



Evaluation of Behavior Factors for Steel Moment Frames under Critical Consecutive Earthquakes using Artificial Neural Network

S. Rouzrokh¹, E. Rajabi², Gh. Ghodrati Amiri^{1*}

¹ Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

² Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran

ABSTRACT: Structures that are located in seismic active regions are often subjected to successive earthquakes which occurred with significant PGA in a short time after each other. Studies about different responses of the structures under seismic sequence phenomena, such as structural damage, ductility, displacement, and behavioral factor indicate that the successive earthquakes, depending on their severity, have significant effects on the different demands of structures. For instance, the behavior factor (*R* factor) is one of the significant parameters in the study of structural response that decreases the lateral forces induced by earthquakes. Therefore, the structure with non-elastic deformations absorbs a great amount of earthquake energy, thus the earthquake energy decreases considerably. Regarding the potential loss of successive earthquakes and the importance of behavioral factors, this paper calculates and estimates this parameter for steel moment frames under critical successive earthquakes. Thus, three steel moment frames with 3, 7, and 11 stories are designed according to Iranian seismic codes (standard No. 2800) and modeled in OpenSEES software. After the design of these frames, critical seismic scenarios with/without successive shocks, are selected and the *R* factors of steel moment frames are calculated from the results of incremental dynamic analysis (IDA), time history, and nonlinear static analysis (pushover). The results showed about a 12% reduction in the *R* factor and, also an increment of damages under successive earthquakes comparing to the individual one. Finally, to estimate the *R* factor, artificial neural networks are designed using frame properties, successive earthquakes, and extracted behavior factors. The comparison of predicted behavior factors with real values indicated the ability of networks for the estimation of results.

Review History:

Received: Feb. 26, 2020

Revised: May, 27, 2020

Accepted: Jun. 20, 2020

Available Online: Aug. 21, 2020

Keywords:

Critical successive earthquakes

Behavior factor

Steel moment frame

Incremental dynamic analysis

Artificial neural networks

1. INTRODUCTION

The occurrence of several consecutive earthquakes with a short time interval in the same region is called the seismic sequence phenomenon. These consecutive earthquakes have significant acceleration (PGA) and include foreshocks, main-shocks, and aftershocks. Due to the short time interval between the occurrence of two earthquakes, there is often no opportunity to repair and retrofit the structure, and the damaged structure caused by the first earthquake will be suffered more severe damage and even collapse under the next strong earthquake. Nonetheless, most seismic design codes don't consider consecutive earthquakes, and all processes of structural design are based on a single earthquake. Many studies have been conducted on this phenomenon and its effect on responses of SDOF and MDOF structures. The results of some studies [1-2] indicated that in seismic areas, the recurrence of earthquakes in a short time increased the damage of structures. Changes in the ductility demand, inelastic displacement, drift, behavior factors of structures under consecutive earthquakes have been studied by some researchers [3-5]. The behavior factor (*R* factor) is one of

*Corresponding author's email: ghodrati@iust.ac.ir

the significant parameters in the study of structural response that decreases the lateral forces induced by earthquakes. As a result, the structure with non-elastic deformations absorbs a great amount of earthquake energy and structures are designed for less force than the amount of elastic behavior in the structure.

Therefore, in this paper, the *R* factors of steel moment frames have been calculated by considering the seismic sequence phenomenon. Since the calculation of the *R* factor requires long-term analyses, the ideal artificial neural network has been designed using the results of analyses. The results show that in all cases, the average of *R* factors under consecutive earthquakes decreases compared to the single earthquake state. Also, the neural network estimates the *R* factors of steel frames under critical successive earthquakes, and with the proper performance, can estimate *R* factors with an error of less than about 6%.

2. METHODOLOGY

2.1. Critical successive earthquakes

In this study, the critical seismic scenarios are selected based on the maximum effective acceleration parameter



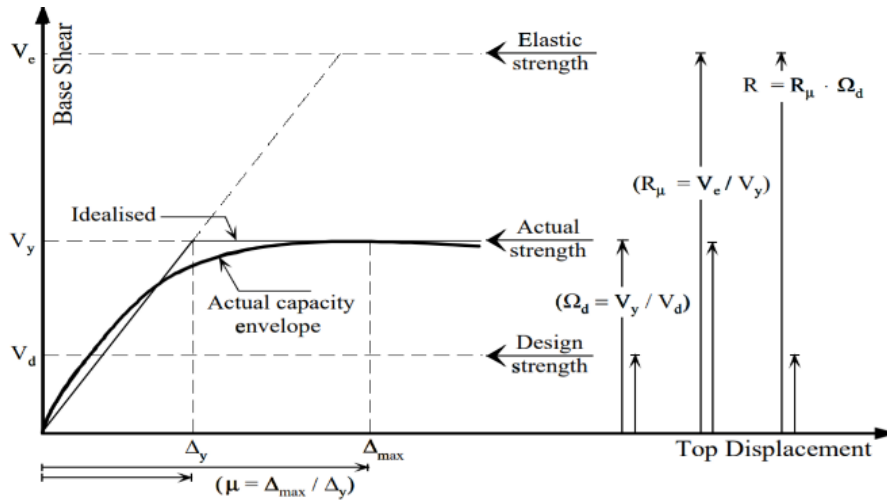


Fig. 1. Proposed force-displacement relationship in Yang method [7]

(EPA) which is one of the parameters of earthquake frequency content [6]. 10 as-recorded consecutive earthquakes containing main-shock with foreshock or aftershock are obtained from the PEER center. Also, a time interval of 100s is used between the first and second earthquakes.

2.2. R-factor

As shown in Fig. 1, the Yang method is used for calculating the *R*-factor.

According to Eqs. (1) to (3), ductility, over strength Factor, and finally, the *R*-factor is calculated. In the following equations, V_e is the maximum base shear of structure assuming the linear behavior during an earthquake. Parameters of V_d and V_y are also base shears of the first plastic hinge and maximum nonlinear base shear in structure, respectively.

$$R\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (1)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (2)$$

$$R = R\mu \times \Omega \quad (3)$$

2.3. Steel frames

In this paper, 2D frames with the structural system of intermediate moment frame (IMF) with 3, 7, and 11 stories are studied. All frames consist of three spans with 5 meters in length, the height of the floors is 3.2 meters, and beams and steel ST37-type of columns. After applying gravity and earthquake loading according to Iranian standard No. 2800, sections of beams and columns are designed in SAP2000. For modeling frames in OpenSEES, the nonlinear behavior of the beams is modeled by concentrating the plasticity and inelastic deformations at the end of the elements. Plastic hinges are applied with the zero-length element and the element between the two concentrated hinges is considered linear by using the

elastic beam-column element. For assigning the moment-rotation relationship to plastic hinges, the deterioration Ibarra-Krawinkler (IK) model that represents the deterioration of stiffness and strength is used. The hysteresis behavior of plastic hinges is simulated with bilinear materials and it is allocated to steel beams. To consider the effect of axial force, bending interaction and because of more accurately modeled, the distribute plasticity model using the nonlinear beam-column element with fiber sections is applied for columns. Afterward, assuming the damping ratio of 5%, nonlinear static analyses, incremental dynamics analysis (IDA), and nonlinear time history analyses are performed to calculating the *R* factors of frames under the aforementioned critical single and consecutive ground motion records.

3. ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

From the mathematical point of view, the artificial neural network (ANN) is a “vector mapper” that maps an input vector to an output vector. With known combinations of input and target data, ANN can be “trained” to extract the underlying characteristics and relationships from the data. In this paper, *R* factors are estimated by ideal ANN with optimum neurons in two hidden layers based on the period, PGA, EPA, and magnitude of successive earthquakes. For this, 400 ANNs are designed with a different number of neurons in each hidden layer from 1 to 20 and the ideal ANN is determined with the minimum value of mean square error (MSE) and maximum value of regression (*R*) among all networks. Also, input vectors and target vectors are divided into three sets including training, validation, and testing [8].

Here, the values of 60%, 35%, and 5% are randomly selected for training, testing, and validation, respectively, to obtain the most efficient distribution sets of data and prevent the overfitting issue. The precision of *R*-factors is examined with real ones showed good agreement. So that the average error of the ANN model for predicting the *R*-factors is lower than 6% and more than 90% of the simulated results were

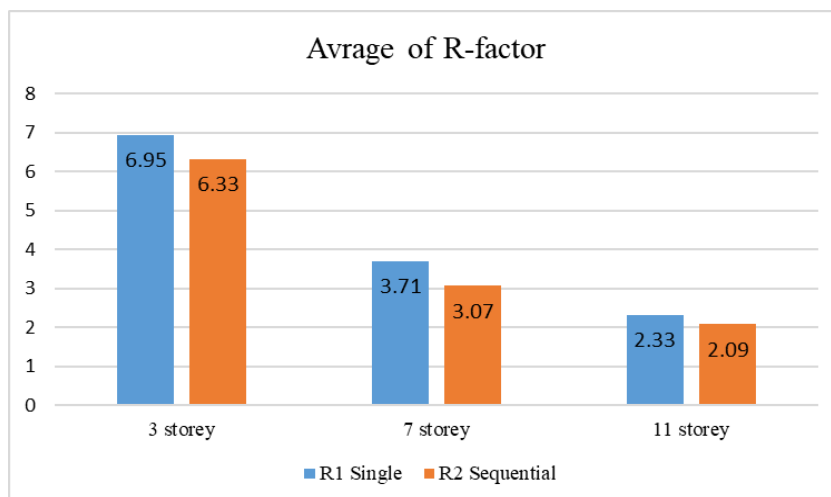


Fig. 2. Force-Displacement relationship in Yang method

within $\pm 15\%$ of the real values for ANN models. The obtained results indicated that the networks were learned to generalize the information well.

4. RESULTS AND DISCUSSION

As mentioned in section 3, nonlinear static analysis is implemented for calculating V_d for each frame. Also, V_y and V_e are obtained based on IDA and time history analysis. As shown in Fig. 2, the results display that the average of R -factors of each frame under consecutive earthquakes record has decreased compared to the single seismic records. Because of successive earthquakes, the level of damage caused by the first earthquake increases, and the capacity of the structural members is decreased. As a result, members can tolerate less axial force rather than before, and the linear and nonlinear base shears and subsequently R -factor of the structure is reduced.

5. CONCLUSION

The purpose of this paper is to investigate the R -factor of intermediate moment frames under critical single and consecutive seismic scenarios and estimate these factors using an artificial neural network. Thus, the R factors of steel moment frames with 3, 7, and 11 stories were calculated from the results of analyses under these scenarios. The obtained results are as follow:

- In all-steel moment frames, the average of the R -factors showed a reduction rate under critical successive earthquakes comparing to the individual ones.

- Artificial neural networks were a good technique for estimating these coefficients. In this paper, the neural network estimated the R -factors of steel frames under successive seismic earthquakes with an average error of less than 6%.

