



# Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



## Comparison of PSO and SA algorithms Efficiency in Fitting the Relationship Between the Link Beam and Global Ductility function of EBFs under the Near-Field Earthquakes

Seyed Abdonnabi Razavi<sup>1\*</sup>, Navid Siahpolo<sup>2</sup>, Mehdi Mahdavi Adeli<sup>3</sup>, Mohamad Bahmani<sup>1</sup>, Seyed Afshin Mohebi<sup>1</sup>

1- Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

2- Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khuzestan, Iran

3- Department of Civil Engineering, Shoushtar Branch, Islamic Azad University, Shoushtar, Iran

### ABSTRACT

The most important form of structural ductility, known as global ductility, depends on the base shear force and the displacement of the roof of the structure. If the global ductility of the structure can be calculated by local ductility, the volume of calculations will be significantly reduced. Therefore, it is logical to obtain an acceptable estimate of these two requirements using a simple method during the seismic design process of the building. In this paper, using a database consisting of 12,960 structural frames with 3, 6, 9, 12, 15 and 20 floors, 3 types of column stiffness and 3 degrees of bracing slenderness and using the advantages of Particle Swarm Optimization (PSO) and Simulated Annealing (SA) algorithms present an empirical relationship between global and local ductility. All models have been analyzed under 20 pulse-like near-fault earthquakes considering 4 different performance levels. The results of validation show 81.26% and 69.07% correlation of the proposed relationships from PSO and SA algorithms. Therefore, the coefficients obtained from the particle swarm algorithm were introduced as the final result to apply in the proposed relation the coefficient of behavior of divergently braced steel structures. A comparison of the structural deformation demands resulting from the proposed relationships and an analysis of time history, confirm the existence of an acceptable agreement.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 26 January 2021

**Revise Date:** 29 May 2021

**Accept Date:** 04 July 2021

### Keywords:

Particle Swarm Optimization (PSO)  
Simulated Annealing (SA)  
Global Ductility  
Eccentric braced frame  
Pulse-type near-fault earthquake

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.270367.2349>

\*Corresponding author: Seyed Abdonnabi Razavi  
Email address: [razavi@iauabadan.ac.ir](mailto:razavi@iauabadan.ac.ir)

## مقایسه کارایی الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید در برازش ارتباط بین شکل -

### پذیری تیر پیوند و شکل‌پذیری کلی در قاب‌های مهاربندی واگرا

### تحت اثر زلزله‌های دارای جهت‌پذیری پیشرونده

سیدعبدالنبی رضوی<sup>۱\*</sup>، نوید سیاه‌پلو<sup>۲</sup>، مهدی مهدوی عادل<sup>۳</sup>، محمد بهمنی<sup>۱</sup>، سیدافشین محبی<sup>۱</sup>

۱- گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

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

۳- گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

#### چکیده

مهم‌ترین فرم شکل‌پذیری سازه، به شکل‌پذیری کلی معروف بوده و وابسته به نیروی برش پایه و تغییر مکان بام سازه است. در صورتی که بتوان با در دست داشتن شکل‌پذیری کلی سازه، شکل‌پذیری موضعی را محاسبه نمود، حجم قابل‌توجهی از محاسبات کاهش می‌یابد. بنابراین منطقی است که بتوان با استفاده از روشی ساده در خلال فرآیند طراحی لرزه‌ای ساختمان تخمین قابل‌قبولی از این دو نیاز به دست آورد. در این مقاله با استفاده از یک بانک داده مشتمل بر ۱۲۹۶۰ قاب سازه‌ای دارای مهاربندی واگرا با تنوع طبقاتی ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۳ تیر سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی و با بهره‌گیری از قابلیت‌های الگوریتم‌های بهینه‌سازی ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید، یک رابطه تجربی بین شکل‌پذیری کلی و شکل‌پذیری محلی ارائه شده است. تمامی مدل‌ها در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیشرونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شده‌اند. نتایج حاصل از اعتبارسنجی رابطه پیشنهادی، همبستگی ۸۱/۲۶ و ۶۹/۰۷ درصدی روابط پیشنهادی از الگوریتم‌های ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید را نشان می‌دهد. مقایسه نیازهای تغییرشکل سازه حاصل از روابط پیشنهادی و آنالیز تاریخچه زمانی، وجود یک تطابق قابل‌قبول را تصدیق می‌نماید.

کلمات کلیدی: ازدحام ذرات، شبیه‌سازی تبرید، سیستم مهاربندی واگرا، شکل‌پذیری کلی، اثر جهت‌پذیری پیشرونده

| سابقه مقاله:    |            | شناسه دیجیتال:         |               |            |  |
|-----------------|------------|------------------------|---------------|------------|--|
| دریافت          | بازنگری    | پذیرش                  | انتشار آنلاین | چاپ        | doi: <a href="https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.270367.2349">https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.270367.2349</a> |
| ۱۳۹۹/۱۱/۰۷      | ۱۴۰۰/۰۳/۰۸ | ۱۴۰۰/۰۴/۱۳             | ۱۴۰۰/۰۴/۱۳    | ۱۴۰۰/۱۰/۳۰ | 10.22065/jsce.2021.270367.2349   |
| *نویسنده مسئول: |            | سیدعبدالنبی رضوی       |               |            |  |
| پست الکترونیکی: |            | razavi@iauabadan.ac.ir |               |            |  |

