



Applying Genetic Algorithm to estimate the behavior factor of EBF steel frames under pulse-type near-fault earthquakes, performance level approach

S. Abdonnabi Razavi¹, N. Siahpolo^{2*}, , M. Mahdavi Adeli¹

¹Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Ahvaz Branch, Ahvaz, Iran

²Department of Civil Engineering, ACECR Institute for higher education, Khuzestan Branch, Ahvaz, Iran

ABSTRACT: The most important feature of the behavior factor is that it allows the structural designer to be able to evaluate the structural seismic demand, using an elastic analysis based on force-based principles quickly. In seismic codes such as the 2800 Standard, this coefficient is merely dependent on the type of lateral resistance system and is introduced with a fixed number. However, there is a relationship between the behavior factor, ductility (performance level), structural geometric properties, and type of earthquake (near and far). The main purpose of this paper is to establish an accurate correlation between the geometrical characteristics of the structure, performance level and the behavior factor in eccentrically steel frames under earthquakes near-fault. For this purpose, a genetic algorithm is used. Initially, a wide database consisting of 12960 data with 3-, 6-, 9-, 12-, 15- and 20- stories, 3 column stiffness types, and 3 brace slenderness types were designed and analyzed under 20 pulse-type near-fault earthquakes for 4 different performance levels. To generate the proposed relation, 7533 training data in the form of genetic optimization algorithm were used. To validate the proposed relationship, 2515 test data were used to calculate the mean squared error of the relationship in the fitness function. The results of the correlation show accuracy of the proposed coefficients. Also, the comparison of the response of maximum inelastic displacement of 5 stories EBF from the proposed correlation and the mean inelastic time history analysis confirms the accuracy of the estimated relationship.

Review History:

Received: Mar. 27, 2020

Revised: May. 16, 2020

Accepted: Jun. 03, 2020

Available Online: Jul. 13, 2020

Keywords:

Genetic Algorithm

Behavior factor

Eccentric braced frame

Pulse-type near-fault earthquake

Performance level.

1- Introduction

One of the prevalent methods for building seismic design is the force-based design (FBD) method which is used in common codes such as Eurocode 8 [1]. In this method, seismic forces are used to design structures under the Life-Safety performance level, using a fixed behavior factor (R or q). In the FBD method, the maximum displacement and nonlinear inter-story drift ratio can be obtained by multiplying the elastic values by the behavior factor R . Krawinkler et al. (1996) showed that the structural response is very sensitive to the acceleration pulse continuity by evaluating the steel moment frame due to the near-fault record [2]. Other observations showed that the main response of structures due to near-fault earthquake with fling-step effects (permanent displacement at the strike-parallel direction of a strike-slip fault) was obtained at the first mode and wavelike vibrations without the fling-effect cause main response of structure were obtained at higher modes of the structures [3].

This article proposes a simple expression for estimating of behavior factor of the EBFs. These formulae are expressed based on geometrical characteristics of EBFs and are obtained based on the parametric study, including numerous nonlinear time history analyses of 162 EBFs with 4 performance levels under 20 near-fault ground motions.

The considered geometrical characteristics include the number of stories, the brace slenderness, the stiffness of the columns and the ratio of the link beam length to the total length of the beam. The genetic optimization algorithm is used to estimate the correlation of behavior factors. It can be perceived that the outcomes of the proposed patterns are in good agreement with the exact results of nonlinear time history analyses.

2- Material and Method

2- 1- Description of Frames

This study is based on 2-D regular frames with a constant height of 3 meters and 5 meters' bays. The columns are pinned connected to the base and capable of conveying the moment forces along with their height. The beams are also pinned connected to the columns. Dead and live uniform loads on beams are 2500 and 1000 kg/m, respectively. Moreover, the yield stress of steels is considered equal to 2400 kg/cm². The number of stories, n_s , is considered to 3, 6, 9, 12, 15 and 20. The fundamental period of the frames is calculated by using the relation $T=0.08H^{0.75}$ and considering H as the total height of the frames [4]. Links have been classified into short, intermediate and long length, which are the same as indicated in previous studies [5-7]. For values less than $1.6M_p/V_p$ (where M_p and V_p are the plastic moment and

*Corresponding author's email: siahpolo@acecr.ac.ir



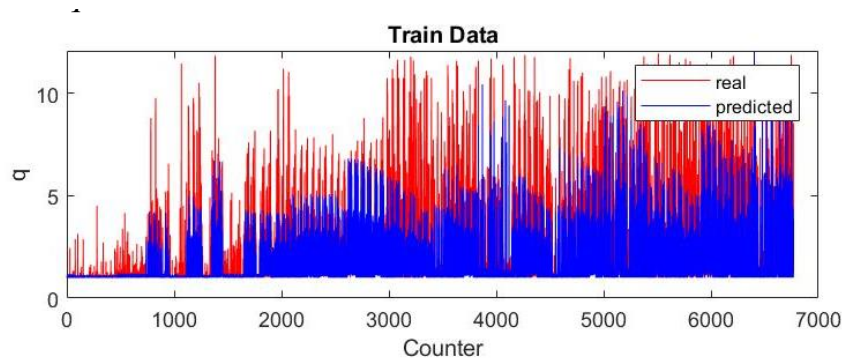


Fig. 1. Real and predicted q from predicted correlation (training data)

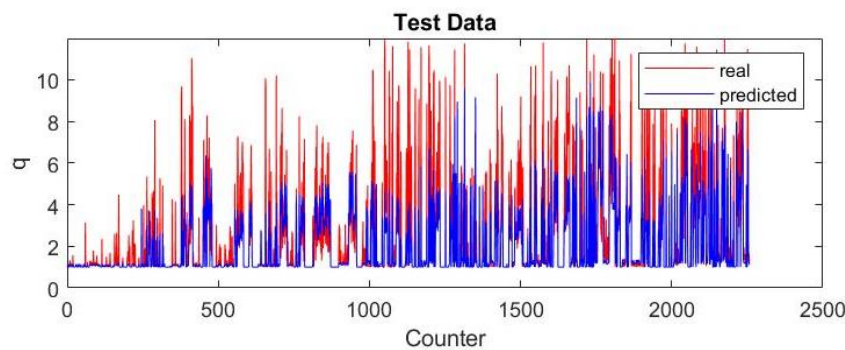


Fig. 2. Real and predicted q from predicted correlation (test data)

the plastic shear strengths, respectively), the link behavior is controlled by shear, while for values greater than $2.6\text{Mp}/V_p$ it is controlled by flexure. For link lengths between $1.6\text{Mp}/V_p$ and $2.6\text{Mp}/V_p$, a combination of both shear and flexural yielding occurs [8].

2- 2- Research Methodology

Based on capacity design principles, diagonal braces, columns and beam segments outside of the links are designed to remain essentially elastic [9, 10]. Therefore, these members must have adequate strength to resist forces corresponding to the expected strength of the link, including strain hardening [11]. The braces are designed to have sufficient resistance due to seismic loading equal to forces generated by adjusted link shear strength. The design of the beam outside of the link is similar to the brace. The columns are designed to resist the forces due to the adjusted shear strength of all links above the level of the column.

The EBFs have been designed in accordance with AISC 360-10 [8] by means of ETABS 2016 [12] software. Thus, a database family of models is generated at 6 (ns) * 3 (α) * 3 (λ) * 3 (ξ) = 162 members. In the following, all EBFs has extended with 4 different rotation angle of link beams values, in accordance with the 4 performance levels. The first performance level is related to forming the first plastic hinge in the link beam and the rest of the performance levels are taken from ASCE41-13 [13], corresponding to the angle of rotation of the link beam.

Results and Discussion

Several cases were examined by previous researchers [14, 15] to find an appropriate correlation between these parameters for q prediction. After several regressive examinations, they found that there is a powerful relationship between the independent parameters, the number of stories (ns), braces slenderness (λ), stiffness of columns (α), fundamental period of structure (T_p) and roof ductility (μ_R) and (q) for CBF steel frames under regular earthquakes. To account the effect of link beam length, ξ , is considered as an extra parameter to the function. Moreover, due to the properties of near-fault earthquakes, parameter T/T_p , change to T_p . The roof ductility, μ_R , is obtained by dividing the in-elastic roof displacement, Δ_i , on the yielding displacement, Δ_y , obtained by nonlinear time history and pushover analysis, respectively.

Figure 1 shows the real and predicted q from predicted correlation in the training data. For the verification of the proposed correlation, test data including 2515 data sets were used. Figure 2 shows the real and predicted q from the proposed correlation in the test data. According to the results presented in Figure 2, it seems that there is an acceptable agreement between predicted q values from the proposed correlation and the real q values.

3- Conclusions

As a result, after studying a considerable number of EBF frames, nonlinear dynamic analysis of a large database was prepared. The genetic algorithm (GA), which is one

of the most powerful techniques of artificial intelligence in optimization, has been used to develop the correlation. As suggested by simple relationships, it is possible to obtain an acceptable estimate of seismic demand parameters without the need for complex analysis. The main emphasis is on introducing the capability of the proposed relationship in adapting them to the framework of design methods based on elastic analysis. The new empirical relation is proposed to predict the behavior factor q for EBF steel frames under the near-fault earthquakes. The proposed correlation is a nonlinear function of the number of stories, braces slenderness, stiffness of columns, fundamental period of the structure, link beam to beam length ratio and roof ductility. To evaluate its accuracy, the Mean Squared Error (MSE) and correlation coefficient (R) between predicted values from the proposed correlation and real values in the test data were calculated. The correlation coefficient in the test data was 0.8307. Finally, a 5-storey steel frame with force factor 7 (2800 standard, Rev 4 for EBF frames) was designed and analyzed using nonlinear time history against the acceleration of the present paper to evaluate the robustness of the proposed relationship in estimating the nonlinear displacement of the structure.