- Iran is located in a seismic region and it is essential to study the seismic sequence phenomenon and its effect on the behavior of structures, especially structures whose performance is important after the earthquake.

REFERENCES

- [1] M. Shokrabadi, H.V.J.E.E. Burton, S. Dynamics, Building service life economic loss assessment under sequential seismic events, 47(9) (2018) 1864-18
- [2] G.G. Amiri, E.J.C. Rajabi, Concrete, Effects of consecutive earthquakes on increased damage and response of reinforced concrete structures, 21(1) (2018) 55-66.
- [3] D. Loulelis, G. Hatzigeorgiou, D.J.E. Beskos, Structures, Moment resisting steel frames under repeated earthquakes, 3(3-4) (2012) 231-248.
- [4] S.D. Vadeo, M.J.J.f.M.T.i.S. Waghmare, Technology, Nonlinear Analysis of RC Structure under Multiple Earthquakes, 5(09) (2019) 60-65.
- [5] G. Abdollahzadeh, A.J.A.J.O.C.E. Sadeghi, Earthquake recurrence effect on the response reduction factor of steel moment frame, 19(8) (2018) 993-1008.
- [6] G.G. Amiri, F.M.J.C. Dana, Structures, Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake, 83(8-9) (2005) 613-626.
- [7] A. Mwafy, A.S.J.J.o.e.e. Elnashai, Calibration of force reduction factors of RC buildings, 6(02) (2002) 239-273.
- [8] M. Hagan, H. Demuth, M. Beale, O.J.O.M.H. De Jesús, Neural Network Design. 2nd Edition, (2014).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Rouzrokh, E. Rajabi, Gh. Ghodrati Amiri, Evaluation of Behavior Factors for Steel Moment Frames under Critical Consecutive Earthquakes using Artificial Neural Network, Amirkabir J. Civil Eng., 53(8) (2021) 779-782.

DOI: [10.22060/ceej.2020.18011.6737](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.18011.6737)





ارزیابی و تخمین ضریب رفتار قاب های فولادی تحت زلزله های متوالی بحرانی با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی

سحر روزرخ^۱، الهام رجبی^۲، غلامرضا قدرتی امیری^{۳*}

^۱ مرکز مطالعات مخاطرات طبیعی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
^۲ دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۰۷

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۳/۰۷

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۳۱

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۵/۳۱

کلمات کلیدی:

زمین لرزه های متوالی بحرانی

ضریب رفتار

قاب خمشی فولادی

تحلیل دینامیکی فزاینده

شبکه های عصبی مصنوعی

خلاصه: سازه های مستقر در مناطق فعال لرزه ای اغلب در معرض زلزله های متوالی قرار دارند که لرزه ها با شدت قابل ملاحظه در مدت زمان کوتاهی پس از یکدیگر رخ می دهند. بررسی های انجام شده بر گستره وسیعی از پاسخ های سازه تحت توالی لرزه ای از جمله خسارت، شکل پذیری، جابه جایی و ضریب رفتار حاکی از آن است که لرزه های متوالی بسته به شدت، اثرهای قابل توجهی بر نیازهای مختلف سازه می گذارند. ضریب رفتار به عنوان یکی از پارامترهای قابل توجه در بررسی رفتار سازه، نیروی های جانبی زلزله را کاهش داده و سازه با تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی، مقدار زیادی انرژی زلزله را جذب کرده کاهش پیدا کرده و سازه ها برای نیروی کمتری نسبت به مقداری که رفتار ارتجاعی در سازه ایجاد می کند، طراحی می شوند. با توجه به پتانسیل خسارت زایی لرزه های متوالی و اهمیت پارامتر ضریب رفتار در عملکرد سازه، این مقاله به محاسبه و تخمین این پارامتر در قاب های فولادی در معرض زلزله های متوالی بحرانی می پردازد. در این راستا، قاب های خمشی فولادی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه مطابق ضوابط آئین نامه های لرزه ای ایران، طراحی و در نرم افزار OpenSEES مدل سازی شده اند. در ادامه سناریوهای لرزه ای منفرد و متوالی بحرانی ثبت شده انتخاب و ضرایب رفتار قاب های خمشی فولادی بر اساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده، تاریخچه زمانی و استاتیکی غیر خطی استخراج شده است. نتیجه ها حاکی از کاهش ۱۲ درصدی ضریب رفتار به دلیل وجود لرزه های متوالی بحرانی در سناریوی لرزه ای و افزایش خسارات در مقایسه با حالت منفرد است. در پایان به منظور تخمین ضرایب رفتار کاهش یافته قاب های فولادی در معرض زمین لرزه های متوالی بحرانی، شبکه های عصبی با استفاده از ویژگی های قاب ها، خصوصیات زلزله های متوالی و ضرایب رفتار استخراج شده از تحلیل های فوق طراحی شده است. مقایسه ضرایب رفتار پیش بینی شده با مقادیر واقعی بیانگر قابلیت مناسب شبکه ها در تخمین نتیجه ها است.

۱- مقدمه

و تعمیر سازه وجود ندارد و سازه خسارت دیده در معرض لرزه اول در مواجهه با لرزه قوی بعدی متحمل خسارات شدیدتر و حتی فروریزش می شود.

بنابراین با توجه به این که کشور ایران در ناحیه زلزله خیز قرار دارد، بررسی پدیده توالی لرزه ای و اثر آن بر رفتار سازه به ویژه سازه هایی که عملکرد آن ها بعد از وقوع زلزله اهمیت قابل توجهی دارد، مانند بیمارستان ها، مراکز مدیریت بحران، شریان های حیاتی و ... امری ضروری بوده و چشم پوشی از آن، موجب افزایش تلفات

وقوع چندین زمین لرزه متوالی با فاصله زمانی کوتاه - چند دقیقه تا چند هفته - در یک منطقه، پدیده توالی لرزه ای^۱ نامیده می شود. لرزه های متوالی ذکر شده بیشینه شتاب (PGA^۲) قابل ملاحظه ای دارند و شامل پیش لرزه، لرزه اصلی و پس لرزه هستند. با توجه به فاصله زمانی کوتاه بین وقوع دو لرزه، بیشتر موقع ها فرصت بهسازی

1 Seismic Sequence

2 Peak Ground Acceleration

* نویسنده عهده دار مکاتبات: ghodrati@iust.ac.ir



و صدمات جانی و خسارات وارده به سازه می‌شود. متأسفانه در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ضوابط مدونی برای لحاظ نمودن این پدیده در نظر گرفته نشده است.

این در حالی است که خسارت‌های جانی و مالی فراوان و خرابی‌های زیاد ایجاد شده در پی زلزله‌های گذشته نیز، گواه از نقاط ضعف و نقص شیوه‌های موجود در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در زمینه پدیده توالی لرزه‌ای دارد. به عنوان نمونه زمین‌لرزه فوریه ۲۰۱۸ Taiwan، به بزرگای ۶/۴ ریشتر که ۱۱ پیش‌لرزه به بزرگای بیشتر از ۴/۶ ریشتر و مجموعه‌ای از پس‌لرزه‌ها که قوی‌ترین آن با بزرگای ۵/۷ ریشتر ثبت شده است، به همراه داشت و منجر به ایجاد خسارات سازه‌ای و فروریختگی تعدادی از ساختمان‌های بلندمرتبه شد.

با توجه به مطالب فوق و اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای، مطالعات بسیاری پیرامون این موضوع و اثر آن بر خسارت سازه‌های یک و چند درجه آزادی صورت گرفته است که همگی حاکی از آن است که در مناطق لرزه‌خیز، تکرار لرزه‌ها در فاصله زمانی کوتاه سبب افزایش خسارت سازه‌ای می‌شود. به عنوان مثال نتایج تحقیقات هاتزجورجیو^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۰ بر روی پدیده توالی لرزه‌ای و اثر آن بر خسارت سازه چند درجه آزادی نشان داده است که تحت لرزه‌های متوالی تجمع خرابی قابل‌ملاحظه‌ای در اعضای سازه رخ داده و به سبب فاصله زمانی کوتاه امکان بهسازی نیز به صورت عملی غیرممکن است [۱]. عبدالنبی^۲ در سال ۲۰۱۸ نیز با بررسی منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های قاب بتنی مسلح تحت لرزه‌های متوالی زلزله ۲۰۱۱ توکیو نشان داده است که پس‌لرزه، آسیب‌پذیری سازه را افزایش داده و سازه آسیب‌دیده تحت لرزه اصلی به دلیل زوال سختی و مقاومت در اعضا، تحت پس‌لرزه‌های بعدی متحمل خسارت‌های بیشتری می‌شود [۲]. همچنین ارزیابی خسارت اقتصادی سازه در طول عمر خدمت‌دهی خود تحت توالی لرزه‌ای توسط شکرآبادی و همکاران در سال ۲۰۱۸ نشان داده است که در نظر گرفتن پس‌لرزه می‌تواند بیش از ۳۰ درصد باعث افزایش خسارت اقتصادی سازه در مقایسه با حالت لرزه منفرد شود [۳].

همچنین با بررسی‌های صورت گرفته در زمینه اثر توالی لرزه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری سازه می‌توان دریافت که نیاز شکل‌پذیری سازه تحت زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله منفرد افزایش می‌یابد. مطالعات

1 Hatzigeorgiou
2 Abdelnaby

فایزل^۳ 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 [۴].

نتایج نمونه‌ای از بررسی‌های صورت گرفته بر بیشینه جابه‌جایی لرزه‌ای قاب‌ها توسط لولیس^۴ و همکاران در سال ۲۰۱۲ [۵]، حاکی از آن است که در اثر زلزله‌های متوالی واقعی و مصنوعی، نیاز جابه‌جایی سازه نسبت به لرزه منفرد تا ۱۰۰ درصد و بیشتر افزایش می‌یابد. همچنین توالی لرزه‌ای اثر قابل‌ملاحظه‌ای بر جابه‌جایی‌های ماندگار سیستم گذاشته و باعث انباشتگی آن می‌شود. عبدالله زاده و همکاران نیز در سال ۲۰۱۸ در زمینه ارزیابی لرزه‌ای سازه قاب خمشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی نشان دادند که در این شرایط نسبت به حالت لرزه منفرد، بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات افزایش می‌یابد [۶]. مطالعه دیگری توسط وادئو^۵ و همکاران در سال ۲۰۱۹ با تحلیل تاریخچه زمانی یک سازه بتن مسلح تحت ۵ لرزه منفرد و متوالی نشان داده است که سازه تحت توالی لرزه‌ای، به ترتیب به طور میانگین ۲۶ و ۳۷ درصد افزایش مقدار جابه‌جایی افقی و جابه‌جایی نسبی دارد [۷].