## ۱- مقدمه

از آن جایی که تقاضای تغییر مکان (کلی و بین طبقه‌ای) و شکل‌پذیری (کلی، بین طبقه‌ای و محلی) در اثر زلزله به طور مستقیم با موضوع از دست رفتن سرمایه (به علت تخریب تمام یا قسمتی از سازه) و عملکرد ایمنی جانی (یکی از سطوح عملکرد سه‌گانه در طراحی عملکردی سازه) مرتبط است، بنابراین منطقی است که بتوان با استفاده از روشی ساده در خلال فرآیند طراحی لرزه‌ای ساختمان تخمین قابل قبولی از این دو تقاضا به دست آورد برای ساختمان‌های ۵ طبقه و کمتر، حداکثر دررفت به ۰/۰۲۵ ارتفاع طبقه محدود می‌شود. این محدودیت برای سازه‌های بیشتر از ۵ طبقه، به ۰/۰۲۰ ارتفاع طبقه محدود می‌شود. [۱، ۲]. کنترل شکل‌پذیری در دو انتهای المان‌های سازه با مقادیر متناظر با ظرفیت آن‌ها نیز در بحث طراحی براساس عملکرد (بهبودی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود یا طراحی سازه‌های جدید برای یک عملکرد از پیش تعریف شده) اهمیت پیدا می‌کند. این موضوع می‌تواند برای کنترل سازه از فروریزش (بررسی مکانیسم) کاربرد داشته باشد. یکی از روش‌های بسیار رایج در محاسبه تقاضای دررفت و شکل‌پذیری استفاده از پاسخ به دست آمده از سازه یک درجه آزادی معادل<sup>۱</sup> با اعمال اصلاحاتی است. دو روش کلی برای محاسبه بیشینه تغییر مکان سازه یک درجه آزادی<sup>۲</sup> وجود دارد که جزئیات دقیق آن‌ها را می‌توان در سند FEMA440 مطالعه نمود [۳].

نرم شدن سختی خاک در پاسخ به مؤلفه حرکت بزرگ عمود بر گسل باعث کرنش بیشتری در جهت موازی گسل می‌شود در این حالت خاک در مقابل مؤلفه حرکتی موازی گسل از خود پاسخ نشان می‌دهد. آنالیزهای غیر خطی پاسخ خاک در دو جهت نشان دادند که شرایط محلی خاک در میزان حداکثر اوج پالس سرعت و زمان آن در هر دو جهت مؤثرند لازم به ذکر است در سازه‌های که از لحاظ کارایی مهم باشند ممکن است لازم باشد ارتعاش قائم به سطح زمین در نواحی نزدیک گسل بررسی گردد در این حالت مؤلفه قائم به سطح زمین نیز بایستی تخمین زده شود [۴]. لذا با توجه به موارد یاد شده می‌توان عنوان کرد که در زلزله‌های نزدیک گسل، پاسخ‌های دینامیکی تحت پالس‌های بزرگ سرعت با پیروند بلند تحت یک مؤلفه افقی عمود بر امتداد لغزش گسل رخ می‌دهد [۵]. این مؤلفه در گسل‌های امتداد لغز می‌باشد ولی در گسل‌های شیب لغز هم می‌تواند دیده شود [۶]. در واقع به طور کلی می‌توان گفت که اثر مؤلفه افقی عمود بر گسل در حالت جهت‌پذیری پیش‌رونده تعیین کننده می‌باشد [۴].

یکی از دلایلی که باعث به وجود آمدن مشخصات مختص به حوزه نزدیک در تاریخچه زمانی ثبت شده می‌گردد تجمع آثار امواج برشی در مسیر گسلش می‌باشد، که نشان دهنده این است که محدوده نزدیک گسل علاوه بر دارا بودن فاصله نزدیک به مرکز زلزله، باید در مسیر پیشرو گسلش نیز قرار گیرد. از این رو فاصله از گسل از اهمیت به سزایی در تعیین حوزه زلزله برخوردار می‌باشد [۷]. تغییرات در جهت‌ها بستگی به دو عامل دارد. اولین پارامتر زاویه بین جهت شکست و جهت حرکت امواج زلزله از گسل به ساختگاه است؛ و پارامتر مهم دوم بخشی از سطح شکست گسل که بین کانون زلزله و ساختگاه قرار دارد، می‌باشد. یکی از عمده‌ترین اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده در زاویه کوچک بین گسل و ساختگاه و بزرگ‌تر شدن سطح شکست بین ساختگاه و گسل می‌باشد که اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده بزرگ‌تر می‌شود؛ و امکان دارد حتی اگر شرایط زمین شناسی برای جهت‌پذیری پیش‌رونده ارضا شود اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده رخ ندهد و در این حالت ممکن است که فاصله محل شروع شکست تا ایستگاه بسیار کم باشد [۴].

هال و همکاران<sup>۳</sup> (۱۹۹۵) نشان دادند که تغییر مکان ایجاد شده در اثر پالس زلزله نزدیک گسل، نیازهای لرزه‌ای قابل توجهی را بر سازه تحمیل نمود [۸]. کراوینکلر و همکاران<sup>۴</sup> (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 [۹]. از طرفی اثرات این ماهیت پالسی بر رفتار خطی و غیرخطی سیستم یک‌درجه آزادی<sup>۵</sup> نیز مورد توجه محققین مختلف بوده است [۱۰]. رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به‌طور مشخص از شتاب‌نگاشت پالسی شکل منشأ می‌گیرد و یا در اثر شتاب پالس‌گونه با

1 . Equivalent SDOF (E-SDOF)

2 . Single Degree of Freedom (SDOF)

3 . Hall et al.

4 . Krawinkler et al.

5 . Single Degree of Freedom (SDOF)

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<sup>۶</sup> (۲۰۱۳)، با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از ۰/۷۰ ثانیه، نشان دادند که اثر جهت‌پذیری پیشرونده<sup>۷</sup>، شکل‌پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود ۱/۱-۲/۶ و ۱/۲-۳/۵ برابر افزایش می‌دهد [۱۱]. همچنین مشایخی و همکاران<sup>۸</sup> (۲۰۱۹) نشان دادند که تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری پیشرونده حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد [۱۲].