References

- [1] B. Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," Part, vol. 1, pp. 1998-1, 2005.
- [2] H. Krawinkler, J. Anderson, V. Bertero, W. Holmes, and C. Theil Jr, "Steel buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. S1, pp. 25-47, 1996.
- [3] E. Kalkan and S. K. Kunnath, "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings," *Earthquake spectra*, vol. 22, no. 2, pp. 367-390, 2006.
- [4] S. No, "2800," *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, vol. 3, 2005.
- [5] M. Bosco and P. Rossi, "Seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, pp. 664-674, 2009.
- [6] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, "Design overstrength of steel eccentrically braced frames," *International Journal of Steel Structures*, vol. 13, no. 3, pp. 529-545, 2013.
- [7] P. Rossi and A. Lombardo, "Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 11, pp. 1529-1545, 2007.
- [8] A. Committee, "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)," *American Institute of Steel Construction*, Chicago-Illinois, 2010.
- [9] Kuşy, "Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, no. 2, pp. 167-184, 2015.
- [10] D. Özhendekci and N. Özhendekci, "Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behaviour of eccentrically braced chevron steel frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, no. 3, pp. 326-343, 2008.
- [11] A. Fakhreddini, S. Hamed, and M. J. Fadaee, "Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 2, pp. 379-393, 2019.
- [12] V. ETABS, "Ultimate, Integrated Software for Structural Analysis & Design," *Computers and Structures Inc*, 2016.
- [13] R. Pekelnicky, S. D. Engineers, S. Chris Poland, and N. D. Engineers, "ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings," *Proceedings of the SEAOC*, 2012.
- [14] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Seismic response of plane steel MRF with setbacks: estimation of inelastic deformation demands," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, no. 6, pp. 644-654, 2008.
- [15] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, no. 15, pp. 2273-2289, 2007.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Abdonnabi Razavi, N. Siahpolo, M. Mahdavi Adeli, *Applying Genetic Algorithm to estimate the behavior factor of EBF steel frames under pulse-type near-fault earthquakes, performance level approach*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(9) (2021) 873-876

DOI: [10.22060/ceej.2020.18162.6788](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.18162.6788)





استفاده از الگوریتم ژنتیک در برآورد ضریب رفتار سازه فولادی با مهاربندی واگرا تحت زلزله های حوزه نزدیک گسل پالس گونه با رویکرد سطح عملکرد

سید عبدالنبی رضوی^۱، نوید سیاه پلو^{۲*}، مهدی مهدوی عادل^۳

۱- گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاداسلامی، آبادان، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی، خوزستان، ایران

۳- گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاداسلامی، شوشتر، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۱/۰۸

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۲/۲۷

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۱۴

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۴/۲۳

کلمات کلیدی:

الگوریتم ژنتیک

ضریب رفتار

سیستم مهاربندی واگرا

زلزله نزدیک گسل پالس گونه

سطح عملکرد

خلاصه: مهم ترین ویژگی ضریب رفتار این است که به طراح این امکان را می دهد تا با انجام یک تحلیل الاستیک، ارزیابی سریعی از نیازهای لرزه ای سازه به دست آورد. در کدهای لرزه ای مانند استاندارد ۲۸۰۰، این ضریب صرفاً به نوع سیستم مقاوم جانبی وابسته و با یک عدد ثابت معرفی شده است. این در حالی است که بین ضریب رفتار، شکل پذیری (سطح عملکرد)، هندسه مدل و نوع زلزله (اعم از دور و نزدیک) رابطه وجود دارد. ارائه یک رابطه ی دقیق بین مشخصات هندسی سازه، سطح عملکرد طراحی و ضریب رفتار در قالب های فولادی واگرا تحت اثر زلزله های نزدیک گسل، هدف اصلی مقاله حاضر است. بدین منظور، در ابتدا یک بانک داده ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با تنوع ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۳ تیپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی تولید و طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش رونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. جهت تولید رابطه ی پیشنهادی از ۷۵۳۳ داده آموزش در قالب الگوریتم بهینه سازی ژنتیک استفاده شد. جهت اعتبارسنجی رابطه ی پیشنهادی، ۲۵۱۵ داده آزمون، جهت محاسبه میانگین مربعات خطای رابطه در تابع برازش مورد استفاده قرار گرفت. نتایج حاصل از بررسی همبستگی رابطه ی پیشنهادی نشان دهنده ی وجود دقت در ضرایب پیشنهادی است. همچنین برای اعتبارسنجی رابطه ارائه شده، مقایسه ی بیشینه تغییر مکان غیرخطی سازه ۵ طبقه فولادی طراحی شده بر مبنای روش نیرو، حاصل از رابطه ی پیشنهادی و میانگین برآورده شده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی همان سازه، مؤید دقت رابطه ی پیشنهادی است.

۱- مقدمه

یک رو تعریفی که در FEMA440 [۳] آمده است. در حقیقت ضریب R عبارت است از نسبت شتاب طیفی ارتجاعی متناظر با دوره تناوب مود اول ارتعاشی به ضریب برش پایه تسلیم سازه حاصل از تحلیل بار افزون. در یک تعریف دیگر آنچه عنوان ضریب R تعریف شده است عبارت است از نسبت برش پایه ارتجاعی به برش پایه غیر ارتجاعی که هر دو از تحلیل تاریخچه زمانی سازه به دست می آیند.

در بحث طراحی لرزه ای ساختمان، یکی از روش های رایج به روش طراحی بر پایه نیرو^۱ معروف است که در آیین نامه های متداول مانند یوروکد [۱] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲] از آن استفاده می شود. در این روش از نیروهای لرزه ای برای طراحی استفاده و عموماً معیار عملکرد ایمنی جانی از طریق تعریف ضریب رفتار ثابت در نظر گرفته می شود. در روش طراحی نیرویی تغییر مکان بیشینه و زاویه دررفت بین طبقه ای غیرخطی را می توان از ضرب مقادیر متناظر با تسلیم که در اثر نیروهای جانبی طراحی کاهش یافته به دست آمده اند، در ضریب رفتار سازه، R، به دست آورد. در این روش فرض می شود که قانون تساوی تغییر مکان که برای سازه های یک درجه آزاد وجود دارد، برای سازه چند درجه آزاد نیز قابل استفاده است. تعاریف مختلفی از ضریب رفتار R متناظر وجود دارد، از

1 Force Based Design

2 Eurocode 8

* نویسنده عهده دار مکاتبات: siahpolo@acecr.ac.ir



وابسته است [۴]. اشکال اساسی وارد بر ضریب رفتار این است که برای سازه با ترازهای عملکردی مختلف، ثابت فرض شده و نمیتواند تصویر مناسبی از سطوح مختلف عملکردی ارائه نماید. به طور نمونه اگر ضریب رفتار سازه کمتر از مقدار واقعی آن در نظر گرفته شود، نیروهای وارد بر آن بیشتر در نظر گرفته شده و میتواند به غیر اقتصادی شدن طرح بیانجامد. در مقابل اگر ضریب رفتار انتخابی بیشتر از مقدار واقعی آن انتخاب گردد، نیروی برش پایه کمتر از مقدار واقعی محاسبه می‌شود. در این حالت به نظر می‌رسد با ورود سازه به ناحیه غیر خطی، نیازهای تغییر شکلی بیشتر از ظرفیت اعضا گردد و به دنبال آن خرابی در سازه شکل گیرد. کراوینکلر و رهنما^۱ ثابت کردند برای ساختمان با خاک نرم، شرایط ساختمانی می‌تواند اثرات مهمی بر R داشته باشد [۵].

پر واضح است که در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت پارگی گسل با توجه به سایت (به طور مثال جهت پذیری پیش‌رونده) و تغییر شکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است که به عنوان اثرات پرتابی یا حرکت پرتاب‌های شناخته می‌شود؛ بنابراین پارامترهای زلزله نزدیک گسل باعث می‌شود که مقدار قابل‌توجهی انرژی پارگی گسل، به شکل یک تحریک پالسگونه با پریود بلند نمایان گردد (لازم به ذکر است که اثرات جهت پذیری پس‌رونده فاقد ماهیت پالسگونه است). این موضوع از مهمترین وجوه تمایز زلزله های حوزهی نزدیک و دور از گسل می‌باشد. حرکت زمین دارای چنین ماهیت پالسگونه است که غالباً در ابتدای شتاب‌نگاشت نمایان شده و تمایل دارد که بخش پریود بلند طیف پاسخ شتاب را افزایش دهد. در این حالت سازه مقدار قابل توجهی انرژی زلزله را با تعداد اندکی اغتشاش با دامنه بزرگ مستهلک نموده و نیازهای قابل‌توجهی بر سازه تحمیل می‌شود. در نتیجه خطر ایجاد شکست ترد در المانهای سازه با جزئیات اجرایی ضعیف تقویت می‌گردد. تأثیرات تعیین‌کننده چنین پدیده‌های در خلال زلزله ارزکان (۱۹۹۲)، لاندرز (۱۹۹۲)، نورثریج (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵)، کوچاپلی (۱۹۹۹)، دیوز و چی چی تایوان مشاهده گردید.

هال و همکاران^۲ (۱۹۹۵) نشان دادند که تغییر مکان ایجاد شده در اثر پالس زلزله نزدیک گسل، نیازهای لرزهای قابل‌توجهی را بر سازه تحمیل نمود [۶]. کراوینکلر و همکاران^۳ (۱۹۹۶) با ارزیابی قاب خمشی فولادی در اثر رکورد نزدیک گسل، نشان دادند که پاسخ سازه نسبت به زمان تداوم

پالس شتاب که متناسب با دوره تناوب اصلی است، بسیار حساس است [۷]. از طرفی اثرات این ماهیت پالسی بر رفتار خطی و غیرخطی سیستم یک درجه آزادی^۴ نیز مورد توجه محققین مختلف بوده است [۸]. رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به طور مشخص از شتاب‌نگاشت پالسی شکل منشأ می‌گیرد و یا در اثر شتاب پالسگونه با محتوای فرکانسی بالا شکل می‌گیرد، می‌تواند دریچه‌ای مفید برای درک بهتر اثرات مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب گردد. گرامی و همکاران^۵ (۲۰۱۳)، با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از ۰/۷۰ ثانیه، نشان دادند که اثر جهت پذیری پیش‌رونده^۶، شکل پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود ۱/۱-۲/۶ و ۱/۲-۳/۵ برابر افزایش می‌دهد [۹]. همچنین مشایخی و همکاران^۷ (۲۰۱۹) نشان دادند که تغییر مکان نسبی بین طبقه ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله های نزدیک گسل دارای اثر جهت پذیری پیش‌رونده حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد بیشتر از زلزله های دور از گسل میباشد [۱۰].

از طرف دیگر، اخیراً تحقیقات ارزشمندی پیرامون بهبود و اثر بخشی روابط طراحی سازه‌های فولادی با استفاده از الگوریتم های هوش مصنوعی خصوصاً الگوریتم ژنتیک صورت گرفته است. رندس^۸ و همکاران توانایی الگوریتم‌های ژنتیک را در مقایسه با سه استاندارد مختلف ساختمانی (اسپانیایی، اروپایی و آمریکایی) ارزیابی کردند. نتایج نشان داد استانداردهای آمریکایی سازه‌های سنگین تری و استانداردهای اروپایی سازه‌های سبکتری را طراحی می‌کنند [۱۱]. در یک مطالعه دیگر، الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی طراحی خرپای فولادی تحت بارگذاری نقطه به کار گرفته شده است. الگوریتم ژنتیک مزبور در نرم افزار Matlab توسعه داده شده است. خرپای بهینه‌سازی شده با استفاده از الگوریتم ژنتیک، در راستای مقایسه و درصد کاهش وزن پاسخ، تحت بارهای وارده، مورد آنالیز و طراحی قرار گرفته است. نتایج نشان دهندهی وزن اولیهی ۵۹۷۰ کیلوگرمی خرپا در مقابل وزن ۳۱۴۷ کیلوگرمی خرپای بهینه سازی شده با الگوریتم ژنتیک بوده که نشان از کاهش حدود ۵۲ درصدی وزن سازه می‌باشد [۱۲].

