهت دریافت خروجی از شبکه عصبی مصنوعی استفاده شده است. همانطور که در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشخص می‌باشد، قاب‌های بتنی در مقایسه با قاب‌های فولادی روند منظم‌تری با افزایش ارتفاع و PGA_a دنبال می‌کنند. ضریب C_{dmax} نرمال/استاندارد برای قاب‌های فولادی و بتنی میان‌مرتبه بر حسب PGA_a به ترتیب با استفاده از روابط ۵ و ۶ با R^2 برابر با ۹۹/۴ و ۹۹/۰۳ قابل محاسبه می‌باشد:

$$C_{d_{max}} = 1.008 \sin(2.775 PGA_a + 0.1041) + 0.3891 \sin(5.187 PGA_a + 2.314) + 0.0025 \sin(22.72 PGA_a - 0.8262) \quad (5)$$

$$C_{d_{max}} = 1.513 \sin(0.2314 PGA_a + 0.1355) + 0.08619 \sin(10.29 PGA_a + 0.03625) \quad (6)$$



شکل ۱۱: تغییرات ضریب نرمال/استاندارد C_{dmax} با PGA_a برای گستره‌ای از قاب‌های بتنی مورد مطالعه



شکل ۱۲: تغییرات ضریب C_{dmax} نرمال/استاندارد با PGA_a برای گستره‌ای از قاب‌های فولادی مورد مطالعه

۷- نتایج

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی و فولادی در معرض توالی لرزه اصلی و پس‌لرزه از طریق ارزیابی و تخمین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان با استفاده از یادگیری ماشین مورد بررسی قرار گرفته شده است. در این راستا قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۹ طبقه فولادی و بتنی در معرض زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای تحت تحلیل قرار گرفته و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای کلیه قاب‌ها در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی استخراج شده است. به منظور بررسی جامع‌تر قاب‌های مذکور با بهره‌مندی از گستره وسیع‌تری از اطلاعات، شبکه عصبی مصنوعی ایده‌آل طراحی و پس از حساسیت‌سنجی حداکثر ضریب بزرگنمایی تغییرمکان ناشی از زلزله‌های متوالی با ارتفاع سازه و حداکثر شتاب لرزه دوم، روابط ریاضی جهت تخمین مقدار C_{dmax} ارائه شده است. برخی نتایج براساس مدل‌های مورد مطالعه در این پژوهش عبارت است از:

۱. پدیده توالی لرزه‌ای تا حدودی منجر به افزایش ضریب C_d شده است. در حالت میانگین، بیشترین افزایش حدود ۱۱ و ۱۵ درصد در قاب سه طبقه بتنی و فولادی مورد مطالعه در این پژوهش بوده است.
 ۲. در حالت کلی ضریب C_d در کل ارتفاع سازه ثابت نیست و پیشنهاد آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مبنی بر استفاده از یک مقدار ثابت نیاز به بازبینی دارد.
 ۳. برای قاب‌ها بتنی مورد مطالعه میانگین کل C_d در حالت منفرد برابر با ۳/۵ و در حالت متوالی ۳/۷ می‌باشد. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که مقدار C_d پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی بتنی متوسط (برابر با ۴/۵) جهت رویارویی با زلزله‌های متوالی مناسب است.
 ۴. برای قاب‌های فولادی مورد مطالعه میانگین کلی C_d برای حالت منفرد ۳/۵ و برای حالت متوالی ۴ می‌باشد. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که مقدار C_d پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ به عنوان مقدار متوسط برای قاب خمشی فولادی (برابر با ۴) مناسب است. اما در خلال محاسبات مقادیر بالای ۴ به دفعات مشاهده شده است.
 ۵. در حالت کلی افزایش ضریب بزرگنمایی تغییرمکان اغلب در طبقات بالایی قاب‌های بتنی مورد مطالعه مشاهده می‌شود. در برخی موارد نیز تغییراتی در روند این ضریب در محل احتمالی تغییر مقاطع سازه‌ای در ارتفاع نتیجه شده است.
- یادآور می‌شود نتایج فوق براساس قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۹ طبقه فولادی و بتنی مورد بررسی در این مطالعه پیشنهاد شده است. در حالی که ممکن است با تغییر تعداد طبقات، نتایج متفاوتی حاصل گردد. بنابراین احتیاط در استفاده از نتایج این مطالعه، ضروری به نظر می‌رسد. پیشنهاد می‌گردد مقایسات فوق با بهره‌گیری از تعداد مدل بیشتر، سیستم‌های برابر متنوع و همچنین اضافه نمودن سیستم‌های جاذب انرژی انجام شود. به منظور ارزیابی رفتار هر چه نزدیک‌تر به واقعیت مدل‌ها، پیشنهاد می‌شود که اثر انعطاف‌پذیری پی نیز لحاظ گردد.