دو مشکل اصلی الگوریتم‌های ابتکاری، گیر افتادن آن‌ها در نقاط بهینه محلی و همگرایی زودرس به این نقاط است. برای حل این مشکلات الگوریتم‌های فراابتکاری ارائه شده‌اند. در واقع الگوریتم‌های فراابتکاری، یکی از انواع الگوریتم‌های بهینه‌سازی تقریبی هستند که دارای راهکارهای برونرفت از نقاط بهینه محلی بوده و قابلیت کاربرد در طیف گسترده‌ای از مسائل را دارند. یک الگوریتم بهینه‌سازی PSO<sup>۹</sup> در سال ۲۰۰۹ توسط لی<sup>۱۰</sup> و همکاران [۱۳]، برای سازه‌های خرابی با متغیرهای گسسته توسعه داده شد. این الگوریتم تمامی مزیت‌های الگوریتم‌های مرسوم را داشته، به علاوه نرخ همگرایی سریع‌تری را داراست. در تحقیق دیگری، الگوریتم PSO توسط دوغان<sup>۱۱</sup> و همکاران (۲۰۱۲) [۱۴]، جهت طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی مورد استفاده قرار گرفت. آن‌ها الگوریتم مزبور را جهت بهینه نمودن طراحی مقطع آمریکایی W مورد استفاده به عنوان تیر و ستون تحت روش LRFD<sup>۱۲</sup> به طوری که سازه کمترین وزن ممکن را داشته باشند، استفاده نمودند. چاترج<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۱۷) با استفاده از بانک اطلاعاتی متشکل از ۱۵۰ ساختمان چندطبقه، از یک الگوریتم PSO جهت یافتن بردار وزن دارای حداقل خطای میانگین مربعات مربع (RMSE) برای تشخیص احتمال خرابی ساختار ساختمان چند طبقه، بهره گرفتند [۱۵]. لامبرتی<sup>۱۴</sup> (۲۰۰۸) یک الگوریتم توسعه یافته بر پایه شبیه‌سازی تبرید بنام CMLPSA<sup>۱۵</sup> ارائه کرد. وی این الگوریتم را برای شش مسئله بهینه‌سازی سازه‌ای با هدف کمینه کردن وزن خرابی تست و بررسی نمود [۱۶]. یک الگوریتم دوفازی SA<sup>۱۶</sup> جهت طراحی بهینه‌ی برج‌های فولادی مسیرهای انتقال برق توسط تورت<sup>۱۷</sup> و همکاران (۲۰۱۷) پیشنهاد گردید [۱۷]. در فاز نخست، صرفاً پارامترهای طرح با استفاده از SA بهینه شده، در صورتی که سایز مقاطع با روش‌های طراحی مرسوم مورد محاسبه قرار گرفتند. در مرحله دوم، از بهترین طرح به دست آمده در مرحله قبل به عنوان طرح اولیه استفاده شده و الگوریتم SA مجدداً برای متغیرهای طرح و سایز در زیر مجموعه جدیدی از پارامترهای SA و در تعداد تکرار کمتری اجرا می‌شود [۱۷]. در تحقیق دیگری نیز یک الگوریتم اصلاح شده‌ی شبیه‌سازی تبرید تحت عنوان MSAA<sup>۱۸</sup> جهت طراحی بهینه سازه‌های فولادی توسط میلان<sup>۱۹</sup> و همکاران (۲۰۱۹) ارائه گردید [۱۸]. رضوی و همکاران [۱۹] با ایجاد یک بانک داده متشکل از ۱۲۹۶۰ قاب سازه‌ای مهاربندی واگرا و مقایسه الگوریتم‌های بهینه‌سازی ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید، یک رابطه‌ی تجربی جهت برآورد ضریب رفتار این نوع سازه‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک ارائه نمودند. همچنین یخچالیان و همکاران در تحقیقی با مقایسه سازه‌های ۲ تا ۱۲ طبقه و با کمک الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات، یک رابطه جهت تخمین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در سازه‌های مهاربندی کمانش تاب ارائه دادند [۲۰].

در این مقاله، با توسعه روابط ارائه شده در تحقیق رضوی و همکاران [۱۹]، تخمین شکل‌پذیری کلی سازه‌های فولادی دارای مهاربندی واگرا بنحویکه به کمک روابط ساده پیشنهاد شده، بتوان تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد، ارائه شده است. بدین منظور، از دو الگوریتم بهینه‌سازی جهت برآورد ضریب رفتار استفاده شده، در انتها رابطه‌ی

6 . Gerami et al.

7 . Forward directivity

8 . Mashayekhi et al.

9 . Particle Swarm Optimization

10 . Li

11 . Dogan

12 . Load and Resistance Factor Design

13 . Chatterjee

14 . Lamberti

15 . Corrected Multi-Level &amp; Multi-Point Simulated Annealing

16 . Simulated Annealing

17 . Tort

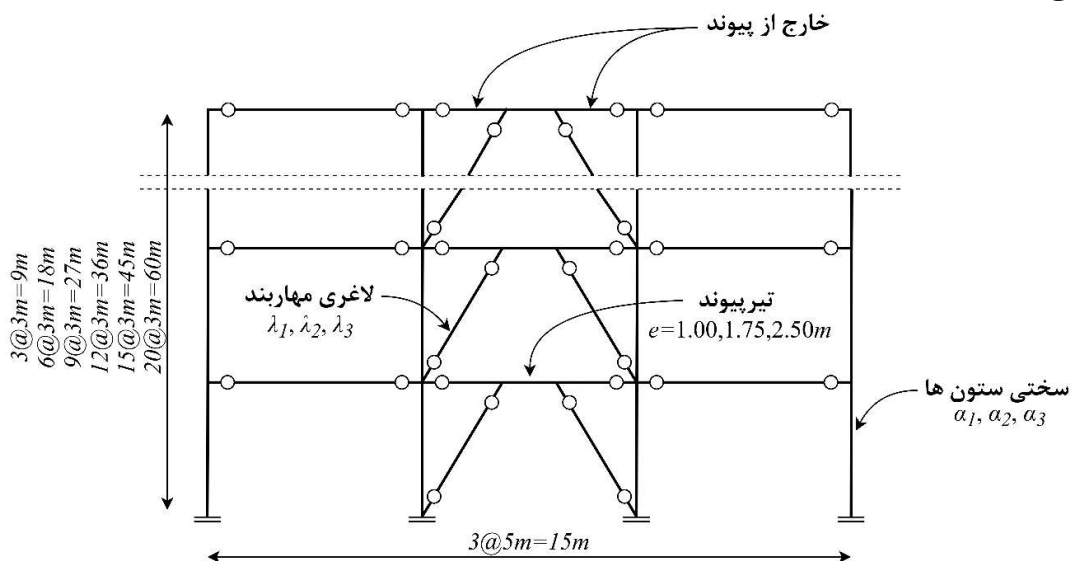
18 . Modified Simulated Annealing Algorithm