در تحقیق حاضر، یک رابطه ی ساده جهت تخمین ضریب رفتار سازه های مهاربندی واگرا مورد انتظار است. این فرمول بر پایه ی مشخصات

4 . Single Degree of Freedom (SDOF)
5 . Gerami et al.
6 . Forward directivity
7 . Mashayekhi et al.
8 . Prendes-gero et al.

1 . Krawinkler and Rahnama
2 . Hall et al.
3 . Krawinkler et al.

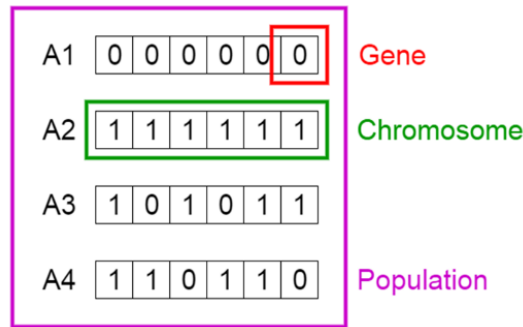
قبول باشد، پیدا کردن یک نقطه یا بیشتر در فضای جستجو است. الگوریتم ژنتیک بر اساس تئوری تکاملی داروین بوده که جواب مسئله ای که از طریق الگوریتم ژنتیک حل می‌شود مرتباً بهبود می‌یابد. الگوریتم ژنتیک با یک مجموعه از جوابها که با کروموزوم^۲ نشان داده می‌شود شروع می‌شود. این مجموعه جوابها جمعیت اولیه نام دارند. در این الگوریتم جوابهای حاصل از یک جمعیت برای تولید جمعیت بعدی استفاده می‌شوند. در این فرآیند امید است که جمعیت جدید نسبت به جمعیت قبلی بهتر باشد. انتخاب بعضی از جوابها از میان کل جوابها به منظور ایجاد جوابهای جدید یا همان فرزندان بر اساس میزان مطلوبیت آنها می‌باشد. طبیعی است که جوابهای مناسبتر، شانس بیشتری برای تولید مجدد داشته باشند. این فرآیند تا برقراری شرطی که از پیش تعیین شده است (مانند تعداد چرخه های تولید نسل یا میزان بهبود جواب) ادامه می‌یابد [۱۳].

فرض گردد که متغیرهای مسئله در محدوده‌ای از اعداد حقیقی (صحیح) قرار دارند. هنگامی یک کروموزوم مجاز تلقی می‌گردد که مقدار حقیقی (مقدار کد برداری شده کروموزوم) متناظر با آن در محدوده مجاز آن متغیر، یعنی فضای مجاز قرار بگیرد. در بعضی از مواقع علی‌رغم اینکه متغیر مجاز می‌باشد ولی موجب صفر شدن مخرج یا منفی شدن زیر رادیکال و امثال آن می‌شود که در این صورت گفته می‌شود کروموزوم غیر قانونی است. مسائل بهینه سازی می‌توانند به شکل مقید و یا نا مقید مطرح شوند. با توجه به اینکه بسیاری از مسائل بهینه سازی واقعی مقید می‌باشند، لازم است که هر کروموزوم (جواب) تمام قیود مسئله را نیز تأمین کند. چنانچه کروموزومی نتواند قیود مسئله را ارضاء نماید آن کروموزوم غیر مجاز تلقی می‌شود. تاکنون روش‌های گوناگونی جهت حل مسائل مقید با استفاده از الگوریتم ژنتیک ارائه شده است. روشهای اعمال جریمه بیشتر برای حل مشکل غیر مجاز بودن کروموزوم و روش‌های ترمیم برای حل مشکل غیر قانونی بودن یک کروموزوم به کار گرفته می‌شود. برای تأمین معیار سوم لازم است کد گذاری و کد برداری کروموزومها به گونه‌ای اتخاذ گردد که همیشه یک نگاشت یک-به-یک بین فضای جواب و فضای کد گذاری وجود داشته باشد. یعنی به گونه‌ای نباشد که یک کروموزوم چند جواب تولید کند و یا بالعکس یک جواب متعلق به چند کروموزوم باشد [۱۳]. یک تعریف از جمعیت، کروموزوم و ژن در الگوریتم ژنتیک در شکل ۱ آورده شده است. پس از بیان مفاهیم اولیه، مراحل مختلف در استفاده از الگوریتم ژنتیک مورد بررسی قرار می‌گیرد. ابتدا با توجه به صورت مسئله، متغیرهایی که

هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه ی پارامتریک بروی ۱۶۲ قاب واگرایی مجزا در ۴ سطح عملکردی مختلف تحت ۲۰ زلزله ی نزدیک گسل شکل گرفته است. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل تعداد طبقات، لاغری مهاربندها، سختی ستونها و نسبت طول پیوند به کل طول تیر می‌باشد. بدین منظور لازم است بانک داده گسترده‌ای حاصل از مطالعه تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. تعداد ۱۲۹۶۰ آنالیز غیرخطی بر پایه ی قالبی از تحلیل IDA^۱ صورت پذیرفته تا یک بانک اطلاعاتی شامل طیف وسیعی از داده های مرتبط ایجاد گردد. برای استخراج روابط، از رگرسیون غیرخطی استفاده می‌شود به نحوی که به کمک روابط ساده پیشنهاد شده، بتواند تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد. نتیجتاً، الگوریتم بهینه سازی ژنتیک جهت تخمین همبستگی ضریب رفتار استفاده شده است. به نظر میرسد نتایج حاصل از رابطه ی حاصله در این روش، تطابق خوبی با نتایج دقیق منتج از آنالیز تاریخیچه زمانی خواهد داشت. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی روابط پیشنهادی در تطبیق آنها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار می‌باشند. در این فرآیند برای ضریب رفتار معین، R، رابطه ارائه شده می‌تواند تخمین قابل قبولی از بیشینه تغییر مکان بام، بیشینه دریفت بین طبقه‌ای، حداکثر شکل‌پذیری کلی و بین طبقه‌ای را در اختیار طراح قرار دهد. کمبود مطالعات کافی در خصوص اثر زلزله نزدیک گسل بر رفتار لرزه‌های سازه‌ها، انگیزه اصلی این مطالعه است. واضح است که در صورتی میتوان ضرایب رفتار را در طراحی سازه‌ها در برابر زلزله نزدیک گسل توسعه داد که درکی عمیق و بسیط از این موضوع در دسترس قرار گیرد. از طرفی تخمین رابطه ای که در عین سادگی، نتایج کاربردی جهت طراحی سازه در اختیار طراح قرار دهد.

۲- مبانی الگوریتم ژنتیک

در الگوریتم ژنتیک، زمانی که هدف حل مسئله است، معمولاً جوابهایی مطلوب است که بهترین پاسخ در میان مجموعه جوابهای موجود باشند. فضای تمام جوابهای قابل قبول، فضای جستجو نامیده می‌شود. هر نقطه در فضای جستجو یک جواب قابل قبول را نشان می‌دهد. هر پاسخ قابل قبول می‌تواند بر اساس ارزش یا مطلوبیتش برای مسئله مشخص گردد. هدف از پیدا کردن جواب، که می‌تواند یک نقطه یا بیشتر در میان جوابهای قابل



شکل ۱. تعریف جمعیت، کروموزوم و ژن در الگوریتم ژنتیک [۱۴]

Fig. 1. Definition of population, chromosome and gene in genetic algorithm

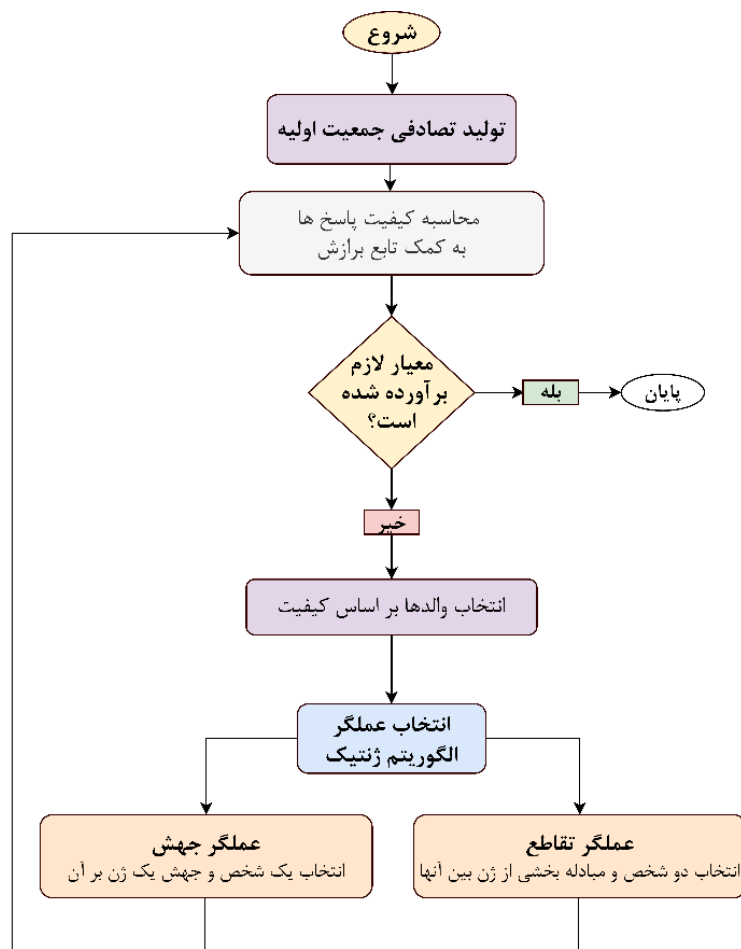
۳- تولید بانک داده

۳-۱- طراحی، مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه

این تحقیق بر پایه‌ی قابهای منظم دو بعدی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه ۵ متر شکل گرفته است. ستونها در اتصال به زمین مفصلی بوده، لیکن قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود می باشند، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستونها اتصال دارند. بارهای ثقلی مرده و زنده ی وارده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر میباشد. به علاوه حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. قابها برای برآورده نمودن ضوابط آیین نامه بحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LRFD طراحی شده اند. تعداد طبقات، n_s ، ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. نمای کلی قابهای مورد استفاده در شکل ۳ نشان داده شده است. پیوند اساسی قابها با استفاده از رابطه ی $T=0.08H^{0.75}$ و در نظر گرفتن H به عنوان ارتفاع کل قابها محاسبه شده است [۱۷].

طول تیرهای پیوند به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند تقسیم بندی می شوند [۱۸ و ۲]. برای طولهای کمتر از $M_p/V_p/1.6$ ، رفتار تیر پیوند به صورت برشی و برای طولهای بیش از $2.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند به صورت خمشی منظور می گردد. برای طولهای بین این دو مقدار، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی در نظر گرفته می شود [۱۸ و ۲]. بدین ترتیب مدلها برای طول تیرهای پیوند سه گانه ی ζ برابر با ۰/۲، ۰/۳۵ و ۰/۵۰ توسعه داده شده تا نماینده سه رفتار مختلف در تیر پیوند باشد. به علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی λ سه گانه بسط داده شده اند. لاغری بادبندها با استفاده از رابطه (۱) به دست آمده اند [۱۹].