پژوهش‌های بسیاری نیز در زمینه تغییرات ضریب رفتار سازه‌های مختلف تحت لرزه‌های متوالی صورت گرفته است که نشان از اهمیت این پارامتر در بررسی رفتار و پاسخ سازه در برابر زلزله دارد. فلسفه ورود ضریب رفتار در روند طراحی آن است که در هنگام وقوع زلزله، به طور معمول سازه‌ها دچار تغییرشکل‌ها و تنش‌های فراتر از حد ارتجاعی شده و طراحی آن‌ها برای نیروی جانبی در حالت ارتجاعی، سبب ایجاد مقاومت‌های موردنیاز بسیار بزرگ و غیرواقعی شده و نیازمند طراحی مقاطع با ابعاد بزرگ و غیراقتصادی است. از این رو، نیروی جانبی ارتجاعی به وسیله پارامتر ضریب رفتار که وابسته به عواملی چون شکل‌پذیری، اضافه مقاومت، میرایی و ... است، کاهش پیدا کرده و سازه با تحمل تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی، 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.

آمادیو^۶ و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۸] با تحلیل رفتار غیرخطی

3 Faisal
4 Loulelis
5 Vadeo
6 Amadio

سازه و خصوصیات لرزه‌های متوالی هستند. در مقاله حاضر با بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی تحت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده 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 ۹ و ۱۰ نورون در لایه‌های اول و دوم، ضرایب رفتار قاب‌های فولادی تحت زلزله‌های متوالی بحرانی را با متوسط خطای کمتر از ۶٪ تخمین می‌زند و شبکه‌ها با عملکرد مناسب قادر به تخمین ضرایب رفتار با خطای کم هستند.

۲- روش تحقیق

۲-۱- سناریوهای حاوی توالی لرزه‌ای بحرانی مورد استفاده

برای انتخاب سناریوهای لرزه‌ای بحرانی با توجه به مطالعه قدرتی و منوچهری دانا در سال ۲۰۰۵ [۱۴]، از پارامتر بیشینه شتاب مؤثر (EPA)^۵ که از پارامترهای محتوای فرکانسی زلزله هست، استفاده شده است. منظور از پارامتر EPA مقدار متوسط طیف پاسخ شتاب برای میرایی ۵ درصد و زمان تناوب بین ۰/۱ تا ۰/۵ ثانیه است که بر ضریب دامنه استاندارد ۲/۵ تقسیم می‌شود [۱۴].

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مقاله از پایگاه اطلاعاتی PEER^۶ 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 [۱۴]. با توجه به این‌که در شتاب‌نگاشت‌های مذکور، فاصله زمانی بین لرزه اول و دوم زیاد است و در نظر گرفتن مقدار واقعی آن در تحلیل‌ها به‌خصوص تحلیل دینامیکی فزاینده منجر به افزایش زمان و حجم عملیات می‌شود، در این مقاله با توجه به ارتفاع و زمان تناوب قاب‌ها و با استفاده از مطالعات [۵، ۱۵ و ۱۶]، از فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه بین لرزه نخست و لرزه دوم استفاده شده است.

لازم به ذکر است زمین‌لرزه‌ها فقط به صورت لرزه اصلی همراه با پس‌لرزه نیستند و هر دو لرزه متوالی در منطقه به صورت پیش‌لرزه-لرزه اصلی و ... نیز شامل پدیده توالی لرزه‌ای است. بنابراین در این مقاله تعدادی از شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده به صورت لرزه

سیستم یک درجه آزادی و پس از بررسی نتایج بیان داشتند در تحلیل قاب‌های تحت اثر دنباله‌های لرزه‌ای، کاهش شدید در ضریب رفتار اتفاق می‌افتد. ژای^۱ و همکاران 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 [۹]. پژوهشی نیز در سال ۲۰۱۸ توسط عبدالله زاده و همکاران با بررسی تغییرات ضریب رفتار تحت دنباله‌های لرزه‌ای صورت گرفته است که نتیجه آن حاکی از کاهش ضریب رفتار تحت زلزله‌های متوالی بوده است [۱۰]. همچنین نتایج تحقیقاتی از جمله مطالعات یانکوویچو^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۷ [۱۱]، هاتزجورجیو در سال ۲۰۱۰ [۱۲] و ژانگ^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۳] بر سیستم‌های یک درجه آزادی همگی حاکی از آن است که اثرهای پس‌لرزه سبب کاهش ضریب رفتار سازه می‌شود.

نتایج مطالعات صورت گرفته در زمینه پدیده توالی لرزه‌ای و اثرهای قابل توجهی که بر نیازهای مختلف سازه می‌گذارد، بیانگر اهمیت و لزوم لحاظ نمودن این موضوع در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها است. یکی از راهکارهای ورود این پدیده در روند طراحی، استفاده از ضرایب رفتاری است که با توجه به سناریوهای لرزه‌ای متوالی محاسبه شده باشد. در این راستا، در مقاله حاضر ضرایب رفتار قاب‌های فولادی با لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای محاسبه شده است. به این منظور قاب‌های خمشی فولادی متوسط با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش چهارم)، طراحی و در نرم‌افزار OpenSEES^۴ که نرم‌افزاری قدرتمند در زمینه تحلیل غیرخطی سازه‌ها است، مدل‌سازی شده‌اند. با توجه به عدم دقت کافی روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای، از شتاب‌نگاشت‌های واقعی ثبت شده متوالی بحرانی استفاده شده است. از آنجایی که محاسبه ضریب رفتار مستلزم انجام تحلیل‌های طولانی هست، در این مقاله شبکه عصبی مصنوعی ایده آل با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل‌ها طراحی شده است. این شبکه‌ها به خوبی قادر به تخمین مقادیر ضریب رفتار قاب‌های فولادی بر اساس ویژگی‌های

1 Zhai

2 Iancovici

3 Zhang

4 Open System for Earthquake Engineering Simulation

5 Effective Peak Acceleration

6 Pacific Earthquake Engineering Research Center

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

Table 1. The features of strong ground motion records

مقدار بار	نوع بار
۵۰۰ (کیلوگرم بر مترمربع)	بار مرده طبقات
۳۰۰ (کیلوگرم بر متر)	بار مرده بام
۲۰۰ (کیلوگرم بر مترمربع)	بار زنده طبقات
۱۵۰ (کیلوگرم بر مترمربع)	بار زنده بام
۶۰۰ (کیلوگرم بر متر)	بار دیوار داخلی

معرفی شده اند و روابط و جزئیات دقیق تر در مطالعه [۱۷] بیان شده است. رفتار هیستریزیس مفاصل پلاستیک با مصالح دوخطی^۷ شبیه‌سازی شده‌اند [۱۶] و به تیرهای فولادی اختصاص داده شده است.

برای ستون‌ها نیز به منظور در نظر گرفتن اثر اندرکنش نیروی محوری و خمش و به این دلیل که مدل‌های پلاستیسیته گسترده تطبیق‌پذیرتر بوده و رفتار المان را با دقت بیشتری مدل می‌کند، مدل پلاستیسیته گسترده با استفاده از المان تیرستون غیرخطی نیرو-کنترل^۸ با مقاطع فایبر لحاظ شده است. به المان غیرخطی ستون‌ها نیز مصالح فولادی Steel02 اختصاص داده شده است.

نمودار لنگر- دوران مفصل پلاستیک تشکیل شده در تیر دهانه سمت چپ طبقه ۵ ام قاب ۷ طبقه تحت شتاب‌نگاشت منفرد و زلزله‌های متوالی زلزله Chi- Chi Taiwan (1999) در شکل ۲ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، به واسطه وقوع لرزه دوم منحنی نسبت به حالت منفرد عریض‌تر شده است.

نسبت میرایی با فرض یکسان بودن برای هر مود ارتعاش، ۵ درصد در نظر گرفته شده است. با اعمال جرم به صورت ترکیب بار مرده به علاوه ۲۰ درصد بار زنده به گره‌های قاب و در نظر گرفتن سختی الاستیک سازه، زمان تناوب ارتعاش مود اول سازه محاسبه شده است که در قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب ۰/۶۷، ۱/۳۵ و ۲ ثانیه است.

۲-۳- ضرایب رفتار قاب‌های فولادی در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی

همان‌طور که در قسمت‌های قبل اشاره شد، محاسبه ضریب رفتار مستلزم انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه و تحلیل دینامیکی فزاینده است. روش تحلیل

7 Bilinear
8 NonlinearBeamColumn element

اصلی توأم با پیش‌لرزه و تعدادی همراه با پس‌لرزه هستند. جدول ۱ مشخصات رکوردهای انتخاب شده را نشان می‌دهد.

۲-۲- قاب‌های خمشی فولادی

در مقاله حاضر ۳ قاب فولادی دویعدی مستقر در شهر تهران با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ که به ترتیب نماینده‌ای از سازه کوتاه مرتبه^۱، متوسط^۲ و بلندمرتبه^۳ هستند، مورد بررسی قرار گرفته است. 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 و سیستم باربر جانبی، قاب خمشی فولادی متوسط است.

فولاد بکار رفته در تیر و ستون دارای مقاومت تسلیم $10^8 \times 2/4$ نیوتن بر مترمربع و مقاومت نهایی $10^8 \times 3/7$ نیوتن بر مترمربع است. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آن نیز به ترتیب $10^{11} \times 1/999$ نیوتن بر مترمربع و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. مقادیر بار ثقلی اعمال شده بر تیرها در جدول ۲ ارائه شده است. بارگذاری زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) اعمال شده است. به این منظور محل استقرار قاب‌ها شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد و نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل ۰/۳۵، خاک تیپ دو و ضریب اهمیت سازه یک در نظر گرفته شده است. مقاطع بکار رفته در قاب‌های فولادی در جدول ۳ آورده شده است.

در کلیه قاب‌ها برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی تیرها از مدل پلاستیسیته متمرکز استفاده شده است و با بکارگیری المان با طول صفر^۴ مفاصل متمرکز به صورت فنرهای پیچشی به دو انتهای تیرها اختصاص داده شده است. المان بین دو مفصل متمرکز نیز به صورت خطی^۵ در نظر گرفته شده است و نواحی غیرخطی و پلاستیک به دو انتهای المان محدود می‌شود.