19 . Millan

بهبود به عنوان نتیجه تحقیق ارایه شده است. ویژگی بارز رابطه‌ی مورد انتظار این است که در عین سادگی، نتایج کاربردی جهت طراحی سازه را در اختیار طراح قرار دهد. تأکید اصلی بر معرفی روابط توانمندی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار، و بتوان از آن‌ها نتایج تحلیل‌های عملکردی بدست آورد. استفاده از تکنیک‌های هوش مصنوعی از وجوه تمایز تحقیق حاضر محسوب می‌گردد. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی روابط پیشنهادی در تطبیق آن‌ها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار می‌باشند. یکی از دیگر انگیزه‌های اصلی این مقاله، کمبود مطالعات کافی در خصوص اثر زلزله نزدیک گسل بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها است. بعلاوه ایجاد ارتباط بین ضریب رفتار و سطوح عملکردی سازه نیز از نقاط قوت و برجسته تحقیق بشمار می‌آید.

## ۲- روش تحقیق

در این مقاله، از بانک داده‌ی مورد استفاده در تحقیق رضوی و همکاران [۱۹] که مشتمل بر ۱۲۹۶۰ داده‌ی غیرخطی از قاب‌های منظم دوطبقه با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر می‌باشد، بهره گرفته شده است. تعداد طبقات ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه و نسبت طول تیرهای پیوند به کل طول تیر برابر با ۰/۲، ۰/۳۵، ۰/۵۰ در نظر گرفته شده است. همچنین لاغری مهاربندی‌ها و نسبت سختی ستون‌ها در سه باند مختلف پیش‌بینی شده است. جزییات شماتیک قاب‌های مورد بررسی در شکل (۱) ارایه شده است. برای لحاظ نمودن ۴ تیپ شکل‌پذیری مختلف در بانک داده، کلیه مدل‌ها تا رسیدن به رخداد اولین مفصل پلاستیک و ۳ سطح عملکردی متناظر با سه سطح شکل‌پذیری، تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند. بدین منظور، حدود  $\gamma_i$  مربوط به سطوح عملکردی سه‌گانه از استاندارد ASCE-41 [۲۱] بر اساس جدول (۱) استخراج گردید. همچنین از آنجایی که  $\Delta_i = \frac{\gamma_i L h}{e}$ ، می‌توان حدود  $\Delta_i$  متناظر را با توجه به مقادیر مختلف طول تیر پیوند (e) به شرح جدول (۲) بدست آورد. از مقادیر مندرج در جدول (۱) به عنوان معیار کنترل در سه سطح عملکردی و از مقادیر جدول (۲) به عنوان معیار کنترل مربوط به اولین رخداد مفصل پلاستیک استفاده شده است. اضافه می‌گردد در رابطه مورد اشاره،  $\Delta$  و  $\gamma$  به ترتیب تغییرمکان حداکثر و زاویه چرخش تیر پیوند و اندیس  $i$  نمایانگر سطوح عملکردی سه‌گانه یا رخداد اولین مفصل پلاستیک می‌باشد.



شکل (۱): نمای قاب‌های مورد استفاده در تحقیق

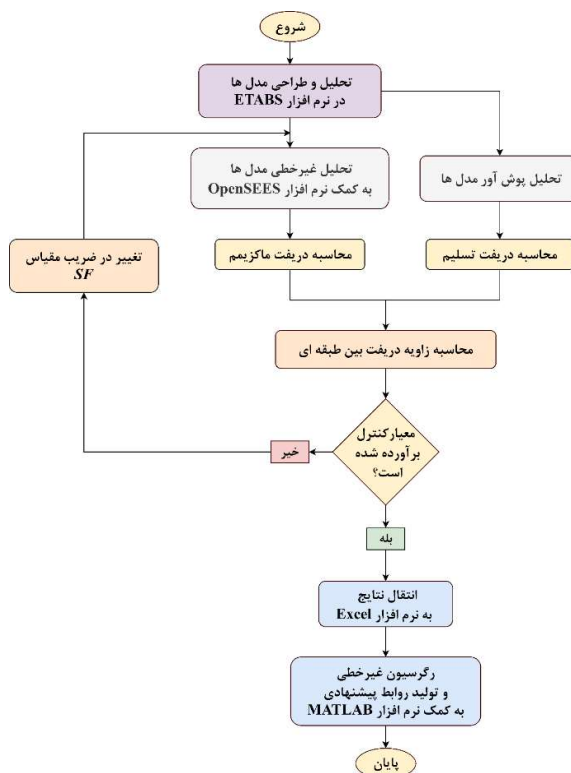
جدول (۱): حدود  $\gamma_i$  متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [۲۱]

| سطح عملکردی | IO   | LS   | CP   |
|-------------|------|------|------|
| $\gamma_i$  | ۰/۰۵ | ۰/۱۱ | ۰/۱۴ |