باید تعیین شوند، مشخص می‌شوند. سپس این متغیرها به نحو مناسبی کد گذاری شده و به شکل کروموزوم نمایش داده می‌شوند. بر اساس تابع هدف، یک تابع برازندگی برای کروموزومها تعریف میگردد و یک جمعیت اولیه نیز به طور تصادفی انتخاب میشود. به دنبال آن، میزان تابع برازندگی برای هر کروموزوم جمعیت حساب می‌شود. بدین ترتیب تعداد مناسبی از زوج کروموزومها بر اساس میزان برازندگی آنها انتخاب می شوند تا در مرحله بعدی مورد استفاده قرار بگیرند. کروموزومهایی که دارای عدد برازندگی بالایی هستند، ممکن است چندین بار در مراحل تولید انتخاب شوند، در حالی که کروموزومهایی که برازندگی آنها کم میباشد، ممکن است هیچ گاه انتخاب نگردد [۱۵]. در مرحله بعد، عمل گر تقاطعی بر روی کروموزومهای والد عمل کرده و با ترکیب آنها، کروموزومهای جدیدی را تولید می‌کند. در عمل تقاطع، اطلاعات جدید معمولاً فقط بر اساس اطلاعات موجود در کروموزومهای فعلی استخراج میگردد. در مراحل بعد، عمل جهش بر روی کروموزومهای حاصل از عمل جابجایی انجام شده و با تغییر در بینه‌های این کروموزومها، راهی برای ورود اطلاعات جدید به وجود می‌آورد. همه افراد جمعیت جدید ورود مورد ارزیابی قرار میگیرند. چنانچه شرایط خاتمه الگوریتم فراهم باشد، الگوریتم پایان میپذیرد و در غیر این صورت جمعیت موجود به عنوان جمعیت اولیه برای مرحله بعد مورد استفاده قرار میگیرد. شرایط خاتمه الگوریتم ژنتیک می‌تواند توسط مسئله مشخص شود و یا شرایطی مانند زمان اجرای الگوریتم، تعداد محدودی تولید در انجام الگوریتم و یا تغییر نکردن بهترین جواب برای تعداد مشخصی از مراحل تولید باشد [۱۴]. فرآیند حل مسائل بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک در فلوچارت شکل ۲ آورده شده است.



شکل ۲. فلوچارت الگوریتم ژنتیک در بهینه سازی مسائل [۱۶]

Fig. 2. Flowchart of genetic algorithm in optimizing problems

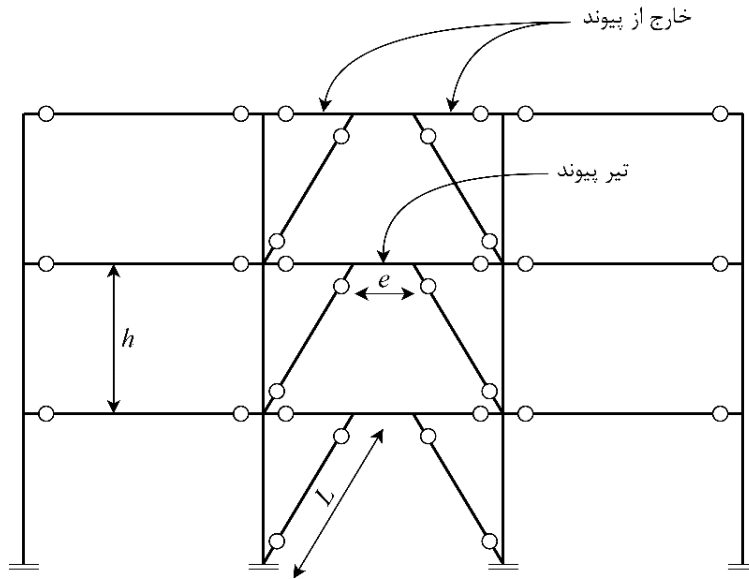
که n_c و n_d به ترتیب تعداد ستونها و تعداد مهاربندها در یک طبقه می باشد. همچنین I_c ممان اینرسی دوم ستونها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه بین مهاربند و تیر می باشد. طراحی قابها به صورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن حداقل مقاومت مورد نیاز، از کماتش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با این حال در راستای تولید سه حالت α (سختی ستونها)، طراحی اتصالات ستونها دو بار دیگر با افزایش مقطع اتصال مجدداً صورت پذیرفته است. این مقادیر برای مدلها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت می باشد. هر دو پارامتر λ و α با تغییر در ارتفاع قاب که در نتیجه ی تغییر تعداد طبقات حاصل می گردد، تغییر می کنند.

بر اساس اصول طراحی بر مبنای ظرفیت، مهاربندها، ستونها و تیرهای خارج از پیوندها می بایست به گونه ای طراحی شده تا اساساً الاستیک باقی

$$\lambda = \frac{l}{\pi.r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (1)$$

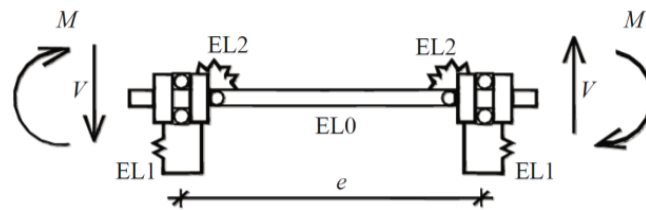
که در رابطه ی مزبور l طول مهاربند، I شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی، F_y تنش جاری شدن فولاد مصرفی و E مدول یانگ مصالح می باشد. اثر سختی ستونها در ضریبی تحت عنوان α آورده شده است که به صورت رابطه (۲) محاسبه می گردد [۱۹].

$$\alpha = \frac{n_c . I_c . L_d}{n_d . A_d . h^3 . \cos^2 \theta} \quad (2)$$



شکل ۳. نمای قاب‌های مورد استفاده در تحقیق

Fig. 3. Frames used in the research



شکل ۴. مدل سازی تیر پیوند [۲۱]

Fig. 4. Link beam modeling

المان متصل شده به یکدیگر است که در شکل ۴ نشان داده شده است. المان میانی (EL0) دارای طول تیر پیوند و لنگر خمشی برابر بوده که باعث می‌گردد تا پاسخ خمشی الاستیک در نظر گرفته شود. در این مدل‌سازی دو المان بدون طول (EL1 و EL2) وجود دارد. المان EL1 از پاسخ برشی الاستیک و غیرالاستیک تیر پیوند را در نظر می‌گیرد، همچنین المان EL2 پاسخهای غیرالاستیک خمشی قسمت انتهایی تیر پیوند را منظور مینماید. نقاط EL1 و EL2 دارای آزادی مستقل لازم جهت تغییر مکانهای انتقالی و دورانی میباشند [۲۱]. تیرها، ستونها، مهاربندها و تیرهای خارج از تیر پیوند با کمک المانهای الاستیک مدل شده تا به صورت الاستیک باقی بمانند. میرایی ریلی در آنالیزها در نظر گرفته شده است.

بمانند [۱۸ و ۲]. بنابراین، این اعضا باید از مقاومت کافی در برابر نیروهای متناسب با مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، از جمله سخت شدگی کرنشی برخوردار باشند [۲۰]. مهاربندها برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای متناسب با مقاومت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. طراحی تیرهای خارج از پیوند مشابه مهاربندها است.

در قابهای مهاربندی و اگر، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو و همکاران [۲۱] مدل شده است. این مدل اثر نیروی برشی و لنگر خمشی را بر رفتار غیرالاستیک تیرهای پیوند با طول کوتاه، متوسط و بلند شبیه سازی میکند. مدل تیر پیوند دارای پنج

جدول ۱. مقادیر γ_i هدف برای سطوح عملکردی IO، LS و CP [۲۳]

Table 1. Target values for performance levels of IO, LS and CP

سطح عملکرد	IO	LS	CP
زاویه چرخش خیمیری تیر پیوند (رادیان)	۰/۰۰۵	۰/۱۱	۰/۱۴

در رابطه (۳) e ، h و L نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند می باشد. ضریب مقیاس مناسب به ازای سطوح عملکردی مختلف با استفاده از روش بیزین محاسبه می شود. این روند به ازای یک شتاب نگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس فلوچارت شکل (۵) صورت می پذیرد [۲۴].

بر این اساس، ضرایب مقیاسی که در شتاب نگاشتها ضرب می گردد، اعدادی بین ۰/۱ تا ۸ خواهد بود. این ضریب، در عدهای بالاتر از این مقدار و مخصوصاً اعداد بالاتر از ۱۰، مورد انتقاد جدی محققین است [۲۵ و ۲۶]. بدین ترتیب از آنجایی که در برخی از مدل‌های تحقیقی با اعمال ضرایب مقیاس نزدیک به باند بالا (یعنی ۸)، مقادیر هدف تامین نگردید، این دادهها از بانک داده به دست آمده حذف گردید. این غریبالگری نهایتاً باعث گردید تا از بین ۱۲۹۶۰ داده‌ی خالص بانک از تعداد ۱۰۰۴۸ داده استفاده گردد. به ازای هر کدام از داده‌های موجود در بانک، مقادیر تغییر مکان حداکثر بام، $u_{r,max}$ ، دریفت بین طبقه ای، IDR_{max} ، محاسبه و برداشت شده است.

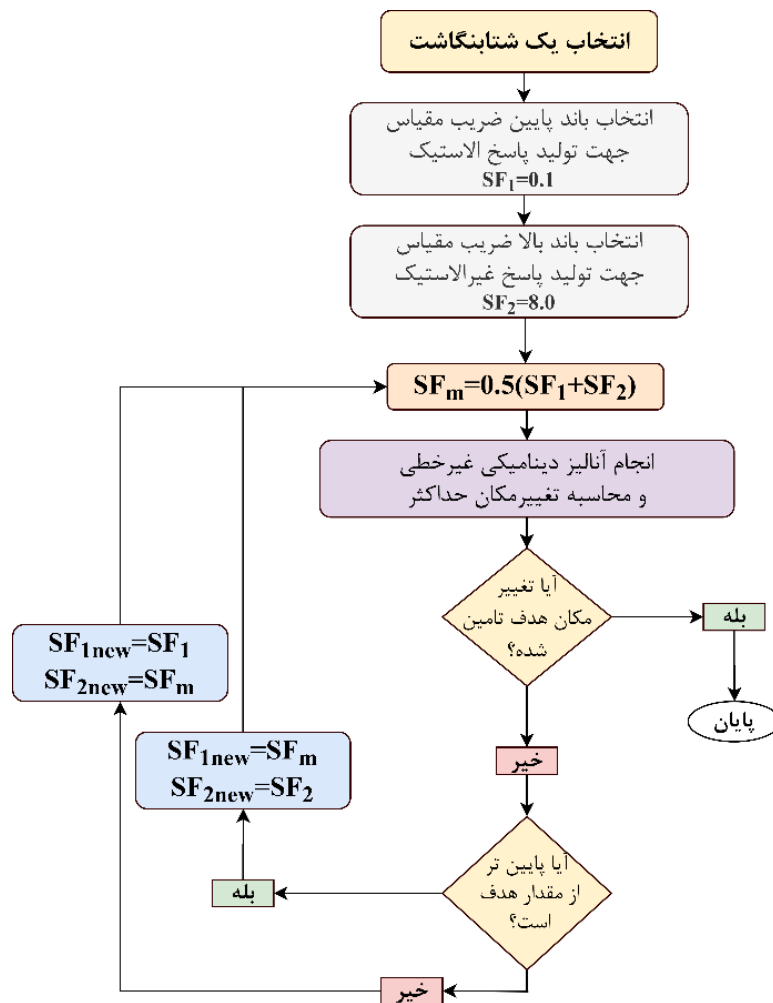
۳-۲- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحقیق

در یک دسته‌بندی، نگاشتهای نزدیک گسل را بر اساس قضاوت مهندسی از زلزله‌های دور از گسل تمیز می‌دهند. به‌خصوص چنانچه نگاشت سرعت زلزله در دسترس باشد، تشخیص آن به مراتب ساده‌تر است. یکی دیگر از معیارهای تشخیص زلزله نزدیک گسل، فاصله سایت تا منبع لرزه‌ای است. معمولاً در زلزله‌های نزدیک گسل فواصل ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر را به عنوان نزدیک گسل تعریف می‌گردد [۲۷]. بر اساس مطالعات انجام گرفته توسط بیکر تعریف کلی برای تشخیص زلزله نزدیک گسل ارائه شده است. بر اساس این تعریف سه ویژگی می‌بایست به طور همزمان در نظر گرفته

بدین ترتیب یک خانواده ی بانک داده ی پایه ی مدلها به میزان $6(162) = (\xi) \times 3(\lambda) \times 3(\alpha) \times n_3$ عضو تولید می گردد. در ادامه کلیه آنالیزهای تاریخچه زمانی به کمک نرم افزار OpenSEES [۲۲] به روی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ۴ سطح عملکردی مورد انتظار، و ۲۰ رکورد نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده تکرار می گردد. در نتیجه پاسخهای نهایی آنالیزهای صورت گرفته $12960 = 20 \times 4 \times 162$ خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آنها صحبت خواهد شد. برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز تاریخچه زمانی بر پایه ی قالب جدیدی از آنالیز افزاینده IDA صورت گرفته است. در این راستا یک قاب منحصر به فرد، با ضرب شتابنگاشت در یک ضریب SF مرتباً و تکراراً تحت تاثیر یک شتابنگاشت واحد، قرار گرفته است. در هر تکرار، حداکثر تغییر مکان نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر صورت گرفته در قاب با اعداد پیش فرض استاندارد ASCE41-13 [۲۳] مورد مقایسه قرار میگیرد. عملیات تکرار آنالیز تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه یافته و پس از آن متوقف می گردد. برای هر کدام از قابها، جهت در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش تعریف شده است که اولین سطح عملکرد مربوط است به اولین تسلیم در تیر پیوند. سایر سطوح عملکردی متناظر با زاویه چرخش خیمیری تیر پیوند برگرفته از استاندارد ASCE41-13 در جدول ۱ نمایش داده شده است.

از طرفی رابطه ی بین زاویه چرخش خیمیری γ_i و تغییر مکان نسبی طبقه یا Δ_i در قاب‌های مهاربندی واگرا، از رابطه (۳) قابل محاسبه می باشد [۲۳].

$$\Delta_i = \frac{\gamma_i \cdot e \cdot h}{L} \quad (3)$$



شکل ۵. فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس

Fig. 5. Flowchart of changing the scale factor

پالس‌های نزدیک گسل، زمان تناوب پالس سرعت است. برای تشخیص زمان تناوب پالس روش‌های مختلفی توسط محققین مختلف انجام گرفته است. دسته‌ای از کارهای انجام شده مؤید این موضوع است که پریود غالب پالس را می‌توان از طریق مشاهده نداشت سرعت محاسبه نمود. به این ترتیب که فاصله زمانی بین اولین نقطه برخورد نداشت سرعت تا دومین نقطه هم‌فاز آن را پریود غالب پالس نام‌گذاری می‌کنند. اشکال عمده این روش این است که ممکن است با خطا همراه باشد. دسته دیگر از محققین معتقدند که برای محاسبه پریود غالب پالس می‌توان طیف پاسخ سرعت را

شوند تا به یک زلزله لفظ نزدیک گسل اختصاص یابد [۲۷]. این معیارها عبارت‌اند از:

- شاخص پالس از ۰/۸۵ بیشتر باشد.
 - پالس در لحظات اولیه سرعت نداشت شکل گیرد.
 - PGV^1 رکورد زلزله بیشتر از ۳۰ متر بر ثانیه باشد.
- بر این اساس، وی ۹۱ رکورد نزدیک گسل را با توجه به سه معیار بالا تعریف نمود. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف شده در خصوص

1 . Peak Ground Velocity

در نظر گرفته شده است. نتایج طراحی قابها در جدول (۳) نمایش داده شده است. مقاطع مورد اشاره در این جدول برای تیر و ستونها از نوع W-type میباشند. بدین منظور، به طور نمونه منظور از عبارت $3(14 \times 30) + 3(14 \times 38)$ این است که برای سه طبقه پایین و بالا به ترتیب از مقاطع $W14 \times 38$ و $W14 \times 30$ استفاده شده است. همچنین برای کلیه ی مهاربندها از مقاطع HSS استفاده شده است. از قاب مورد مطالعه، با استفاده از نرم افزار OpenSEES، تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله ی مشخص، مورد آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته است. رفتار غیرخطی تیر پیوند بر اساس مطالعه بوسکو و همکاران [۲۱] مدلسازی شده است. به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ASCE 41-13 [۲۳] با استفاده از نوعی آنالیز IDA محاسبه شده است. در نهایت، میانه ی حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم افزار OpenSEES در شکل ۶ نمایش داده شده است.

۴- استفاده از الگوریتم ژنتیک در تولید رابطه ی تجربی جدید

بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس و همکاران [۱۹] رابطه ی محاسبه ی ضریب رفتار، R ، برای سازه های مهاربندی همگرای فولادی، به صورت رابطه (۴) می باشد:

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (4)$$

که در آن $n_s, \lambda, \alpha, T_p$ مشخصات هندسی قاب بوده که بیشتر معرفی شده اند و μ_R شکل پذیری کلی بام می باشد. پس از آزمونهای مکرر رابطه ی فوق برای قابهای با مهاربندی واگرا به صورت زیر بازنویسی می گردد.

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \quad (5)$$

شکل پذیری کلی بام، μ_R ، از تقسیم تغییر مکان غیر الاستیک بام، Δ_i ، بر تغییر مکان تسلیم سازه، Δ_y ، به دست می آید که به ترتیب از آنالیز غیر خطی تاریخچه زمانی و آنالیز پوشاؤر به دست می آیند. دقت رابطه (۵) به ثابت های p_1 تا p_7 وابسته است. این ضرایب می بایست طوری تعیین گردد که اختلاف بین R محاسباتی ($R_{predicted}$) و R واقعی (R_{real}) به حداقل

استخراج نموده و هرکجا بیشینه طیف پاسخ سرعت اتفاق افتاده است، آن نقطه متناظر با پریرود پالس است.

بیکر^۱ (۲۰۰۷) در مطالعه خود پیشنهاد نمود که ابتدا نگاشت شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه ای از نگاشتهای تجزیه شده تبدیل گردد. آن گاه شتاب نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به عنوان شتاب نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آن گاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان دهنده پریرود غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که پریرود پالس محاسبه شده از روش پیشنهادی وی به مراتب به مقدار مشاهده شده در نگاشت سرعت نزدیک است [۲۷]. بدین منظور تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تاثیر ۲۰ شتاب نگاشت جدول (۲) با خصوصیات زلزله های نزدیک گسل پالسونگه قرار گرفته و آنالیز میگردد.

۳-۳- صحت سنجی مدل سازی

صحت سنجی مدل سازی یکی از مهم ترین و اساسی ترین گام های هر مطالعه محسوب می شود. این موضوع برای مطالعات تحلیلی و پژوهش هایی که نیازمند بانک داده گسترده ای می باشند، بیش از پیش بر اهمیت جلوه می نماید. پر واضح است که اگر فرضیات مدل سازی و سرهم بندی مدل های تحلیلی دارای خطا باشند، نتایج مورد استفاده در بسط و توسعه یافته های تجربی نیز غیر صحیح خواهند بود؛ بنابراین در این مطالعه و به منظور صحت سنجی، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه ی فخرالدینی و همکاران [۲۰] تولید و توسعه داده شده است. شکل این قاب به طور شماتیک مشابه آنچه در شکل ۳ نمایش داده شده می باشد. ارتفاع طبقات و طول دهانه ها به ترتیب ۱۴۴ و ۳۶۰ اینچ است. همچنین با در نظر گرفتن L به عنوان طول تیر، سه مقدار مختلف برای ضریب a به میزان $0/1$ ، $0/3$ و $0/5$ جهت ضرب در کل طول تیر انتخاب شده است. مقادیر حاصله نماینده رفتارهای کنترل برشی، برشی خمشی و خمشی برای تیر پیوند میباشد [۲۸-۳۰]. برای مقادیر کمتر از 26 Mp/Vp ، رفتار تیر پیوند برشی، برای مقادیر بالاتر از 26 Mp/Vp ، رفتار خمشی، و برای مقادیر بینابینی، رفتار به صورت کنترل برشی-خمشی منظور میگردد [۳۱]. تمامی قابها دارای سه دهانه و اتصال تیر به ستون ساده میباشند. بار گسترده ی مرده و زنده به ترتیب 0.12 kips/in و 0.06 kips/in و جرم لرزه ای طبقات 206 kips منظور شده است. فولاد مصرفی جهت طراحی کلیه ی المانها، A۹۹۲ با تنش جاری شدن 50 ksi

جدول ۲. مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده

Table 2. Specifications of 20 earthquakes near faults with forward directivity effects