به منظور اختصاص نمودار لنگر- دوران به فنرهای پیچشی که نماینده نواحی تشکیل مفاصل پلاستیک متمرکز هستند، از مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر^۶ که بیانگر رفتار هیستریزیس سیستم و نشان‌دهنده زوال سختی و مقاومت است (شکل ۱)، استفاده شده است. پارامترهای مؤثر در تعریف این مدل رفتاری در فهرست علائم

1 Low Rise Buildings
2 Mid- Rise Buildings
3 High Rise Buildings
4 Zero Length elements
5 Elastic Beam Column element
6 Ibarra – Krawinkler

جدول ۲. مقادیر بار ثقلی اعمال شده بر تیرها
Table 2. The values of applied gravity loads on the beams

ایستگاه ثبت زلزله	PGA	EPA	M	سال وقوع	نام زلزله	شماره
CWB 99999 TCU079	۰/۳۳۰۸	۰/۱۷۹۷	۵/۹	۱۹۹۹	Chi- Chi Taiwan	۱
CWB 99999 TCU079	۰/۳۰۲۲	۰/۲۲۶۸	۶/۲			
CSB 19001 Jiashi	۰/۱۳۴۹	۰/۱۲۸۳	۵/۹۳	۱۹۹۷	Northwest5	۲
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۰۹۱	۰/۱۵۴۵	۵/۸			
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۲۳۸۲	۰/۲۴۵۱	۵/۷۷	۱۹۸۶	Chalfant Valley 3	۳
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۴۲۴۶	۰/۴۸۵۴	۶/۱۹			
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۲۳۸۲	۰/۲۴۵۱	۵/۷۷	۱۹۸۶	Chalfant Valley 4	۴
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	۰/۱۳۴۷	۰/۱۰۴۷	۵/۶۵			
CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)	۰/۰۳۹۵	۰/۰۲۴۸	۴/۸۹	۱۹۸۳	Coalinga3	۵
CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)	۰/۲۰۵۳	۰/۱۰۱۲	۵/۲۱			
CDMG 24436 Tarzana - Cedar Hill A	۱/۶۶۱۵	۱/۳۴۹۱	۶/۶۹	۱۹۹۴	Northridge 2	۶
CDMG 24436 Tarzana - Cedar Hill A	۰/۰۵۶۴	۰/۰۶۳۸	۵/۲			
CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.	۰/۲۸۱۸	۰/۲۳۸۷	۶/۰۶	۱۹۸۰	Mammoth 1	۷
CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.	۰/۴۱۴۳	۰/۴۰۹۱	۵/۶۹			
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۲۱۷۲	۰/۲۰۴۱	۵/۹۱	۱۹۸۰	Mammoth 10	۸
CDMG 54099 Convict Creek	۰/۴۱۵۶	۰/۲۶۱۸	۵/۷			
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۳۴۰۳	۰/۲۶۳۵	۶/۰۶	۱۹۸۰	Mammoth 16	۹
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۱۳۶۹	۰/۰۸۸۴	۵/۶۹			
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۱۳۶۹	۰/۰۸۸۴	۵/۶۹	۱۹۸۰	Mammoth 22	۱۰
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	۰/۲۴۰۳	۰/۲۱۵۸	۵/۷			

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.

برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر معیار شدت^۱، 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^۲ مناسب، مقیاس و به شتاب نگاشت زلزله اعمال می‌شود و مدل سازه تحت اثر آن، مورد تحلیل تاریخیچه زمانی قرار می‌گیرد. سپس در پایان هر یک از مراحل تحلیل، مقدار شدت خرابی^۳ متناظر با سطح شدت لرزه‌ای نظیر آن

جدول ۳. مشخصات مقاطع قابهای ۳، ۷ و ۱۱ طبقه
Table 3. Geometric properties of the designed steel frames

تیر	مقاطع قاب‌های خمشی متوسط		طبقه	قاب
	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری		
34 W14 X 13 X W8	W8 X 48	W8 X 48	۱ و ۲ ۳	۳ طبقه
W16 X 40 W16 X 36	W10 X 88 W10 X 54	W10 X 88 W10 X 54	۱ و ۲ و ۳ ۴ و ۵	۷ طبقه
W16 X 26 W8 X 13	W10 X 39	W10 X 39	۶ ۷	
W16 X 50	W12 X 120	W12 X 120	۱	
W16 X 50	W10 X 112	W10 X 112	۲ و ۳	
W16 X 50	W10 X 88	W10 X 88	۴ و ۵ و ۶	
W16 X 40	W10 X 88	W10 X 54	۷	۱۱ طبقه
W16 X 31	W10 X 54		۸ و ۹	
W16 X 26 W8 X 13	W10 X 26	W10 X 26	۱۰ و ۱۱	

1 Intensity Measure , IM
2 Scale Factor
3 Damage Measure, DM

دینامیکی فزاینده بر اساس عملکرد سازه است که رفتار سازه را در

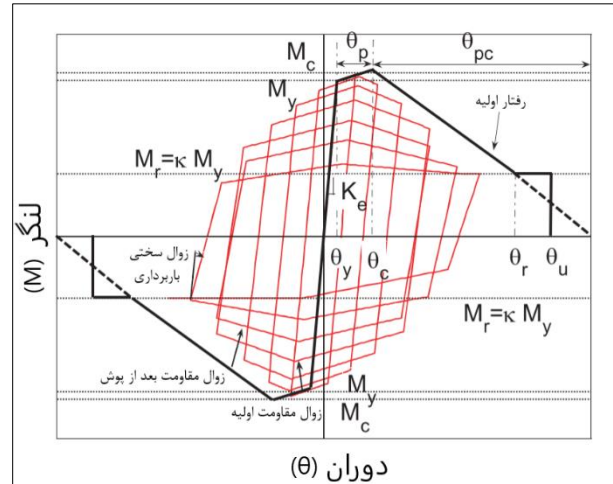
ارتعاش و میرایی از شتاب طیفی مود اول سازه $(S_a(T_1))$ به‌عنوان شدت لرزه‌ای و بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای، $max\theta$ به‌عنوان معیار خسارت در سازه استفاده شده است.

از آنجایی که هدف این مقاله، استخراج ضرایب رفتار برای سازه‌های طراحی‌شده 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 (ΔM) استفاده شده است. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سازه هست، در ساختمان‌های ۵ تا ۲۵ طبقه، مقدار 0.025 برابر ارتفاع طبقه و در سایر ساختمان‌ها مقدار 0.02 برابر ارتفاع طبقه است [۱۸].

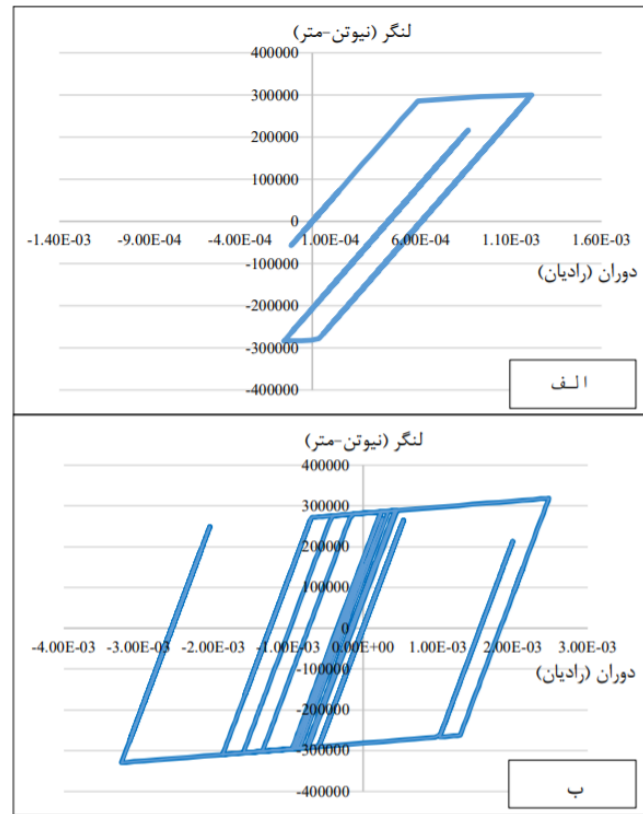
با توجه به موارد بالا و به این دلیل که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران معیاری برای سطح عملکرد آستانه فروریزش ارائه نشده است، در این مقاله، بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای بر اساس بند (۴-۶-۲-۲) آیین‌نامه فم ۳۵۰۲ [۱۹] برابر 0.1 ، به‌عنوان نقطه حدی معادل با سطح عملکرد آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است. همچنین بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای برابر 0.025 برای قاب خمشی متوسط ۳ طبقه و 0.02 برای قاب‌های ۷ و ۱۱ طبقه معادل با سطح عملکرد ایمنی جانی تعیین شده است که در ادامه پارامترهای لرزه‌ای برای این سطح عملکرد به دست آمده است.

۴-۲- شبکه‌های عصبی مصنوعی

شبکه‌های عصبی مصنوعی، یک نگاشت‌کننده خطی یا غیرخطی مابین دو فضای خاص هستند. به گونه‌ای که پس از تنظیم شبکه عصبی یا همان آموزش، اعمال یک ورودی خاص منجر به دریافت خروجی خاصی شده و مطابق شکل ۳ مادامی که خروجی شبکه و خروجی موردنظر کاربر (اصطلاحاً هدف نامیده می‌شود) بر هم منطبق شوند، شبکه بر مبنای تطابق و هم‌سنجی بین ورودی و هدف سازگار می‌شود. در علم مهندسی عمران نیز از شبکه‌های عصبی در زمینه‌های مختلفی از قبیل تحلیل و طراحی سازه، تشخیص خسارت در سازه، کنترل سازه و ... استفاده شده است. شبکه‌های عصبی مصنوعی ابزار رگرسیونی مفیدی به حساب می‌آیند؛ چرا که



شکل ۱. منحنی لنگر-دوران مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر [16]
Fig. 1. Moment-rotation curve of Ibarra-Krawinkler model

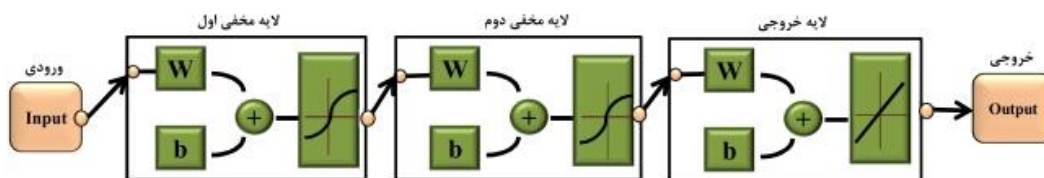


شکل ۲. منحنی لنگر-دوران مفصل پلاستیک تیر طبقه ۵م در قاب ۷ طبقه، (الف) تحت شتاب‌نگاشت زلزله منفرد، (ب) زلزله متوالی Chi-Chi Taiwan (1999)

Fig. 2. Moment-rotation curve of plastic hinge of 5th floor beam in 7-story frame- a) under single earthquake record, b) under consecutive earthquake of Chi-Chi Taiwan (1999)

ثبت شده و منحنی IDA ترسیم می‌شود. در این مقاله به منظور وارد کردن زمان تناوب اصلی سازه و لحاظ نمودن پارامترهای مدت‌زمان

1 Life Safety
2 FEMA350



شکل ۳. نمایی از شبکه های مورد استفاده در مقاله حاضر
Fig. 3. Schematic of studied artificial neural network

جدول ۴. مشخصات آماری پارامترهای ورودی
Table 4. Statistical specifications of input parameters

گره ورودی	کمینه	بیشینه	میانگین
M_m	۴/۸۹	۶/۶۹	۵/۸۷
M_a	۵/۲	۶/۲۰	۵/۷
EPA_m	۰/۰۲۴۸	۱/۳۵	۰/۲۹۷
EPA_a	۰/۰۶۴	۰/۴۸۵	۰/۲۱۱
$PGA_{m/a}$	۰/۱۹۳	۲۹/۴۶	۳/۸
T	۰/۶۷	۲	۱/۳۴

برای درستی سنجی شبکه عصبی استفاده شده است. ملاک توقف آموزش شبکه ها میانگین مربعات خطا (MSE^2) است؛ به گونه ای که مقادیر کم MSE به منزله عملکرد بهتر شبکه و مقدار صفر به معنای عدم وجود خطا است. از طرفی مقادیر رگرسیون (R^3) معرف میزان همبستگی میان خروجی های 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 ایده آل انتخاب می شود.