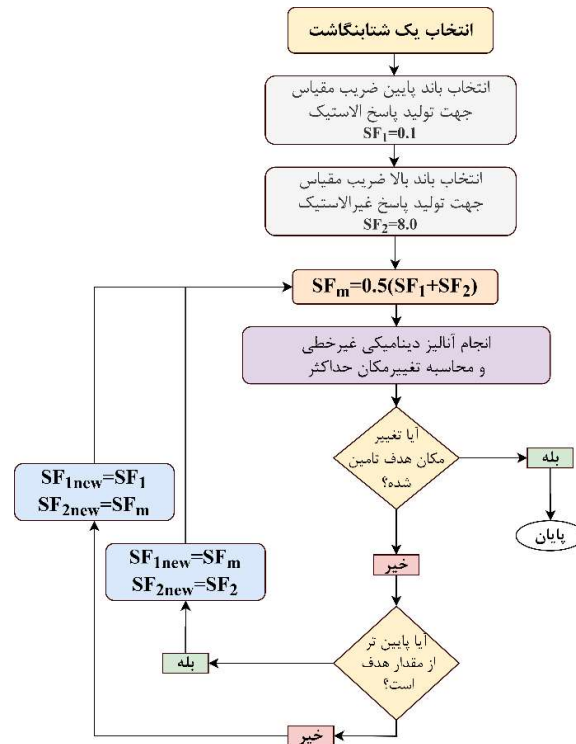
جدول (۲): حدود  $A_i$  متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [۲۱] برای طول پیوندهای مختلف

| سطح عملکردی | IO      | LS     | CP    |
|-------------|---------|--------|-------|
| $e=1.00m$   | ۰/۰۰۳   | ۰/۰۶۶  | ۰/۰۸۴ |
| $e=1.75m$   | ۰/۰۰۵۲۵ | ۰/۱۱۵۵ | ۰/۱۴۷ |
| $e=2.50m$   | ۰/۰۰۷۵  | ۰/۱۶۵  | ۰/۲۱  |

جهت رسیدن به مقادیر  $A_i$  مدنظر جدول فوق، در ابتدا دو ضریب  $SF_1$  و  $SF_2$  به ترتیب برابر با  $۰/۵$  و  $۸$  انتخاب شده است. سپس با میانگین گیری ساده از این دو مقدار، ضریب مقیاس  $SF_m$  حاصل شده است. بدین ترتیب این ضریب در زلزله انتخابی ضرب شده و تحلیل تاریخچه زمانی صورت گرفته است. از مقایسه مقدار تغییرمکان حداکثر نسبی طبقات و حدود مندرج در جداول (۱) و (۲) به عنوان معیارهای کنترل، تامین یا عدم تامین آن‌ها مشخص می‌گردد. بسته به شرایط میانگین گیری به سمت بالا یا پایین چندین بار تکرار شده تا شرایط مطلوب تامین گردد. در نهایت نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی رکورد شده است. جهت تبیین بهتر، شکل (۲) فلوجارت انجام کار را نمایان می‌سازد. در این فلوجارت تغییر در ضریب مقیاس زلزله انتخابی (\*) با استفاده فلوجارت شکل (۳) صورت می‌پذیرد.



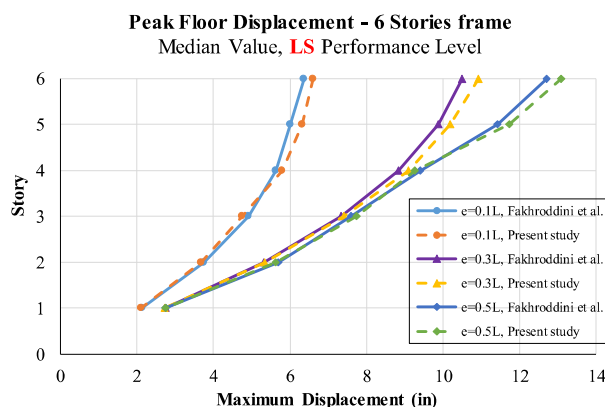
شکل (۲): فلوجارت کلی روند استخراج روابط مورد انتظار



شکل (۳): فلوچارت روند تغییر در ضریب مقیاس

تحلیل مورد اشاره، برای تمامی ۱۶۲ مدل تحقیقی و برای ۴ سطح مشخص شکل پذیری و نیز تحت ۲۰ رکورد صورت می پذیرد. از این رو مجموعاً ۱۲۹۶۰ دسته داده تولید می گردد. تمامی این ۱۲۹۶۰ مدل یکبار دیگر نیز تحت آنالیز پوش آور قرار می گیرند. در این روش سازه تا ۴ درصد ارتفاع کل پوش داده شده، نمودارهای دوخطی آن ترسیم و مقادیر  $V_y$  و  $A_y$  برای آن ها محاسبه می گردد.

در قاب های مهاربندی واگرا، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو<sup>۲۰</sup> و همکاران [۲۲] مدل شده است. همچنین به منظور صحت سنجی رفتار غیرخطی تیر پیوند، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه ی فخرالدینی و همکاران [۲۳] تولید و توسعه داده شده است. به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ASCE 41-13 [20] با استفاده از نوعی آنالیز IDA محاسبه شده است. ارتفاع طبقات و طول دهانه ها به ترتیب ۱۴۴ و ۳۶۰ اینچ است. همچنین با در نظر گرفتن L به عنوان طول تیر، سه ضریب مختلف به مقادیر ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ جهت ضرب در کل طول تیر انتخاب شده است. مقادیر حاصله نماینده ی رفتارهای کنترل برشی، برشی خمشی و خمشی برای تیر پیوند می باشد [۲۴-۲۶]. برای مقادیر کمتر از  $1.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند برشی، برای مقادیر بالاتر از  $2.6M_p/V_p$ ، رفتار خمشی، و برای مقادیر بینابینی، رفتار بصورت کنترل برشی-خمشی منظور می گردد [۲۷]. در نهایت، میانه ی حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم افزار OpenSEES در شکل (۴) نمایش داده شده است. اطلاعات تکمیلی فرضیات مدل سازی، نحوه معرفی المان های غیرخطی و جزئیات صحت سنجی مدل ها از تحقیق رضوی و همکاران [۱۹] استفاده شده است.



شکل (۴): صحت سنجی مدل ساخته شده تحقیق حاضر با مطالعه فخرالدینی و همکاران [۲۳].

### ۳- رکوردهای نزدیک گسل

یکی از دلایلی که باعث به وجود آمدن مشخصات مختص به حوزه نزدیک در تاریخچه زمانی ثبت شده می‌گردد تجمع آثار امواج برشی در مسیر گسلش می‌باشد، که نشان دهنده‌ی این است که محدوده نزدیک گسل علاوه بر دارا بودن فاصله نزدیک به مرکز زلزله، باید در مسیر پیشرو گسلش نیز قرارگیرد. از این رو فاصله از گسل از اهمیت به سزایی در تعیین حوزه زلزله برخوردار می‌باشد [۷]. از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف شده در خصوص 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 نگاشت سرعت محاسبه نمود. به این ترتیب که فاصله زمانی بین اولین نقطه برخورد نگاشت 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.