مشخصات زلزله			نام ایستگاه	سال	نام زلزله	شماره رکورد
R ^c (km)	Mw ^b	PGA ^a (g)				
۷/۳۱	۶/۵۳	۰/۱۷۹۷۲۱	EC County Center FF	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۱
۰/۵۶	۶/۵۳	۰/۴۶۲۳۹۴	El Centro Array #7	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۲
۳/۸۶	۶/۵۳	۰/۴۶۷۹۶۶	El Centro Array #8	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۳
۵/۰۹	۶/۵۳	۰/۴۱۷۲۲۹	El Centro Differential Array	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۴
۰/۵۳	۶/۱۹	۰/۸۱۳۹۷۱	Coyote Lake Dam (SW Abut)	۱۹۸۴	Morgan Hill	۵
۳/۸۸	۶/۹۳	۰/۹۴۳۹۳۵	LGPC	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶
۲/۱۹	۷/۲۸	۰/۷۰۴۱۷۴	Lucerne	۱۹۹۲	Landers	۷
۲۳/۶۲	۷/۲۸	۰/۲۳۵۷۸۲	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	Landers	۸
۵/۴۳	۶/۶۹	۰/۵۱۷۸۱۴	Jensen Filter Plant	۱۹۹۴	Northridge-01	۹
۵/۹۲	۶/۶۹	۰/۷۲۳۵۹۷	Newhall - Fire Sta	۱۹۹۴	Northridge-01	۱۰
۶/۵۰	۶/۶۹	۰/۸۶۹۸۰۶	Rinaldi Receiving Sta	۱۹۹۴	Northridge-01	۱۱
۵/۳۵	۶/۶۹	۰/۵۹۴۲۹۴	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	Northridge-01	۱۲
۵/۱۹	۶/۶۹	۰/۸۲۸۴۷۲	Sylmar - Converter Sta East	۱۹۹۴	Northridge-01	۱۳
۵/۳۰	۶/۶۹	۰/۷۳۲۶۰۶	Sylmar - Olive View Med FF	۱۹۹۴	Northridge-01	۱۴
۰/۹۶	۶/۹۰	۰/۸۵۴۲۶۲	KJMA	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۵
۰/۲۷	۶/۹۰	۰/۶۴۵۲۳۲	Takarazuka	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۶
۱۰/۹۲	۷/۵۱	۰/۲۴۱۳۳۳	Gebze	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۷
۳/۷۸	۷/۶۲	۰/۲۸۶۲۱۷	TCU049	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۸
۵/۹۷	۷/۶۲	۰/۲۲۴۴۸۸	TCU053	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
۰/۳۲	۷/۶۲	۰/۵۶۴۴۷۷	TCU068	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰

a) Peak Ground Acceleration, b) Moment Magnitude, c) Closest distance from the recording site to the ruptured area

جدول ۳. امقاطع المان های قاب های ۶ طبقه فخرالدینی و همکاران [۲۰]

Table 3. 6-story frame sections of Fakhreddini et al

نسبت طول تیر پیوند $a=e/L$	ستون های کناری *	ستون های میانی *	تیر پیوند *	تیرهای خارج پیوند *	مهاربند **
۰/۱	3(14×38)+ 3(14×38)	3(14×311)+ 3(14×132)	2(14×53)+3(14×48)	14×109	5(6×1/2)+6×1/4
۰/۳	3(14×38)+ 3(14×30)	3(14×311)+ +3(14×132)	4(14×68)+2(14×48)	14×109	3(6×1/2)+3(6×1/4)
۰/۵	3(14×38)+ 3(14×30)	3(14×426)+ 3(14×176)	2(14×132)+ 4(14×68)	14×109	4(6×1/2)+2(6×1/4)

** این مقاطع W-type می باشند. *** این مقاطع HSS-type می باشند.

الگوریتم تعریف شده اند. همچنین یک تابع ترکیبی جهت پیدا کردن کمینه ی تابع برای کلیه ی پارامترها مورد استفاده قرار گرفته شده است. به این فرآیند بهینه سازی غیر خطی نیز اطلاق می شود. بدین منظور از نرم افزار Matlab استفاده شده و الگوریتم ژنتیک با تکرار فرآیند، نقطه ی کمینه ی خطا را برای کلیه ی ضرایب به دست می آورد. همچنین پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک جهت تخمین R در جدول (۵) معرفی شده است. پس از اتمام محاسبات، مقادیر R به دست آمده برای آزمون و سنجش داده ها توسط رابطه ی MSE مورد استفاده قرار گرفت. پس از تکرار الگوریتم، ضرایب مشخص گردید. نتایج نهایی در جدول (۶) نشان داده شده است. به علاوه نمودار همگرایی الگوریتم نیز که نشان دهنده ی نیل به پاسخ بهینه می باشد در شکل ۷ نمایش داده شده است.

شکل ۸ مقادیر پیشنهادی و واقعی R را در داده های آموزش نشان داده که مؤید تطابق خوب بین مقادیر پیشنهادی و واقعی است. در این شکل محور افقی نمایانگر تعداد داده های مورد استفاده و محور قائم، مقادیر هر کدام از داده ها می باشد. در شکل ۸ مقادیر واقعی R که از محاسبات حاصل از بانک اطلاعاتی به دست آمده با عبارت real و مقادیری که از تخمین الگوریتم برای آموزش داده ها مورد بررسی قرار گرفته است با عنوان predicted نشان داده شده است. این مقادیر شامل ۷۵ درصد از مجموع کل داده ها یعنی ۷۵۳۳ داده می باشد که تحت عنوان داده های آموزش مورد استفاده قرار گرفته اند.

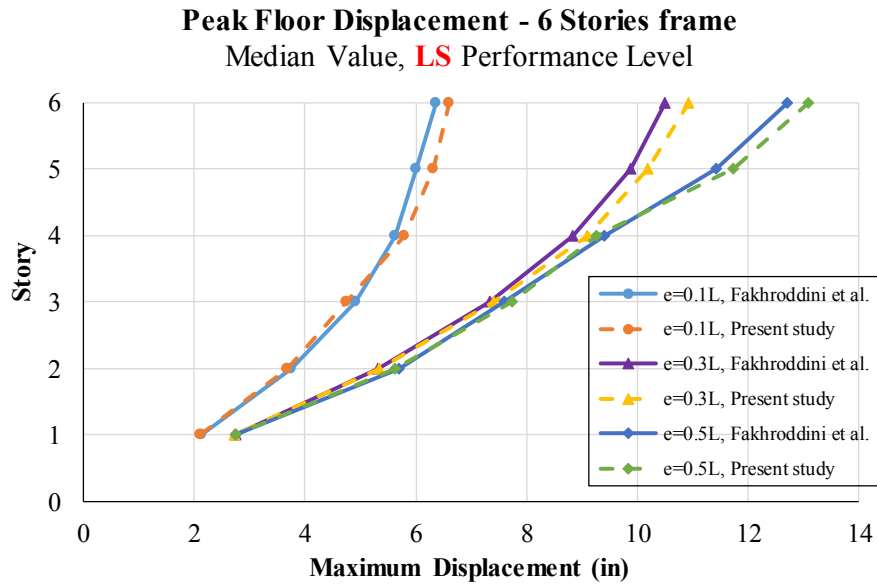
برسد. بدین منظور الگوریتم ژنتیک به کار گرفته شد. این الگوریتم یکی از تکنیک های هوش مصنوعی بسیار قوی بوده که برای حل مسائل بهینه سازی خطی و غیرخطی مورد استفاده قرار می گیرد. الگوریتم تابع برازش را کمینه می کند. این تابع، جهت تخمین ثابت های p_1 تا p_7 به صورت رابطه (۶) تعریف می گردد.

Fitness Function = Mean Squared Error (MSE)

$$= \sum_{i=1}^n [R_{real} - R_{predicted}]^2 / (n - p) \quad (6)$$

$$= \sum_{i=1}^n [R_{real} - (1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7})]^2 / (n - p)$$

در رابطه (۶)، n تعداد مقادیر داده و p مقادیر درجه آزادی مرتبط با داده ها است، در نتیجه n-p، نمایندگی درجه آزادی رابطه می باشد. برای تخمین ضرایب، داده های مورد آزمایش در الگوریتم ژنتیک، ۱۰۰۴۸ انتخاب شدند. در جدول (۴) تعداد داده های مورد بررسی، رنج داده های مورد استفاده در الگوریتم مورد بحث و میانگین هر کدام نشان داده شده است. مقادیر مورد اشاره به تفکیک داده های آموزش و آزمون الگوریتم ارائه شده است. در این جدول متغیرهای وابسته ی تحقیق، که پیش تر معرفی شده اند، به عنوان پارامترهای ورودی معرفی شده اند. مقدار بهینه ی پارامترهای الگوریتم ژنتیک، می تواند با رسم مقادیر تابع برازش در مقابل مقادیر واقعی به دست آید. ضرایب p_1 تا p_7 به عنوان بردارهایی در راستای انگیزش کارایی



شکل ۶. صحت سنجی مدل ساخته شده تحقیق حاضر با مطالعه فخرالدینی و همکاران [۲۰]

Fig. 6. Verification of the model made by the present study with the study of Fakhreddini et al

جدول ۴. تعداد، رنج و میانگین داده های مورد استفاده در الگوریتم

Table 4. Number, range and average of data used in the algorithm

میانگین داده‌ها		رنج داده‌ها		تعداد داده‌ها		پارامتر ورودی
داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	
۱۱/۸۷۰۲۷	۱۱/۸۷۰۸۹	۳-۲۰	۳-۲۰	۲۵۱۵	۷۵۳۳	n_s
۰/۳۴۵۷۰۲	۰/۳۴۵۶۰۱	۰/۵-۰/۲	۰/۵-۰/۲	۲۵۱۵	۷۵۳۳	ξ
۰/۳۹۴۳۸	۰/۳۹۴۳۲۲	-۰/۲۲۱۳۵ ۰/۸۲۷۲۹	-۰/۲۲۱۳۵ ۰/۸۲۷۲۹	۲۵۱۵	۷۵۳۳	λ
۰/۰۱۵۲۳۵	۰/۰۱۵۲۳۳	-۰/۰۰۳۶۲۰۸ ۰/۰۶۱۲۲	-۰/۰۰۳۶۲۰۸ ۰/۰۶۱۲۲	۲۵۱۵	۷۵۳۳	α
۵/۰۲۹۶۱۶	۵/۰۰۷۵۴۹	۱۲/۰-۰/۹۵۲	۱۲/۰-۰/۹۵۲	۲۵۱۵	۷۵۳۳	T_p
۵/۰۲۴۲۰۱	۴/۶۳۵۳۶	۱۶/۰-۰/۵۹۹۰۶	۱۶/۰-۰/۳۵۹۰۸	۲۵۱۵	۷۵۳۳	μ_R
۳/۲۳۶۱۹۴	۳/۰۳۷۴۶	۱-۱۶	۱-۱۶	۲۵۱۵	۷۵۳۳	R

جدول ۵. پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک جهت تخمین R

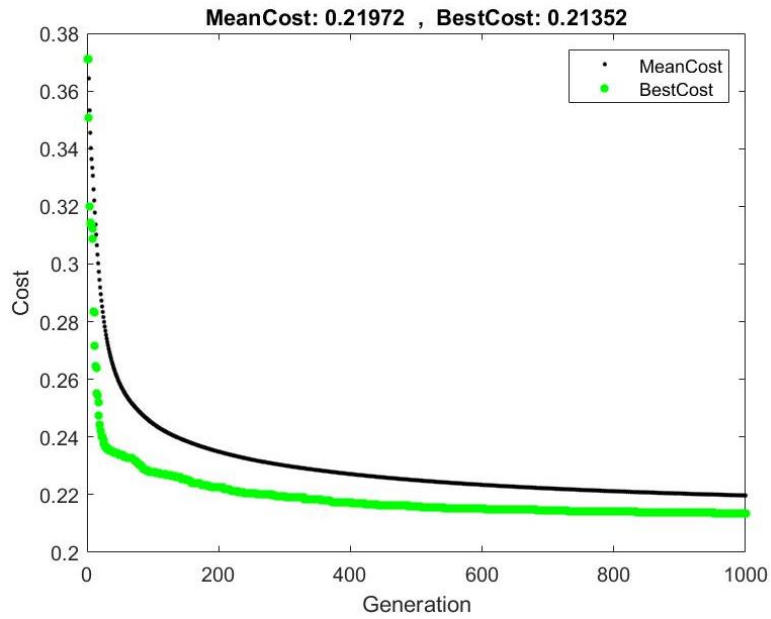
Table 5. Parameters used in the genetic algorithm to estimate R