مراجع

- [1] Uang, C. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1): 19–28, doi: 10.1061/(asce)07339445(1991)117:1(19).
- [2] Rajabi Soheyli, R., Rajabi, E., and Golestani, Y. (2023). Evaluation of Deflection Amplification Factor for Special Moment-Resisting Frame with Shear Wall under Critical Strong Ground Motions with/without Successive Shocks. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(11): 28-49.
- [3] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 2014. Standard No. 2800, 4th Revision, Building and Housing Research Center, Iran. (in Persian).
- [4] ASCE7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16), *American Society of Civil Engineers*.
- [5] Zahedi, M. J., and Saffari, H. (2022). A novel displacement amplification factor (C_d) for steel moment-resisting frames based on performance, *Structures*, 46: 382–394, 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2022.10.048.
- [6] Li, S., Liang, W. G., Gao, D. X., and Pan, X. Z. (2022). Response modification factor and displacement amplification factor of K-shaped eccentrically braced high-strength steel frames. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 21(6), 2399-2425, DOI: 10.1080/13467581.2021.1974026.
- [7] Shen, L., Rong-Rong, L., De-Fa, W., Xiu-Zhen, P., and Hong-Chao, G. (2021). Response Modification Factor and Displacement Amplification Factor of Y-Shape Eccentrically Braced High-Strength Steel Frames. *International Journal of Steel Structures*, 21(5): 1823-1844. Doi: 10.1007/s13296-021-00537-3.
- [8] Mahmoudi, M., and Jalili Sadrabad, M. (2021). Assessment on the deflection amplification factor of steel buckling-restrained bracing frames. *Advances in Structural Engineering*, 25(2): <https://doi.org/10.1177/13694332211043983>.
- [9] Taghinezhad, R., Taghinezhad, A., Mahdaviifar, V., and Soltangharai, V. (2017). Numerical Investigation of Deflection Amplification Factor in Moment Resisting Frames Using Nonlinear Pushover Analysis. *International Journal of Innovations in Engineering and Science*, 2(12), www.ijies.net.
- [10] ASCE/SEI 7-10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*, www.pubs.asce.org.
- [11] Samimifar, M., Oskouei, A. V., and Rofooei, F. R. (2015). Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(2): 373-384, doi: 10.1007/s0029-015-11803-y.
- [12] Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G. (2020). Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform. *Journal of Vibration and Control*, 26(5-6): 331-351. doi:10.1177/1077546319879536.
- [13] Abdollahzadeh, G., Omranian, E., and Vahedian, V. (2018). Application of the artificial neural network for predicting mainshock-aftershock sequences in seismic assessment of reinforced concrete structures. *Journal of Earthquake Engineering* 24: 1–27.
- [14] Zhou, Z., Han, M., Dong, Y., and Yu, X. (2023). Seismic resilience of corroded mid-rise reinforced concrete structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 288, 116192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116192>.
- [15] Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G. (2021). Behavior Factor Prediction Equations for Reinforced Concrete Frames under Critical Mainshock-Aftershock Sequences Using Artificial Neural Networks, *Sustainable and Resilient Infrastructure*, DOI: 10.1080/23789689.2021.1970301.
- [16] Yu, X., Zhou, Z., Du, W., and Lu, D. (2021). Development of fragility surfaces for reinforced concrete buildings under mainshock-aftershock sequences. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 50 (15): 3981-4000. <https://doi.org/10.1002/eqe.3542>.