مطالعات بیکر نشان داد که این موضوع صحیح نیست زیرا پریود محاسبه شده با این روش با پریود به دست آمده از طریق مشاهده عینی نگاشت سرعت تفاوت قابل توجهی داشته است [۲۸]. بیکر در مطالعه خود پیشنهاد نمود که ابتدا نگاشت شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه‌ای از نگاشت‌های تجزیه شده تبدیل گردد. آنگاه شتاب نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به عنوان شتاب نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آنگاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان دهنده پریود غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که پریود پالس محاسبه شده از روش پیشنهادی ایشان به مراتب به مقدار مشاهده شده در نگاشت سرعت نزدیک است [۲۸].

از بین رکوردهای نزدیک گسل پالس گونه بیکر، ۲۰ مؤلفه عمود بر گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده برای تولید و استخراج روابط پیشنهادی انتخاب گردید. برای شناسایی و به جهت اختصار به این دسته از زلزله‌ها عنوان NF-SN<sup>۲۱</sup> اختصاص داده شده است. بعلاوه از اثر مؤلفه قائم رکوردهای انتخابی صرف نظر شده است. نتیجتاً خصوصیات ۲۰ شتاب نگاشت مورد استفاده با خصوصیات زلزله‌های نزدیک گسل پالس گونه در جدول (۳) ازایه شده است.

<sup>21</sup> . Near-Fault Strike Normal



جدول (۳): مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده

| شماره<br>رکورد | نام زلزله          | سال  | نام ایستگاه                  | مشخصات زلزله            |                 |                        |
|----------------|--------------------|------|------------------------------|-------------------------|-----------------|------------------------|
|                |                    |      |                              | PGA <sup>a</sup><br>(g) | Mw <sup>b</sup> | R <sup>c</sup><br>(km) |
| 1              | Imperial Valley-06 | 1979 | EC County Center FF          | 0.179721                | 6.53            | 7.31                   |
| 2              | Imperial Valley-06 | 1979 | El Centro Array #7           | 0.462394                | 6.53            | 0.56                   |
| 3              | Imperial Valley-06 | 1979 | El Centro Array #8           | 0.467966                | 6.53            | 3.86                   |
| 4              | Imperial Valley-06 | 1979 | El Centro Differential Array | 0.417229                | 6.53            | 5.09                   |
| 5              | Morgan Hill        | 1984 | Coyote Lake Dam (SW Abut)    | 0.813971                | 6.19            | 0.53                   |
| 6              | Loma Prieta        | 1989 | LGPC                         | 0.943935                | 6.93            | 3.88                   |
| 7              | Landers            | 1992 | Lucerne                      | 0.704174                | 7.28            | 2.19                   |
| 8              | Landers            | 1992 | Yermo Fire Station           | 0.235782                | 7.28            | 23.62                  |
| 9              | Northridge-01      | 1994 | Jensen Filter Plant          | 0.517814                | 6.69            | 5.43                   |
| 10             | Northridge-01      | 1994 | Newhall - Fire Sta           | 0.723597                | 6.69            | 5.92                   |
| 11             | Northridge-01      | 1994 | Rinaldi Receiving Sta        | 0.869806                | 6.69            | 6.50                   |
| 12             | Northridge-01      | 1994 | Sylmar - Converter Sta       | 0.594294                | 6.69            | 5.35                   |
| 13             | Northridge-01      | 1994 | Sylmar - Converter Sta East  | 0.828472                | 6.69            | 5.19                   |
| 14             | Northridge-01      | 1994 | Sylmar - Olive View Med FF   | 0.732606                | 6.69            | 5.30                   |
| 15             | Kobe, Japan        | 1995 | KJMA                         | 0.854262                | 6.90            | 0.96                   |
| 16             | Kobe, Japan        | 1995 | Takarazuka                   | 0.645232                | 6.90            | 0.27                   |
| 17             | Kocaeli, Turkey    | 1999 | Gebze                        | 0.241333                | 7.51            | 10.92                  |
| 18             | Chi-Chi, Taiwan    | 1999 | TCU049                       | 0.286217                | 7.62            | 3.78                   |
| 19             | Chi-Chi, Taiwan    | 1999 | TCU053                       | 0.224488                | 7.62            | 5.97                   |
| 20             | Chi-Chi, Taiwan    | 1999 | TCU068                       | 0.564477                | 7.62            | 0.32                   |

#### ۴- توسعه روابط شکل‌پذیری کلی

نیاز شکل‌پذیری کلی از تقسیم حداکثر جابجایی بام در اثر زلزله بر تغییر مکان تسلیم عمومی بام به دست می‌آید. از آنجاییکه در بخش‌های قبل نشان داده شد که می‌توان بین دررفت طبقه و دررفت کلی رابطه‌ای را تبیین نمود، به همین دلیل به نظر می‌رسد مقایسه بین این فرم شکل‌پذیری کلی و شکل‌پذیری تیر پیوند برای ارزیابی لرزه‌ای سازه مفید باشد. درک از مقادیر شکل‌پذیری کلی می‌تواند در طراحی لرزه‌ای (نیاز/ ظرفیت) کاربرد داشته باشد.