مشخصات	پارامتر الگوریتم ژنتیک
Population type: double vector; population size: 55; initial range: [0;1]	Population
Scaling function: rank	Fitness scaling
Selection function: roulette	Selection
Elite count: 3; crossover fraction: 0.85	Reproduction
Mutation function: Gussian; shrink value: 1; scale: 0.1	Mutation
Crossover function: scattered	Crossover
Direction: forward; fraction: 0.8; interval: 40	Migration
Hybrid function: <i>fminsearch</i>	Hybrid function
Initial penalty: 100; penalty factor: 980	Algorithm setting
Generation: 1000; time limit: inf; fitness limit: inf; stall generation: 1000; stall time limit: inf	Stopping criteria

جدول ۶. ضرایب رابطه (۵) از نتایج الگوریتم ژنتیک

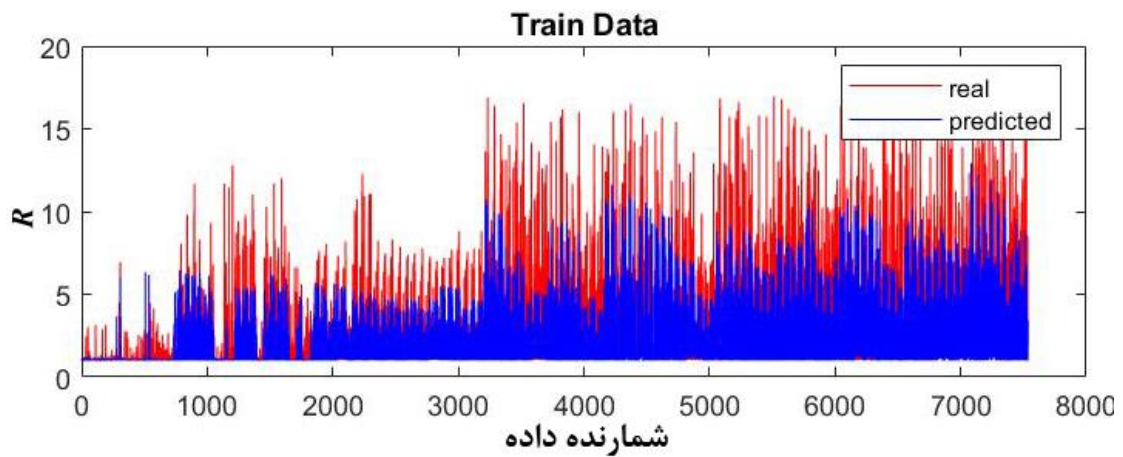
Table 6. Coefficients of relationship (5) based on the results of the genetic algorithm

ثابت رابطه	$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7}$
p_1	۰/۵۶۱۳۴
p_2	۱/۳۹۶۸
p_3	۰/۳۷۸۸۷
p_4	-۰/۵۶۶۲۶
p_5	۰/۱۴۵۳۲
p_6	-۰/۴۴۷۴۱
p_7	-۰/۱۳۰۸۹



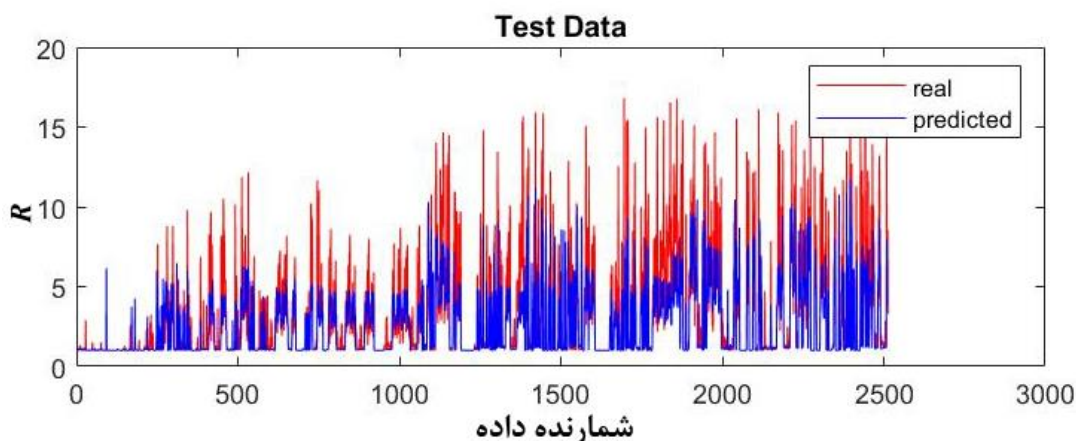
شکل ۷. نمودار همگرایی الگوریتم ژنتیک

Fig. 7. Convergence diagram of the genetic algorithm



شکل ۸. مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آموزشی

Fig. 8. Predicted and real R values in training data



شکل ۹. مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آزمون

Fig. 9. Predicted and real R values in testing data

۴-۱- اعتبارسنجی همبستگی

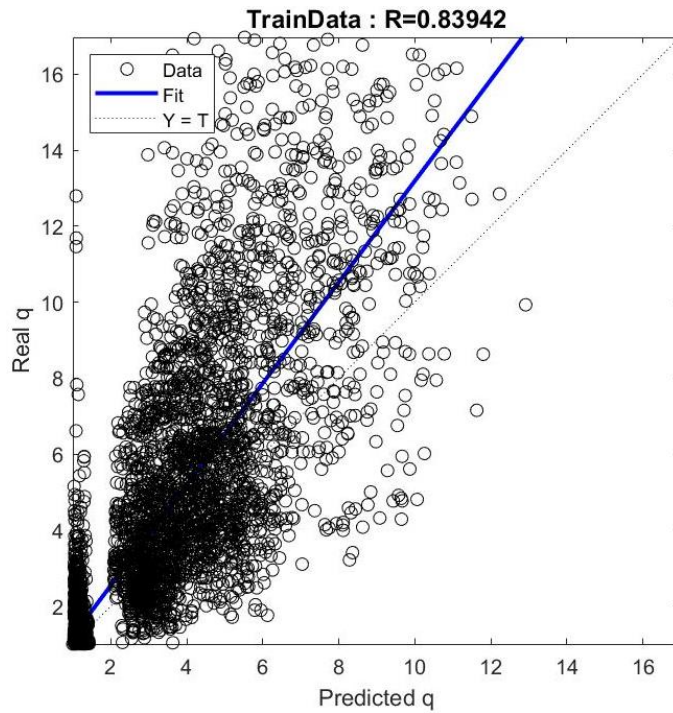
جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی، فرمولاسیون به دست آمده به وسیله ی ۲۵۱۵ دیتای آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. این تعداد به طور اتفاقی از مجموعه کل داده های بانک داده استخراج شده و جهت تست روابط پیشنهادی به روی آنها مورد استفاده قرار گرفته اند. شکل ۹ مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده های آزمون را نمایش می دهد. در شکل ۹ نیز مقادیر واقعی R که از محاسبات حاصل از بانک اطلاعاتی به دست آمده با عبارت real و مقادیری که از تخمین الگوریتم برای آزمون داده ها مورد بررسی قرار گرفته است با عنوان predicted نشان داده شده است. این مقادیر شامل ۲۵ درصد از مجموع کل داده ها یعنی ۲۵۱۵ داده می باشد که تحت عنوان داده های آزمون مورد استفاده قرار گرفته اند. همچنین همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی R بر اساس داده های آموزش و آزمون در شکل های ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.

۵- استفاده از روابط پیشنهادی: حل مثال عددی

در این قسمت از تحقیق در نظر است تا قابلیت و توانمندی رابطه تخمینی در پیش بینی پارامترهای تقاضای لرزه ای (SDPs) که در زمره قاب‌های

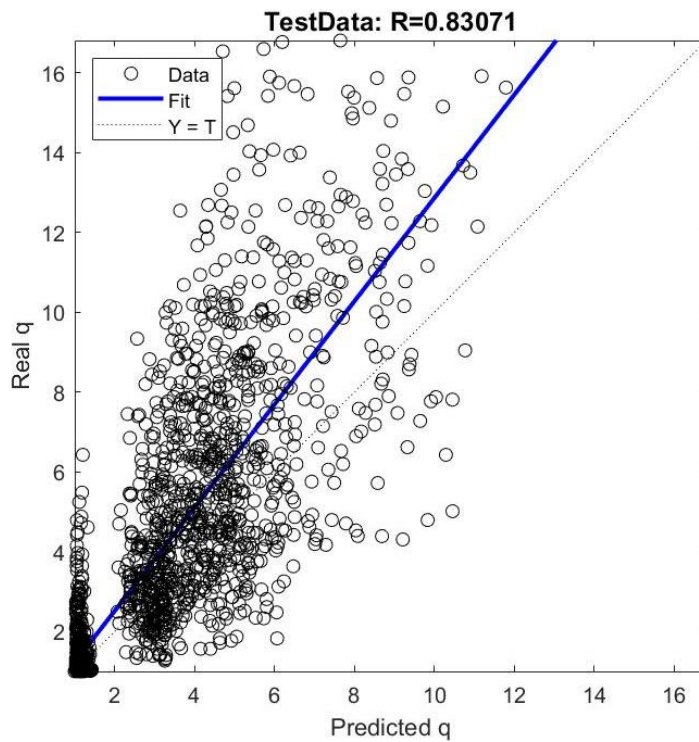
این مطالعه نیست، ارزیابی گردد. بدین منظور یک سازه ۵ طبقه دارای پلان مربع به ابعاد ۱۲ در ۱۲ متر مربع، که در هر محور شامل ۳ دهانه، هر کدام به طول ۴ متر بوده است در نظر گرفته میشود. ارتفاع طبقات برابر ۳/۲۰ متر و سختی ارتفاعی به طور منظم در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب ارتفاع کل سازه $5 \times 3/20 = 16$ متر خواهد شد. سیستم قاب پیرامونی سازه از نوع قاب ساده فولادی همراه با مهاربندی واگرا است که وظیفه تحمل تمام بار جانبی را بر عهده دارد. برای ستون‌ها و تیرها از مقطع فولادی با تنش تسلیم ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده شده است. بارهای واردهی سطحی مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن عرض باربری ۴ متری، بار خطی مرده و زندهی وارد بر قابهای پیرامونی به ترتیب ۱۰۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد. شتاب نگاشت طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ با PGA برابر با $g/3.0$ و خاک نوع ۲ در نظر گرفته شده است. با استناد به ضرایب مشارکت بار زنده ی لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش ۴، ترکیب بار لرزه‌ای $D+0.2L$ جهت محاسبه بار لرزه ای قاب مورد استفاده قرار گرفته شده است.