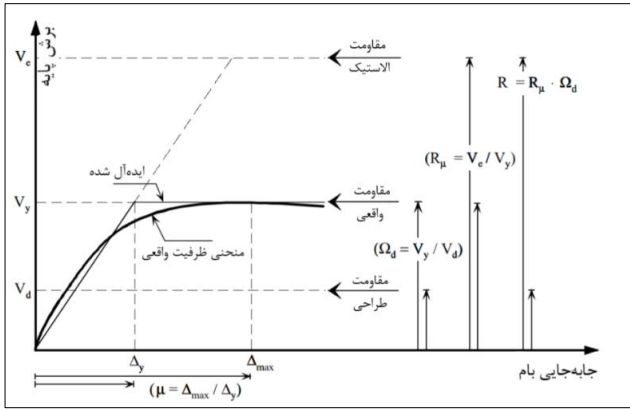
برای دست یابی به یک مدل مناسب شبکه عصبی، استفاده از اطلاعات همگن بسیار ضروری است. به این ترتیب در مقاله حاضر از اطلاعات در جدول ۴ جهت آموزش و طراحی شبکه عصبی به منظور تخمین ضریب رفتار قاب های فولادی استفاده شده است. در این راستا از میان خصوصیات زمین لرزه پارامترهایی از قبیل PGA ، EPA ، بزرگای لرزه اول و دوم و خصوصیات سازه از قبیل نوع سازه، ارتفاع و ... در قالب پارامتر زمان تناوب (T) به عنوان ورودی و ضریب رفتار کاهش یافته ناشی از وقوع متوالی لرزه ها در سناریوهای لرزه ای مورد استفاده (R) (نتایج تحلیل مجموعه قاب های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه) به عنوان مقادیر هدف جهت آموزش، آزمایش و بررسی صحت

بسیار غیرخطی بوده و بدون داشتن هیچ گونه اطلاعات و پیش زمینه قبلی در مورد طبیعت مسأله، قابلیت برقراری ارتباط میان پارامترهای پیچیده ورودی و خروجی را در مدت زمان کوتاه داراست. در این مقاله به منظور تخمین ضرایب رفتار قاب های فولادی خمشی در معرض زلزله های متوالی بحرانی از شبکه های عصبی چندلایه با الگوریتم پس انتشار خطا (شکل ۳) استفاده شده است. شبکه پس انتشار 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، یافتن رابطه میان ورودی و خروجی و دسته بندی ورودی های شبکه عصبی استفاده می شود. 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 پس انتشار استاندارد یک الگوریتم با کاهش شیب است که در آن وزن های شبکه در جهت خلاف شیب تابع کارایی حرکت می کنند. در این الگوریتم ابتدا فرض بر این است که وزن های شبکه به صورت تصادفی انتخاب و در هر گام، خروجی شبکه محاسبه شده و با توجه به میزان اختلاف خروجی با هدف، وزن ها تصحیح می گردند تا در نهایت خطا کمینه شود. در الگوریتم پس انتشار، تابع تحریک هر عصب برابر با جمع وزن دار ورودی های مربوط به آن در نظر گرفته می شود. در گام بعد جهت برقراری ارتباط خطا با ورودی ها، وزن ها و خروجی ها از روش لونیبرگ- مارکوارت^۱ 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 داده ها را به سه بخش آموزش، صحت و آزمایش تقسیم می کند [۲۰].

در مقاله حاضر از ۶۰٪ داده ها جهت آموزش، ۳۵٪ به منظور آزمایش در راستای جلوگیری از بیش برآزش شبکه و ۵٪ مابقی

2 Mean Square Error
3 Regression

1 Levenberg - Marquardt



شکل ۴. رابطه نیرو-تغییر مکان برای حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی [۲۲]
 Fig. 4. Force-deformation relationship in elastic and non-elastic state

حالت غیر ارتجاعی و جابه‌جایی نظیر آن Δ_y است. بیشینه جابه‌جایی سازه قبل از خرابی نیز Δ_{max} است.

به دلیل شکل‌پذیری و تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی سازه، اتلاف و جذب انرژی صورت می‌گیرد که حاصل آن، کاهش نیروی خطی سازه V_e به V_y است. این کاهش نیرو توسط ضریب کاهش نیرو متناسب با شکل‌پذیری سازه R_μ صورت می‌گیرد که مطابق رابطه (۲) محاسبه می‌شود [۲۱]:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

مقاومت ذخیره شده 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 نسبت این دو نیرو تحت عنوان ضریب اضافه مقاومت به صورت رابطه (۳) است:

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

در نهایت ضریب رفتار 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 و به صورت رابطه (۴) محاسبه می‌شود:

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

در ادامه برای به دست آوردن ضریب اضافه مقاومت، برش پایه

شبکه‌های عصبی مصنوعی انتخاب شده است. در حقیقت پارامتر زمان تناوب تفکیک‌کننده نتایج قاب‌ها از یکدیگر است. همچنین به منظور جلوگیری از مسأله بیش برآزش بنا بر پیشنهاد لیونگ^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۶ [۲۰]، تعداد مناسب گره در لایه مخفی انتخاب شود. چرا که این تعداد گره به شدت بر عملکرد شبکه عصبی تأثیرگذار است؛ به گونه‌ای که تعداد خیلی کم منجر به عدم قابلیت شبکه در فیت کردن داده‌ها و تعداد خیلی زیاد باعث ایجاد پدیده بیش برآزش (برآزش داده‌ها با منحنی با درجه بالا و نوسانات زیاد) خواهد شد.

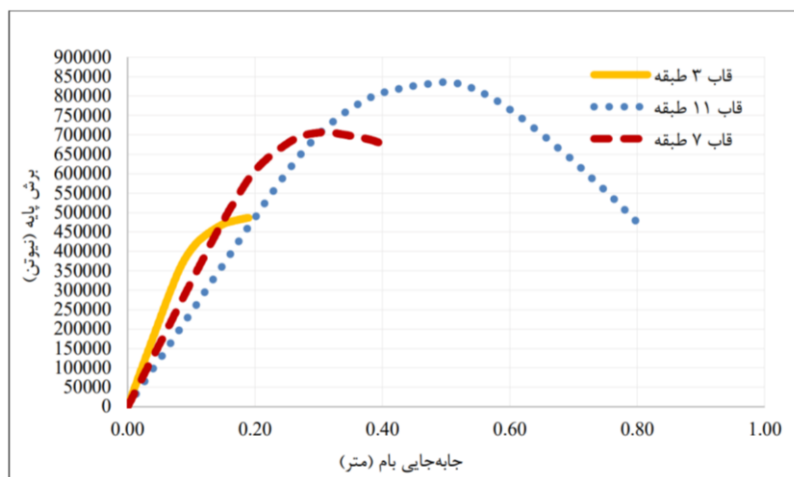
همان‌طور که پیشتر ذکر شد، در شبکه‌های عصبی از تابع انتقال Sigmoid در لایه‌های مخفی استفاده شده است. این تابع همواره بین صفر و یک رفتار می‌کند. به این ترتیب پیش از آموزش شبکه‌ها لازم است نرمال‌سازی کلیه داده‌ها اعم از مقادیر ورودی و هدف انجام شود. در این راستا از روش درون‌یابی خطی مطابق رابطه (۱) به منظور مقیاس‌کردن داده‌ها بین ۰/۱ و ۰/۹ بهره‌گرفته شده است. در این رابطه i نماینده کلیه پارامترهای ورودی و هدف است. پس از معرفی داده‌های نرمال‌شده ورودی و هدف به شبکه و آموزش تا کمینه شدن میزان خطا، خروجی مورد نظر استخراج می‌شود.

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

۳- پارامترهای ضریب رفتار

شکل ۴ تغییرات نیرو-تغییر مکان یک سازه در روش شکل‌پذیری یانگ (۱۹۹۱) [۲۱] برای رفتار ارتجاعی و غیر ارتجاعی و همچنین نیرو-تغییر مکان ایده آل یا دوخطی شده را نشان می‌دهد. مطابق 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 غیر ارتجاعی را تجربه می‌کنند.

برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه و ورود به ناحیه الاستوپلاستیک است که برش پایه طراحی در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله استاندارد ۲۸۰۰ ایران است. همچنین، برش پایه معادل تسلیم سازه یا به عبارتی مقاومت نهایی سازه در



شکل ۵. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه
 Fig. 5. Results of nonlinear static analysis of 3, 7 and 11-story frames

جدول ۵. برش پایه نظیر وقوع اولین تسلیم در قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

Table 5. Base shear of first yield occurrence in 3, 7 and 11-story moment frames

تعداد طبقات	برش پایه نظیر وقوع اولین تسلیم در سازه (نیوتن)
۳	۲۳۱۵۹۲/۶
۷	۴۱۷۲۹۲/۵
۱۱	۴۶۰۳۳۰/۴

دادن آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند، در نظر گرفته شده است. شکل ۵ نمودار برش پایه برحسب تغییرمکان بام را برای قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه نشان می‌دهد. در کلیه قاب‌ها مقادیر برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است.

۴-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده

پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی‌های IDA برای قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه تحت ۱۰ شتاب‌نگاشت با و بدون توالی لرزه ای حاصل شده است. برای انجام تحلیل IDA تحت سناریوهای لرزه ای متوالی، ابتدا لرزه نخست مقیاس شده باعث ایجاد سطح خرابی معینی در سازه 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. لازم به ذکر است برای محاسبه ضریب مقیاس مورد نظر،

نهایی با انجام تحلیل IDA حاصل می‌شود؛ به نحوی که شتاب طیفی رکورد 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 پوش‌آور انجام شده است.