از آنجاکه عوامل متعددی بر شکل‌پذیری تأثیرگذار هستند، تا به حال رابطه ریاضی دقیقی که بتواند ضمن اعمال کلیه عوامل مؤثر، وابستگی بین شکل‌پذیری کلی و شکل‌پذیری تیر پیوند را محاسبه نماید ارائه نشده است. به نظر می‌رسد اثر عواملی همچون تعداد طبقه، تعداد دهانه، دوره تناوب، نوع زلزله، طول تیر پیوند و اثر  $P-\Delta$  می‌تواند بر نیاز شکل‌پذیری کلی تأثیر بسزایی داشته باشد. طبق تعریف شکل‌پذیری کلی به شرح رابطه (۱) می‌باشد.

$$\mu_g = \frac{u_{r,max}}{u_{r,y}} \quad (1)$$

در این رابطه  $u_{r,max}$  حداکثر تغییر مکان جانبی سازه در اثر زلزله در طبقه بام و  $u_{r,y}$  تغییر مکان تسلیم عمومی است که به کمک تحلیل بار افزون محاسبه می‌شود. بعد از آنکه کلیه مدل‌های طراحی شدند با کمک تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) و به کمک الگوی بار جانبی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ تغییر مکان تسلیم کلیه مدل‌ها محاسبه گردید، منحنی ظرفیت سازه (نیروی برش پایه در برابر تغییر مکان نقطه کنترلی بام) محاسبه گردید. با استفاده از تکنیک دوخطی سازی، نمودار دوخطی ایدئال محاسبه و به کمک آن  $u_{r,y}$  محاسبه شده است. ایده کلی در تولید منحنی دوخطی ایدئال اینست حداکثر انرژی جذب‌شده در سازه با نمودار ظرفیت واقعی بالترژی جذب‌شده در نمودار دوخطی ایدئال برابر شود. به عبارت ساده‌تر کافی است سطح زیر نمودارها واقعی و ایدئال باهم یکی شوند. برای تعیین نقطه توقف تحلیل بار افزون در محاسبه شکل‌پذیری کلی، تغییر مکان بام برابر  $0.4$  ارتفاع کل ساختمان در نظر گرفته شده است. با تکمیل شدن اطلاعات مربوط به بیشینه شکل‌پذیری تیر پیوند، به نظر می‌رسد که می‌توان بین این پارامتر با شکل‌پذیری کلی رابطه‌ای برقرار نمود. با استفاده از چنین رابطه‌ای می‌توان برای یک شکل‌پذیری تیر پیوند متناظر با یکی از سطوح عملکردی، شکل‌پذیری کلی را به

دست آورده و در نهایت ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری) نظیر آن محاسبه گردد. مطالعه بانک داده‌ها در تحقیق رضوی و همکاران [۱۹] بروی ۱۲۹۶۰ داده نشان داد که برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری کلی متناظر با  $R$  و یا ضریب  $R$  متناظر با شکل‌پذیری کلی رابطه (۲) توسعه داده شده است.

$$R = 1 + 0.5613(\mu_R - 1)^{1.3968} \cdot n_s^{0.3788} \cdot \lambda^{-0.5662} \cdot \alpha^{0.1453} \cdot T_p^{-0.4474} \cdot \xi^{-0.1308} \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $n_s$  تعداد طبقات،  $\lambda$  لاغری مهاربندی ها،  $\alpha$  سختی ستون ها،  $T_p$  پریود پالس قاب و  $\mu_R$  شکل‌پذیری کلی بام می‌باشد. این رابطه به کمک تکنیک حداقل نمودن مربعات خطا با بهینه سازی روابط از طریق الگوریتم های ازدحام ذرات و شبیه سازی تبرید در نرم افزار Matlab به نتیجه رسیده است. در راستای توسعه روابط مزبور، جهت ایجاد ارتباط بین نیاز شکل پذیری کلی و شکل پذیری تیر پیوند، یک تابع برازش ۲۲ جدید برای رابطه پیشنهادی به شرح رابطه (۳) تعریف شده است.

*Fitness Function = Mean Squared Error (MSE)*

$$\begin{aligned} &= \sum_{i=1}^n \left[ \mu_{R,real} - \mu_{R,predicted} \right]^2 / (n - p) \\ &= \sum_{i=1}^n \left[ \mu_{R,real} - \left( 1 + a_1 (\mu_R - 1)^{a_2} \cdot n_s^{a_3} \cdot \lambda^{a_4} \cdot \alpha^{a_5} \cdot T_p^{a_6} \cdot \xi^{a_7} \right) \right]^2 / (n - p) \end{aligned} \quad (3)$$

جهت دستیابی به پاسخ بهینه، ثابت‌های  $a_1$  تا  $a_7$  در رابطه (۳) به نحوی تعیین می‌گردند که اختلاف بین  $\mu$  محاسباتی ( $\mu_{predicted}$ ) و  $\mu$  واقعی ( $\mu_{real}$ ) به حداقل برسد. بدین منظور الگوریتم‌های بهینه‌سازی ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید بکار گرفته شده‌است. بدین منظور، داده‌ها پس از بارگذاری، بطور رندوم به دو دسته تقسیم شدند. یک دسته شامل ۶۷۶۹ داده (تقریباً ۷۵٪ داده‌ها) و دسته دیگر شامل ۲۲۵۷ داده (تقریباً ۲۵٪ داده‌ها) که بترتیب جهت آموزش و ارزیابی کارایی الگوریتم‌ها مورد استفاده قرار گرفتند. در نتیجه برای تخمین ضرایب، تعداد ۹۰۲۷ داده‌های مورد استفاده قرار گرفته‌اند. رابطه (۳) به نحوی تنظیم شده‌اند که برای  $\mu = 1.0$  مقدار شکل‌پذیری کلی برابر یک به دست آید.