سازهی مزبور به روش LRFD با استفاده از نرم افزار ETABS2016 طراحی شده است. بدین منظور به استناد استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار $R=7$ انتخاب شده است. مقاطع ستونها، تیرها و مهاربندهای واگرا به ترتیب



شکل ۱۰. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی R بر اساس داده های آموزش

Fig. 10. Correlation between predicted and real R values based on training data



شکل ۱۱. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی R بر اساس داده های آزمون

Fig. 11. Correlation between predicted and real R values based on testing data

بدین ترتیب حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = \mu_R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 2.8802 \times 0.0452 = 0.1301m \quad (13)$$

از طرفی، با استفاده از آنالیز غیر خطی تاریخچه زمانی تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده مندرج در جدول ۲ و میانگین گیری از نتایج آنالیزها میتوان مقادیر متناظر را به دست آورد:

$$u_{r, max}^{NTHA} = 0.13854m \quad (14)$$

با مقایسه ی مقادیر مندرج در روابط (۱۳) و (۱۴) یعنی مقادیر حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک بام که نهایتاً با استفاده از رابطه ی پیشنهادی به دست آمده (۰/۱۳۰۱) و پاسخ حاصل از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی (۰/۱۳۸۵۴) ، درصد اختلاف، حدود ۶ درصد محاسبه می گردد که انطباق و اثرگذاری بسیار خوبی بین روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی را نشان می دهد.

۶- نتیجه گیری

نتیجتاً پس از مطالعه تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی بانک داده گسترده‌ای تهیه گردید. برای استخراج رابطه از الگوریتم ژنتیک، که یکی از قدرتمندترین تکنیک‌های هوش مصنوعی در بهینه سازی است، برای توسعه همبستگی استفاده شده است. به نحویکه به کمک روابط ساده پیشنهاد شده، بتوان تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده به دست آورد. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی رابطه ی پیشنهادی در تطبیق آن‌ها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار می‌باشند. رابطه تجربی جدید، برای پیش بینی ضریب رفتار R برای قاب‌های فولادی EBF در زلزله های حوزه نزدیک به گسل ارائه شده است. رابطه ی پیشنهادی، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مهباندها، سختی ستونها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد مورد نظر طراح و شکل پذیری بام می باشد. بدین ترتیب به جای استفاده از یک ضریب رفتار ثابت، طراح می‌تواند متناظر با

HEB۲۴۰، IPE۳۰۰ و D۱۹۳.۷x۵ بدست آمده است.

حداکثر تغییر مکان بام و حداکثر نسبت دررفت بین طبقه ای، تحت طیف کاهش یافته (تقسیم شده بر ضریب رفتار R)، به ترتیب ۰/۰۴۵۲ و ۰/۰۰۱۹ متر می باشد. بنابراین تغییر مکان حداکثر غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 7 \times 0.0452 = 0.3164m \quad (7)$$

همچنین حداکثر نسبت دررفت بین طبقه ای غیرالاستیک برابر است با:

$$IDR_{max}^{in.el.} = q \times IDR_{max}^{el.} = 7 \times 0.0019 = 0.0133 \quad (8)$$

مقادیر هندسی مشخصات قاب مورد مطالعه نیز از روابطی که پیشتر معرفی گردید محاسبه میگردد. بدین ترتیب ضریب لاغری مهباندها برابر است با:

$$\lambda = \frac{l}{\pi.r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.9689 \quad (9)$$

و اثر سختی ستونها به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$\alpha = \frac{n_c I_c L_d}{n_d A_d h^3 \cos^2 \theta} = 0.0299 \quad (10)$$

پریود مود اول قاب، T، نیز بر اساس رابطه تجربی مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ برابر است با:

$$T = 0.64s \quad (11)$$

با در دست داشتن پارامترهای هندسی فوق الذکر، و با استفاده از رابطه ی مندرج در جدول ۶، شکل پذیری حداکثر بام به دست می آید. بدین ترتیب:

$$\mu_R = 2.8802 \quad (12)$$

- [7] H. Krawinkler, J. Anderson, V. Bertero, W. Holmes, and C. Theil Jr, "Steel buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. S1, pp. 25-47, 1996.
- [8] N. Makris and C. J. Black, "Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, no. 9, pp. 1019-1031, 2004.
- [9] M. Gerami and D. Abdollahzadeh, "Local and global effects of forward directivity," *Građevinar*, vol. 65, no. 11., pp. 971-985, 2013.
- [10] A. Mashayekhi, M. Gerami, and N. Siahpolo, "Assessment of Higher Modes Effects on Steel Moment Resisting Structures under Near-Fault Earthquakes with Forward Directivity Effect Along Strike-Parallel and Strike-Normal Components," *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, no. 5, pp. 1543-1559, 2019.
- [11] M.-B. Prendes-Gero, A. Bello-García, J.-J. del Coz-Díaz, F.-J. Suárez-Domínguez, and P.-J. G. Nieto, "Optimization of steel structures with one genetic algorithm according to three international building codes," *Revista de la Construcción. Journal of Construction*, vol. 17, no. 1, pp. 47-59, 2018.
- [12] A. Ede, O. Oshokoya, J. Oluwafemi, S. Oyebisi, and O. Olofinnade, "STRUCTURAL ANALYSIS OF A GENETIC ALGORITHM OPTIMIZED STEEL TRUSS STRUCTURE ACCORDING TO BS 5950," *International Journal of Civil Engineering and Technology*, vol. 9, no. 8, pp. 358-364, 2018.
- [13] M. Asadbeyg, *Genetic Algorithm* (no. 1st). Tehran: Asad publication (in Persian), 2019.
- [14] P. L. Iglesias, D. Mora, F. J. Martinez, and V. S. Fuertes, "Study of sensitivity of the parameters of a genetic algorithm for design of water distribution networks," *Journal of Urban and Environmental Engineering*, vol. 1, no. 2, pp. 61-69, 2007.
- [15] J. H. Holland, *Adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence*. MIT press, 1992.

سطح عملکرد مد نظر، به کمک رابطه پیشنهادی ضریب رفتار را محاسبه و در فرآینده طراحی بر مبنای نیرو از آن استفاده نماید. برای ارزیابی صحت رابطه، میانگین مربعات خطا و ضریب همبستگی، بین مقادیر پیشنهادی و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون محاسبه شد. ضریب همبستگی در داده‌های آزمون الگوریتم ژنتیک برابر با 0.83071 بوده است. در نهایت برای سنجش توانمندی رابطه پیشنهادی در تخمین بیشینه تغییر مکان غیرخطی سازه، یک ساختمان فولادی ۵ طبقه به روش نیرو برای ضریب رفتار 7 (پیشنهادی استاندارد 2800 و برایش 4 برای قاب‌های مهاربندی شده و اگر) طراحی و به کمک تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در برابر شتاب‌نگاشت‌های مقاله حاضر تحلیل گردید. سپس به کمک رابطه بین شکل پذیری بام و ضریب رفتار، شکل پذیری بام محاسبه و متناظر با آن بیشینه تغییر مکان غیرخطی بام مورد نظر محاسبه گردید. در ادامه متوسط تغییر مکان غیر خطی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی با مقدار بیشینه تغییر مکان غیر خطی بام تخمین زده شده به کمک روابط پیشنهادی این مقاله مقایسه گردید. نتایج نشان دهنده توانمندی رابطه پیشنهادی این مقاله در محاسبه بیشینه تغییر مکان غیر خطی بام است.

منابع

- [1] B. Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," *Part*, vol. 1, pp. 1998-1, 2005.
- [2] *Iranian national building code: Design and construction of steel structures-division 10*, H. a. U. D. R. C. Road, Tehran, Iran, 2014.
- [3] A. T. Council, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA Region II, 2005.
- [4] P. R. Santa-Ana and E. Miranda, "Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems," in *Proceedings of the 12th world conference on Earthquake Engineering*, 2000, vol. 1446: Auckland, New Zealand.
- [5] H. Krawinkler and M. Rahnama, "Effects of soft soils on design spectra," in *10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992, vol. 10, pp. 5841-5846.
- [6] J. F. Hall, T. H. Heaton, M. W. Halling, and D. J. Wald, "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings," *Earthquake spectra*, vol. 11, no. 4, pp. 569-605, 1995.

- seismic design method to 3D steel moment-resisting frame buildings,” *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 486-504, 2017.
- [25] F. De Luca, I. Iervolino, and E. Cosenza, “Un-scaled, scaled, adjusted and artificial spectral matching accelerograms: displacement-and energy-based assessment,” *Proceedings of XIII ANIDIS, “L’ingegneria Sismica in Italia”*, Bologna, Italy, 2009.
- [26] J. Hancock, “The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment,” Imperial College London (University of London), 2006.
- [27] J. W. Baker, “Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis,” *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 97, no. 5, pp. 1486-1501, 2007.
- [28] M. Bosco and P. Rossi, “Seismic behaviour of eccentrically braced frames,” *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, pp. 664-674, 2009.
- [29] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, “Design overstrength of steel eccentrically braced frames,” *International Journal of Steel Structures*, vol. 13, no. 3, pp. 529-545, 2013.
- [30] P. Rossi and A. Lombardo, “Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames,” *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 11, pp. 1529-1545, 2007.
- [31] A. Committee, “Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10),” *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*, 2010.
- [16] M. N. Ab Wahab, S. Nefti-Meziani, and A. Atyabi, “A comprehensive review of swarm optimization algorithms,” *PloS one*, vol. 10, no. 5, 2015.
- [17] S. No, “2800,” (in Persian), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, vol. 3, 2005.
- [18] *AISC-360-05, Structural design guide to AISC specifications for buildings*, 0442269048, P. F. Rice and E. S. Hoffman, 2005.
- [19] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, “Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, no. 15, pp. 2273-2289, 2007.
- [20] A. Fakhreddini, S. Hamed, and M. J. Fadaee, “Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames,” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 2, pp. 379-393, 2019.
- [21] M. Bosco, E. M. Marino, and P. P. Rossi, “Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length,” *Engineering structures*, vol. 84, pp. 406-418, 2015.
- [22] F. McKenna, “OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation,” *Computing in Science & Engineering*, vol. 13, no. 4, pp. 58-66, 2011.
- [23] R. Pekelnicky, S. D. Engineers, S. Chris Poland, and N. D. Engineers, “ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings,” *Proceedings of the SEAOC*, 2012.
- [24] A. Tzimas, T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, “Extension of the hybrid force/displacement (HFD)

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Abdonnabi Razavi, N. Siahpolo, M. Mahdavi Adeli, Applying Genetic Algorithm to estimate the behavior factor of EBF steel frames under pulse-type near-fault earthquakes, performance level approach, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(9) (2021) 3947-3966.

DOI: 10.22060/ceej.2020.18162.6788