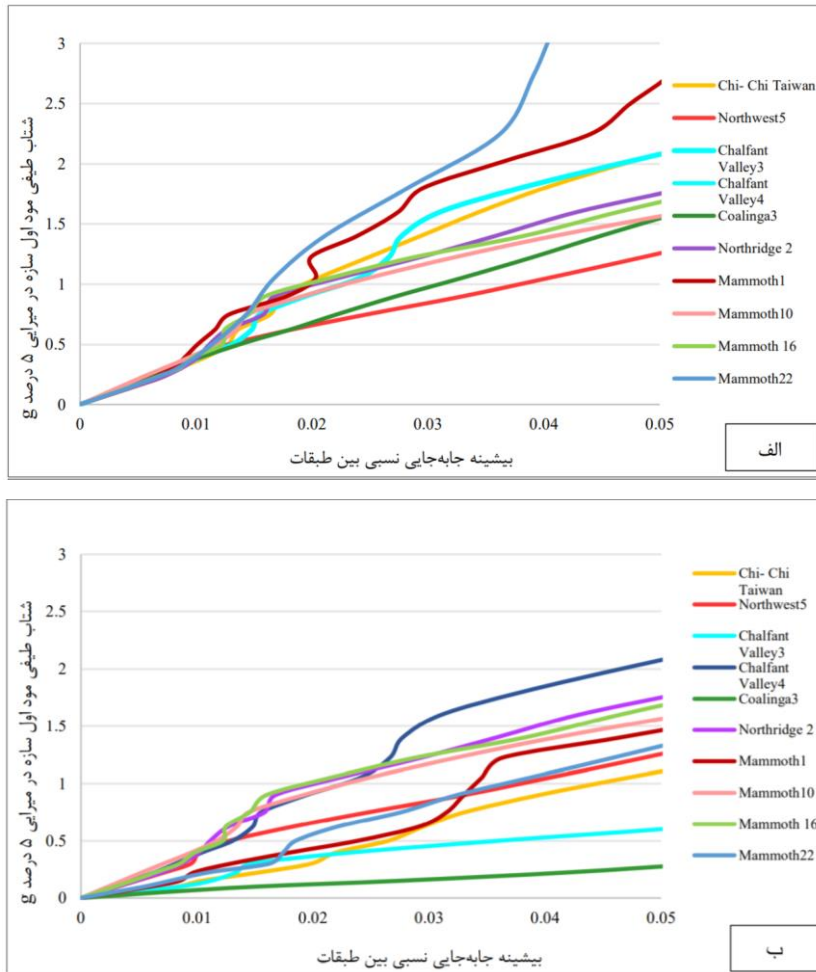
برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری، شتاب طیفی در سطح خرابی موردنظر از تحلیل IDA دست آمده و برش پایه متناظر آن به عنوان بیشینه برش پایه غیرخطی در نظر گرفته شده است. سپس با فرض رفتار الاستیک اعضای سازه و با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت همین شتاب طیفی، بیشینه برش پایه خطی سازه V_e محاسبه گردیده است.

۴- نتایج و بحث

به منظور محاسبه ضریب رفتار تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، دینامیکی فزاینده و دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه مورد نیاز است. لازم به ذکر است که کلیه قاب‌ها پیش از انجام انواع تحلیل‌ها، تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته‌اند. در ادامه نتایج هر تحلیل ارائه و ضرایب رفتار محاسبه می‌شوند.

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، الگوی بارگذاری به صورت متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با اثر



شکل ۶- منحنی‌های IDA قاب ۳ طبقه تا بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های ۰/۰۵ (الف) تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد بحرانی، (ب) تحت شتاب‌نگاشت‌های متوالی بحرانی

Fig. 6. IDA curves of 3-story frame up to maximum relative displacement of 0.05 (a) under critical single records, (b) under critical successive records

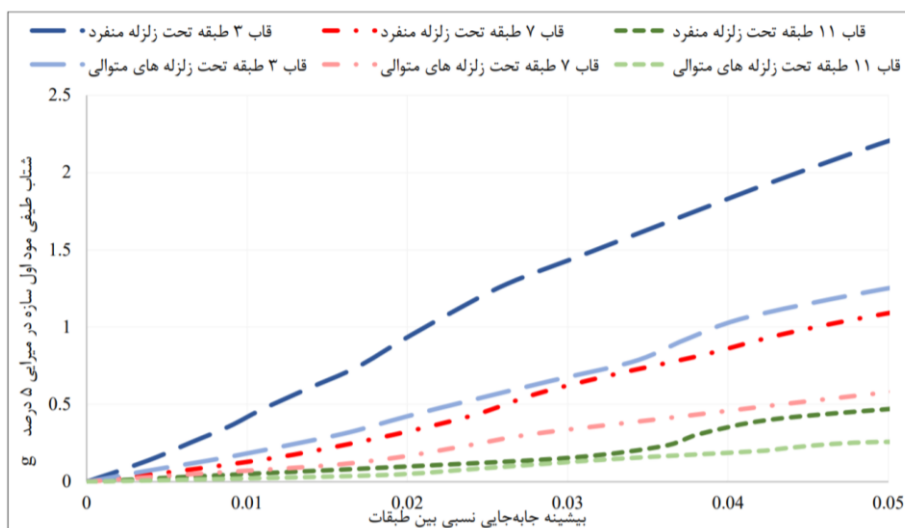
قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه تحت لرزه منفرد و زلزله‌های متوالی در شکل ۷ نشان داده شده است.

با توجه به منحنی‌های IDA می‌توان دریافت که ظرفیت فروریزش سازه به دلیل افزایش سطح خرابی ناشی از لرزه‌ی نخست، کاهش یافته است. دلیل این امر تجمع خرابی و افزایش خسارت در المان‌های قاب به سبب زوال سختی و مقاومت است. در نتیجه در تمامی قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه سازه که تحت شتاب مشخصی از لرزه اول به سطح عملکرد موردنظر و بیشینه جابه‌جایی نسبی متناظر با آن می‌رسد، تحت اثر زلزله دوم در مقدار شتاب کمتری به همان سطح عملکرد و بیشینه جابه‌جایی نسبی خواهد رسید. از میان قاب‌های مطالعه شده، قاب ۱۱ طبقه در برابر زلزله Coalinga بیشترین کاهش در ظرفیت را به واسطه رویارویی با لرزه دوم به میزان

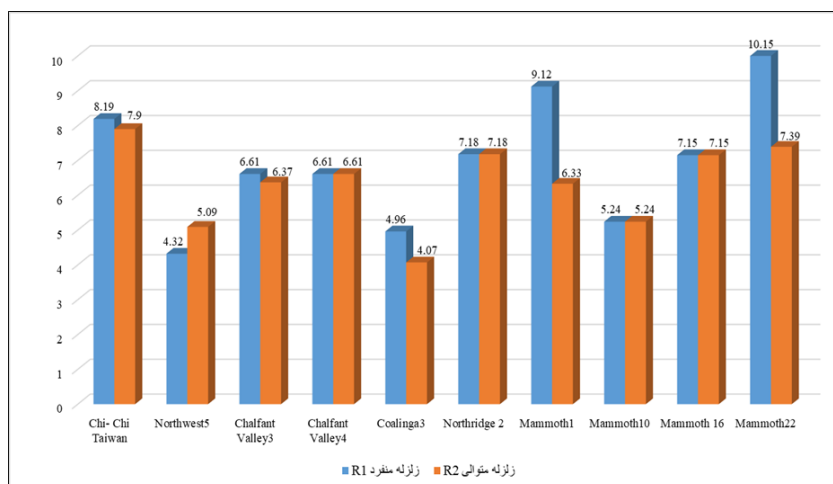
طیف شتاب‌نگاشت لرزه اصلی (مقدار EPA بیشتر) معیار قرار گرفته و ضریب حاصل به شتاب‌نگاشت لرزه‌های متوالی اعمال شده و هر دو شتاب‌نگاشت لرزه اول و دوم با هم مقیاس می‌شوند.

به عنوان نمونه در شکل ۶ منحنی IDA قاب ۳ طبقه تحت لرزه منفرد و لرزه‌های متوالی تا بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های ۰/۰۵ 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 طبقه‌های ۰/۰۲۵ و ۰/۰۲ به ترتیب برای سازه‌های ۵ تا طبقه و بیشتر از ۵ طبقه موردنیاز است، در نمودارهای شکل ۶ به جهت مشاهده بهتر، حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای تا مقدار ۰/۰۵ ارائه شده است.

همچنین جهت مقایسه بهتر، میانگین منحنی‌های IDA در



شکل ۷. میانگین منحنی‌های IDA در قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه تحت لرزه‌های منفرد و متوالی بحرانی
 Fig. 7. Average of IDA curves for 3, 7 and 11-story frames under single and critical successive earthquakes



شکل ۸. ضریب رفتار قاب ۳ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی
 Fig. 8. Behavior factor of 3-story frame under critical single and successive records

کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، شتاب طیفی مود اول سازه برای یک مقدار بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای یکسان، کاهش می‌یابد.

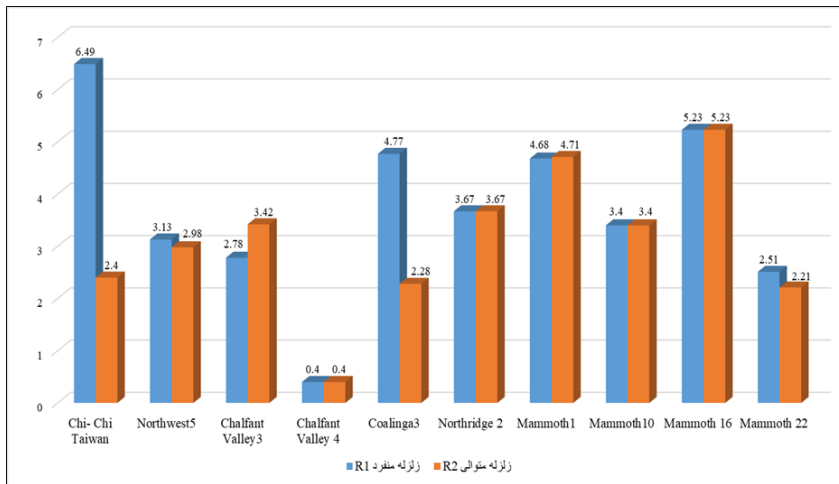
۴-۳- محاسبه ضریب رفتار

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 شکل‌های ۸ تا ۱۰ و متوسط

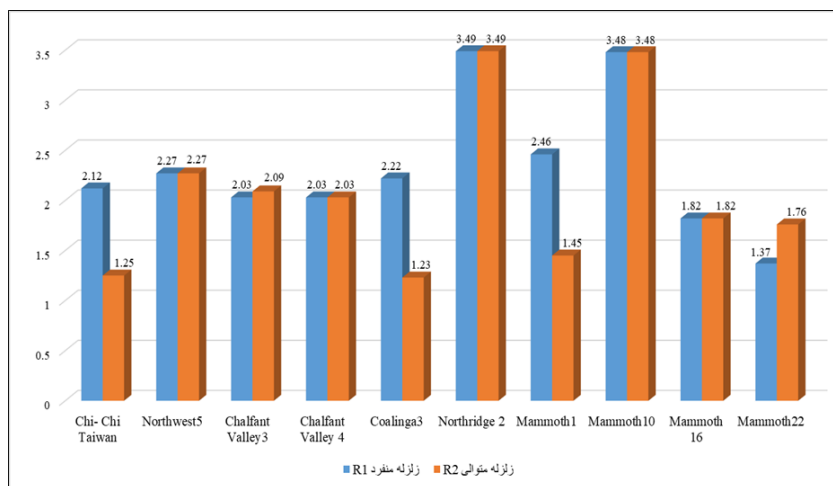
۸۹/۳٪ تجربه نموده است.