- [17] Di Sarno, L., and Wu, J. R. (2021). Fragility assessment of existing low-rise steel moment-resisting frames with masonry infills under mainshock-aftershock earthquake sequences. *Bulletin Earthquake Engineering*, 19: 2483–2504. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01080-6>.
- [18] Oggü, P., and Gopikrishna, K. (2020). Assessment of three-dimensional RC moment resisting frames under repeated earthquakes. *Structures*, 26: 23-36. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.039>.
- [19] Turchetti, F., Tubaldi, E., and Patelli, E. (2023). Damage modeling of a bridge pier subjected to multiple earthquakes: a comparative study. *Bulletin Earthquake Engineering*, 21, 4541–4564 (2023). <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01678-y>.
- [20] Basim, M., Pourreza, F., Mousazadeh, M., and Akbari Hamed, A. (2022). The effects of modeling uncertainties on the residual drift of steel structures under mainshock-aftershock sequences. *Structures*, 36: 912-926, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.12.050>.
- [21] Moradiyan, M., Pachideh, G., and Moshtagh, A. (2022). Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(4): 156-175.
- [22] Rajabi, E., and Golestani, Y. (2023). Study of steel buildings with LCF system under critical mainshock-aftershock sequence: Evaluation of fragility curves and estimation of the response modification factor by artificial intelligence. *Structures*, 56: 105044. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105044>.
- [23] Kosarzadeh, H., and Poursha, M. (2023). Seismic evaluation of vertically irregular RC frames subjected to mainshock-aftershock sequences of near-fault and far-fault ground motions. *Structures*, 49: 1130-1156. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.01.102>.
- [24] Khoshkroodi, A., Parvivi Sani, H., and Aajami, M. (2023). Prediction of deterioration components in reinforcement concrete columns using machine learning techniques. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 39.2(1), pp. 15-22. doi: 10.24200/j30.2022.60697.3116.
- [25] Hagan, M. (2014). *Neural Network Design*. 2nd Edition, eBook. Oklahoma State University Stillwater, Oklahoma. OVERHEADS and DEMONSTRATION PROGRAMS can be found at the following website: hagan.okstate.edu/nnd.html. (2014).
- [26] Opensees, (2006). *OpenSees Command Language Manual*. Open System for Earthquake Engineering Simulation. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. Available at <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [27] Shakouri, A., Ghodrati Amiri, G., and Salehi, M. (2021). Effects of ductility and connection design on seismic responses of base-isolated steel moment-resisting frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143(2021)106647. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106647>.
- [28] Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural dynamics*. 34:1489–1511.
- [29] Kheyroddin1, A., Gholhaki, M., and Pachideh, G. (2019). Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frames Retrofitted with Steel Braces Using IDA and Pushover Methods in the Near-Fault Field. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7-1 (2019) 159-173.
- [30] Rajeev, P., and Tesfamariam, S. (2012). Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40: 78–86. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.04.008>.
- [31] Moehle, J. K., Mahin, S., and Bozorgnia, Y. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. *PEER/ATC-72-1*. Repaired by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL Courtesy of Joseph Maffei, Rutherford and Chekene, San Francisco, California.
- [32] Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L. A., and Neves, L. A. C. (2017). Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(1): 27–49, 2017.

- [33] 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 (2017).
- [34] Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:491–514 (DOI: 10.1002/eqe.141).
- [35] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., and Omranian, E. (2019). Seismic Evaluation of Steel Moment Frames Under Mainshock–Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10): 1605-1628. Doi: 10.1080/13632469.2019.1701387.
- [36] Hancock, J., Bommer, J. J., and Stafford, P. J. (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 2008; 37:1585–1607. DOI: 10.1002/eqe.827. www.interscience.wiley.com.
- [37] Afsar Dizaj, E., Salami, M. R., and Kashani, M. M. (2022). Seismic vulnerability assessment of ageing reinforced concrete structures under real mainshock-aftershock ground motions, *Structure and Infrastructure Engineering*, 18(12): 1674–1690, doi: 10.1080/15732479.2021.1919148.