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. میزان کاهش ظرفیت سازه متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی در شکل ۷ قابل مشاهده است.

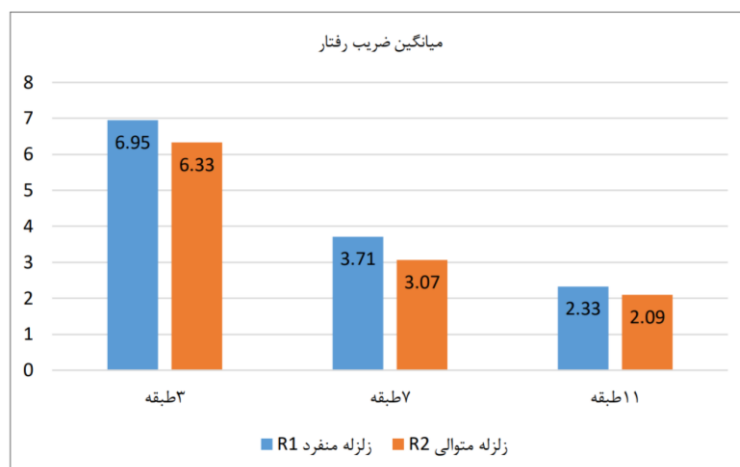
همچنین با توجه به منحنی‌های IDA می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع قاب‌ها و کاهش سختی اعضا، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برای یک مقدار ثابت DM، مقادیر IM در نمودارها



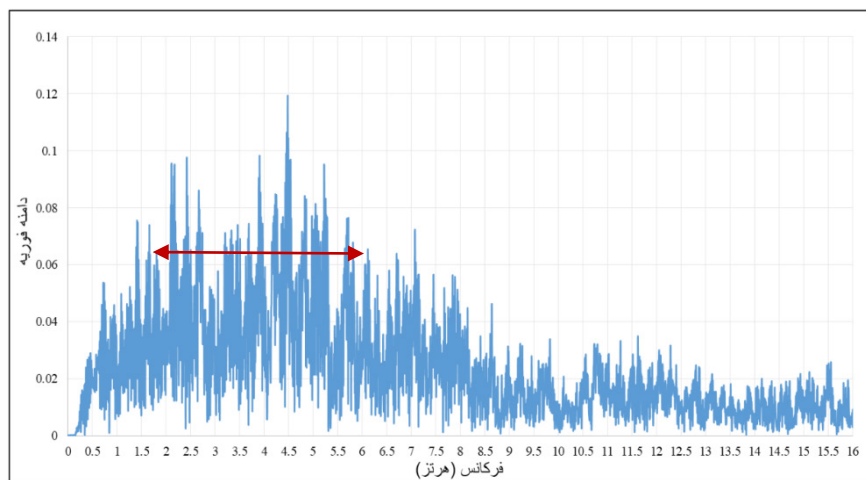
شکل ۹. ضریب رفتار قاب ۷ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی
 Fig. 9. Behavior factor of 7-story frame under critical single and successive records



شکل ۱۰. ضریب رفتار قاب ۱۱ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد و متوالی بحرانی
 Fig. 10. Behavior factor of 11-story frame under critical single and successive records



شکل ۱۱. میانگین ضریب رفتار قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه تحت زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی
 Fig. 11. Average of behavior factor of 3, 7 and 11-story frames under critical single and successive records



شکل ۱۲. طیف فوریه شتاب زلزله‌های متوالی زلزله Northwest (1997)

Fig. 12. Acceleration Fourier spectrum of successive earthquakes of Northwest earthquake (1997)

علت آن نزدیک بودن فرکانس غالب سازه به محدوده فرکانس غالب زلزله مربوطه و پدیده تشدید است. برای مثال در شکل ۸، ضریب رفتار قاب خمشی ۳ طبقه تحت لرزه‌های متوالی زلزله Northwest نسبت به حالت لرزه منفرد افزایش یافته است. بر خلاف این که در نتایج تحلیل IDA تحت توالی لرزه‌ای، مقدار شتاب طیفی متناظر با جابه‌جایی مورد نظر نسبت به حالت منفرد تغییر نکرده و انتظار می‌رود که برش پایه خطی سازه تحت این مقدار شتاب طیفی در هر دو حالت لرزه منفرد و لرزه‌های متوالی یکسان باشد؛ اما حداکثر برش پایه خطی سازه و به دنبال آن ضریب رفتار سازه افزایش یافته است. علت این امر را می‌توان در طیف فوریه شتاب لرزه‌های متوالی زلزله Northwest در شکل ۱۲ جستجو کرد. همان‌طور که مشاهده می‌شود این شتاب‌نگاشت در فرکانس‌های بین ۱/۵ تا ۵/۵ هرتز غنی‌تر است و فرکانس غالب قاب ۳ طبقه با مقدار ۱/۶ هرتز در این محدوده قرار گرفته است، در نتیجه پاسخ سازه تحت تأثیر قرار گرفته و حداکثر برش پایه خطی و ضریب رفتار سازه افزایش یافته است.

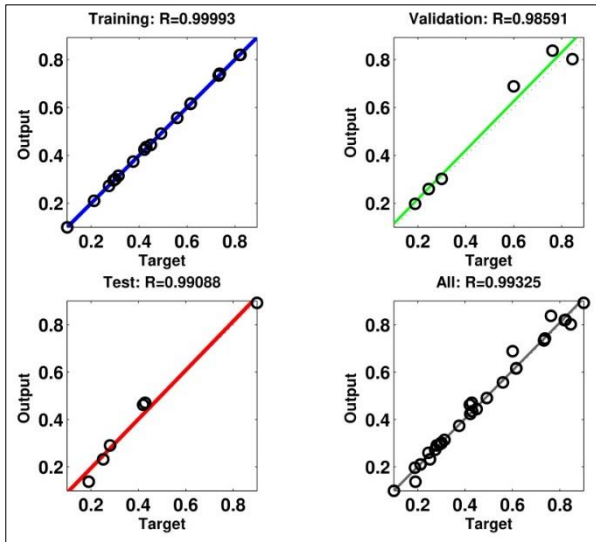
همان‌طور که مشاهده شد به دلیل متفاوت بودن ارتفاع و فرکانس غالب قاب‌ها و به علت ماهیت تصادفی زلزله و اختلاف در محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها، رفتار سازه تحت هر شتاب‌نگاشت متفاوت است. به طور مثال در یک قاب، تحت تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها ضریب رفتار ثابت، افزایش یا کاهش داشته است که این نتیجه در قاب‌های دیگر تحت همان شتاب‌نگاشت‌ها متفاوت بوده است. از این رو برای قضاوت در مورد اثر پدیده توالی لرزه‌ای از میانگین نتایج حاصل

ضرایب رفتار در شکل ۱۱ نمایش داده شده است.

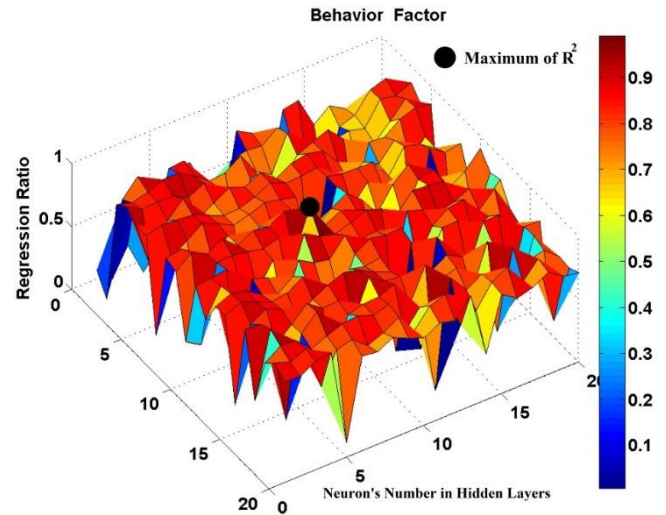
با بررسی نتایج حاصل از نمودارها می‌توان دریافت، میانگین ضریب رفتار قاب‌ها تحت زلزله‌های متوالی نسبت به حالت لرزه منفرد کاهش یافته است؛ به طوری که مطابق شکل ۱۱، ضریب رفتار در قاب ۳ طبقه در حدود ۹ درصد، قاب ۷ طبقه، ۱۷ درصد و قاب ۱۱ طبقه، ۱۱ درصد کاهش نسبی داشته است. همچنین به‌طور میانگین در مجموع قاب‌ها مقدار ضریب رفتار تحت توالی لرزه‌ای نسبت به حالت لرزه منفرد، کاهش نسبی ۱۲ 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 زلزله وارده، تحمل کرده و برش پایه‌های خطی و غیرخطی و به دنبال آن ضریب رفتار سازه کاهش پیدا می‌کند.

لازم به ذکر است همان‌طور که در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشهود 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 مقدار شتاب طیفی لرزه اول به حداکثر جابه‌جایی مورد نظر و حداکثر برش پایه خطی و غیرخطی می‌رسد، در نتیجه نتایج یکسان بوده و به دنبال آن ضریب رفتار نیز تغییری نمی‌کند.

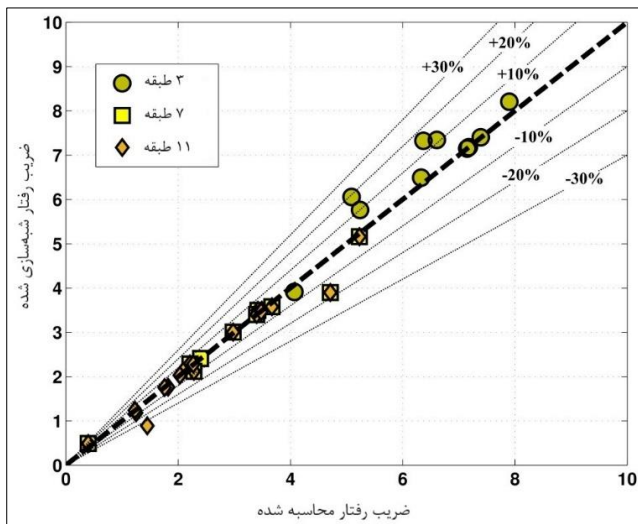
هم چنین تحت تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها در هر ۳ قاب حداکثر برش پایه خطی و به دنبال آن ضریب رفتار افزایش یافته است و



شکل ۱۴. نمودار رگرسیون آموزش، صحت و آزمایش شبکه عصبی
Fig. 14. Regression diagram of training, accuracy and testing of neural network



شکل ۱۳. ضریب همبستگی میان خروجیهای شبکههای عصبی و مقادیر هدف
Fig. 13. Correlation coefficient between neural network outputs and target values



شکل ۱۵. مقایسه ضرایب رفتار تخمین زده شده توسط شبکههای عصبی مصنوعی با مقادیر واقعی
Fig. 15. Comparison of estimated behavior factors by artificial neural networks with real values

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 ۱۴ به نمایش گذاشته شده است. همانطور که در این شکل ها 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 نتایج تخمین زده شده با مقادیر واقعی هدف

استفاده شده است. میانگین قادر است به طور کامل تری از داده ها استفاده کند و برای هر نتیجه ارزش یکسانی قائل است؛ در حالی که استفاده از سایر سنجش های آماری نظیر مد و میانه منجر به ارائه نتیجه یکسانی در بین ۳ قاب نمی شود.

۴-۴- تخمین ضرایب رفتار قاب های فولادی در معرض زلزله های متوالی بحرانی

همانطور که در بخش های پیشین ذکر شد، این مقاله به مقایسه و تخمین ضرایب رفتار قاب های فولادی در معرض زلزله های متوالی بحرانی اختصاص دارد. به منظور تخمین این ضرایب کاهش یافته از شبکه های عصبی مصنوعی استفاده شده است که حاوی دو لایه مخفی هستند. برای دستیابی به شبکه عصبی ایده آل با تعداد گره بهینه در لایه های مخفی، با طراحی ۴۰۰ شبکه با تعداد گره از ۱ تا ۲۰ عدد در هر لایه مخفی، بهترین شبکه متناظر با بیشترین ضریب همبستگی R و کمترین میزان خطا انتخاب شده است. شکل ۱۳ معرف ضریب همبستگی به ازای تعداد گره ها در لایه های مخفی است و بیشینه میزان ضریب همبستگی با دایره توپر مشخص شده است. به این ترتیب تعداد گره های موجود در لایه های مخفی شبکه عصبی ایده آل متناظر با بیشینه ضریب R برابر ۹ و ۱۰ است. همچنین میزان همبستگی میان خروجی های شبکه های عصبی

نسبت به حالت لرزه منفرد کاهش می‌یابد.

۳. از آنجایی که استخراج ضرایب رفتار فرآیند وقت گیری است، شبکه های عصبی مصنوعی تکنیک مناسبی برای تخمین این ضرایب هستند. در این مقاله شبکه عصبی پیش رو با دو لایه مخفی حاوی ۹ و ۱۰ گره در لایه های اول و دوم، ضرایب رفتار قاب های فولادی تحت زلزله های متوالی بحرانی را با متوسط خطای کمتر از ۶٪ تخمین می زند. شبکه ها با عملکرد مناسب قادر به تخمین ضرایب رفتار با خطای کم هستند.

۴. با توجه به این که کشور ایران در ناحیه زلزله خیز قرار دارد، بررسی پدیده توالی لرزه ای و اثر آن بر رفتار سازه به ویژه سازه هایی که عملکرد آن ها بعد از وقوع زلزله اهمیت قابل توجهی دارد، بسیار ضروری است. با توجه به فاصله ی زمانی کوتاه بین وقوع دو لرزه، بیشتر موقع ها فرصت بهسازی و تعمیر سازه وجود ندارد و سازه خسارت دیده در معرض لرزه اصلی در مواجهه با پس لرزه قوی خسارات شدیدتری را متحمل می شود؛ به گونه ای که حتی امکان فروریختگی سازه نیز وجود دارد.

۵. علی رغم اهمیت پدیده توالی لرزه ای، در آیین نامه های 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 زلزله های متوالی وجود نداشته باشد، ممکن است سازه قادر به پاسخگویی نیازهای حاصل از زلزله های متوالی نبوده و دچار خسارات بیشتر و حتی فروریزش شود.

فهرست علائم

علائم انگلیسی

بزرگای لرزه اول، ریشتر	M_m
بزرگای لرزه دوم، ریشتر	M_a
بیشینه شتاب مؤثر لرزه اول، g %	EPA_m
بیشینه شتاب مؤثر لرزه اول، g %	EPA_a
نسبت بیشینه شتاب لرزه اول به لرزه دوم	$PGA_{m/a}$
دوره تناوب سازه، ثانیه (S)	T
بیشینه برش پایه خطی در سازه، نیوتن (N)	V_e
برش پایه غیرخطی معادل تسلیم سازه، نیوتن (N)	V_y
جابه جایی متناظر با V_y متر (m)	\square_y

به صورت غیر نرمال نیز در شکل ۱۵ نمایش داده شده است. مقایسه نتایج واقعی و تخمین زده شده حاکی از آن است که ۷۰٪، ۸۰٪، ۹۳٪ و ۹۷٪ ضرایب رفتار قاب های فولادی در معرض زلزله های متوالی بحرانی با خطای کمتر از ۵٪، ۱۰٪، ۲۰٪ و ۳۰٪ پیش بینی شده اند و متوسط میزان خطا در تخمین مقادیر ضرایب رفتار کاهش یافته ۵/۸۲٪ است. این موضوع دلیل دیگری بر آموزش مناسب و عملکرد قابل قبول شبکه عصبی طراحی شده در این مقاله است.

۵- نتیجه گیری

هدف از انجام این مقاله بررسی ضریب رفتار قاب های خمشی متوسط، 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 فولادی متوسط با اعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ در نظر گرفته شده است. سپس قاب ها تحت ۱۰ شتاب نگاشت حاوی لرزه منفرد و لرزه های متوالی به صورت لرزه اصلی توأم با پس لرزه و پیش لرزه و با فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه، مورد تحلیل دینامیکی فزاینده و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند. در نهایت با استفاده از روش شکل پذیری یانگ (۱۹۹۱)، 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 نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده طراحی، آموزش و صحت سنجی شده است. مهم ترین نتایج حاصل از این مقاله به شرح زیر است:

۱. بر اساس نتایج حاصل از منحنی های IDA در کلیه قاب های ۳، ۷ و ۱۱ 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.
۲. در کلیه قاب ها میانگین ضریب رفتار تحت زلزله های متوالی

- non-linear response of SDOF systems, 32(2) (2003) 291-308.
- [9] C.-H. Zhai, W.-P. Wen, S. Li, L.-L.J.B.o.E.E. Xie, The ductility-based strength reduction factor for the mainshock–aftershock sequence-type ground motions, 13(10) (2015) 2893-2914.
- [10] G. Abdollahzadeh, A.J.A.J.o.C.E. Sadeghi, Earthquake recurrence effect on the response reduction factor of steel moment frame, 19(8) (2018) 993-1008.
- [11] M. Iancovici, Inelastic Behavior of Buildings under Repeated Vrancea Earthquakes, in: International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, Bucharest, Romania, 2007.
- [12] G.J.C. Hatzigeorgiou, structures, Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes, 88(5-6) (2010) 309-321.
- [13] Y. Zhang, J. Chen, C.J.S.D. Sun, E. Engineering, Damage-based strength reduction factor for nonlinear structures subjected to sequence-type ground motions, 92 (2017) 298-311
- [14] G.G. Amiri, F.M.J.C. Dana, Structures, Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake, 83(8-9) (2005) 613-626.
- [15] G.D. Hatzigeorgiou, D.E.J.E.S. Beskos, Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes, 31(11) (2009) 2744-2755.
- [16] R. Tahara, T. Majid, S. Zaini, A. Faisal, Effect of repeated earthquake on inelastic moment resisting concrete frame, in: AIP Conference Proceedings, AIP Publishing LLC, 2017, pp. 020019.
- [17] Malley, G. Dierlein, H. Krawinkler, J. Maffei, M. Pourzanjani, J. Wallace, J.J.A.T.C. Heintz, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, (2010).
- [18] Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings. 2015. (Standard No. 2800), 4rd Edition.
- [19] S.J.V.G.D. Committee, S.J. Venture, S.E.A.o. California, A.T. Council, C.U.f.R.i.E. Engineering, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-frame Buildings, Federal

بیشینه جابه‌جایی سازه قبل از خرابی، متر (m)	\square_{max}
بیشینه برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، نیوتن (N)	V_d
ضریب کاهش نیرو متناسب با شکل‌پذیری سازه	R_{\square}
ضریب رفتار سازه	R
لنگر نظیر نقطه تسلیم	M_y
دوران نظیر نقطه تسلیم	θ_y
دوران ناحیه پس از سخت‌شوندگی	θ_{pc}
سختی ناحیه الاستیک	K_e
لنگر خمشی باقی مانده	M
علائم یونانی	
ضریب اضافه مقاومت	Ω

مراجع

- [1] G.D. Hatzigeorgiou, A.A.J.S.d. Liolios, e. engineering, Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions, 30(10) (2010) 1010-1025.
- [2] A.E.J.J.o.E.E. Abdelnaby, Fragility curves for RC frames subjected to Tohoku mainshock-aftershocks sequences, 22(5) (2018) 902-920.
- [3] M. Shokrabadi, H.V.J.E.E. Burton, S. Dynamics, Building service life economic loss assessment under sequential seismic events, 47(9) (2018) 1864-1881.
- [4] A. Faisal, T.A. Majid, G.D.J.S.D. Hatzigeorgiou, E. Engineering, Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes, 44 (2013) 42-53.
- [5] D. Loulelis, G. Hatzigeorgiou, D.J.E. Beskos, Structures, Moment resisting steel frames under repeated earthquakes, 3(3-4) (2012) 231-248.
- [6] G. Abdollahzadeh, A. Mohammadgholipour, E.J.J.o.E.E. Omranian, Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock–aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods, 23(10) (2019) 1605-1628.
- [7] S.D. Vadeo, M.J.J.f.M.T.i.S. Waghmare, Technology, Nonlinear Analysis of RC Structure under Multiple Earthquakes, 5(09) (2019) 60-65.
- [8] C. Amadio, M. Fragiaco, S.J.E.e. Rajgelj, s. dynamics, The effects of repeated earthquake ground motions on the

- factors for building seismic provisions, 117(1) (1991) 19-28.
- [22] A. Mwafy, A.S.J.J.o.e.e. Elnashai, Calibration of force reduction factors of RC buildings, 6(02) (2002) 239-273.
- Emergency Management Agency, 2000.
- [20] C.K. Leung, M.Y. Ng, H.C.J.J.o.c.f.c. Luk, Empirical approach for determining ultimate FRP strain in FRP-strengthened concrete beams, 10(2) (2006) 125-138.
- [21] C.-M.J.J.o.s.E. Uang, Establishing R (or R w) and C d

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Rouzrokh, E. Rajabi, Gh. Ghodrati Amiri, Evaluation of Behavior Factors for Steel Moment Frames under Critical Consecutive Earthquakes using Artificial Neural Network, Amirkabir J. Civil Eng., 53(8) (2021) 3517-3534.

DOI: [10.22060/ceej.2020.18011.6737](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.18011.6737)