**شکل (۵)** مقادیر واقعی  $\mu$  را در مقابل مقادیر پیشنهادی حاصل از داده‌های آموزش الگوریتم‌های بهینه‌سازی نشان می‌دهد. در **شکل (۵-الف)** این مقادیر، برای داده‌های مورد آموزش الگوریتم ازدحام ذرات و در **شکل (۵-ب)** برای داده‌های مورد آموزش تحت الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان داده شده است. در این شکل‌ها محور افقی نمایانگر تعداد داده‌های مورد استفاده و محور قائم، مقادیر هر کدام از داده‌ها می‌باشد. با مقایسه **شکل (۵-الف)** و **(۵-ب)** مشخص می‌شود که در مقادیر شکل‌پذیری کلی پیشنهادی حاصل از الگوریتم آموزش یافته‌ی شبیه‌سازی تبرید، اعدادی فراتر از اعداد واقعی بانک داده گزارش شده است. بنابراین در الگوریتم ازدحام ذرات، تطابق بهتری بین مقادیر پیشنهادی و واقعی مشاهده می‌شود. وجود این خطا، می‌تواند زمینه ساز میزان همبستگی کمتر در رابطه‌ی تولیدی با استفاده از این الگوریتم باشد. از اینرو به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل‌ها، از معیارهای مختلفی شامل خطا<sup>۲۳</sup>، میانگین خطا<sup>۲۴</sup>، ریشه میانگین مربعات خطا<sup>۲۵</sup>، درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی<sup>۲۶</sup> و ضریب همبستگی<sup>۲۷</sup> بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده است. نتیجه محاسبات این معیارها، برای داده‌های آموزش دو الگوریتم مورد بررسی، در **جدول (۴)** ارائه شده است. همبستگی

22 . Fitness function

23 . Error

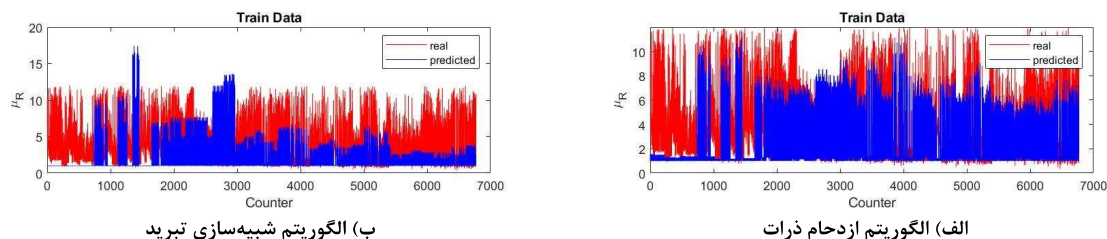
24 . Mean Error

25 . RMSE

26 . AARE%

27 . R

بین نتایج حاصل از دو الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه‌سازی ذرات و مقادیر واقعی آن‌ها، برای داده‌های آموزش در شکل (۶) نشان داده شده است. شکل (۶-الف) این مقادیر را برای الگوریتم ازدحام ذرات و شکل (۶-ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان می‌دهد.



شکل (۵): مقادیر پیشنهادی و واقعی  $\mu$  در داده‌های آموزش؛ الف) برای الگوریتم ازدحام ذرات، ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

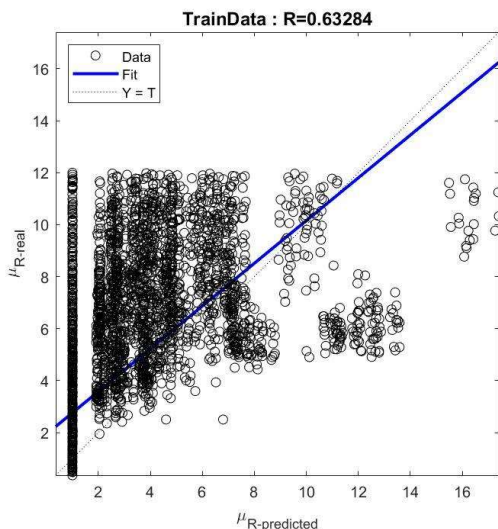
جدول (۴): نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌ها برای داده‌های آموزش

| Optimization ANN algorithm | RMSE   | Mean Error | Mean Absolute Relative Error | Correlation Coefficient(R) |
|----------------------------|--------|------------|------------------------------|----------------------------|
| PSO                        | ۴/۶۳۳۱ | ۰/۹۸۸۷     | ۰/۲۹۸۶                       | ۰/۷۹۴۹                     |
| SA                         | ۸/۴۸۴۲ | ۱/۵۳۳۳     | ۰/۳۷۵۲                       | ۰/۶۳۲۸                     |

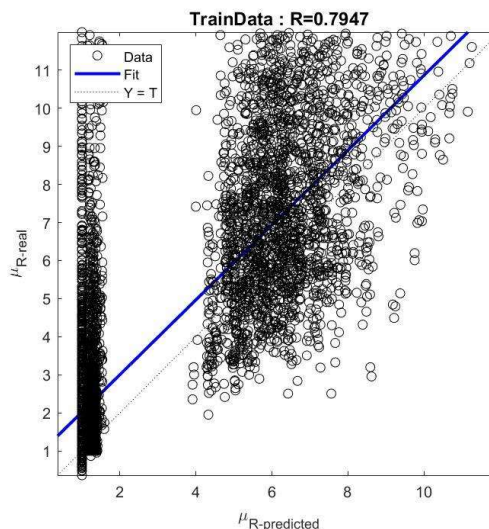
در روابط فوق،  $N$  تعداد دسته داده‌ها می‌باشد. همان‌گونه که از جدول (۴) مشاهده می‌شود، برای داده‌های آموزش، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده براساس PSO به ترتیب  $۰/۹۸۸۷$  و  $۴/۶۳۳۱$  محاسبه شده است. این در حالی است که همین مقادیر برای الگوریتم SA،  $۱/۵۳۳۳$  و  $۸/۴۸۴۲$  گزارش شده است که موید دقت بالاتر PSO در یادگیری الگوریتم می‌باشد.

## ۵- اعتبارسنجی روابط

جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی،  $۲۲۵۷$  داده آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. این تعداد بطور اتفاقی از مجموعه کل داده‌های بانک داده استخراج شده و جهت تست الگوریتم‌های پیشنهادی به‌روى آن‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. شکل (۷) مقادیر پیشنهادی واقعی  $\mu$  در داده‌های آزمون را نمایش می‌دهد. شکل (۷-الف) مقادیر داده‌های تست را برای الگوریتم ازدحام ذرات و شکل (۷-ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان می‌دهد. همچنین همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی  $\mu$  بر اساس داده‌های آزمون در شکل (۸) نشان داده شده است. مقدار همبستگی بر اساس شکل (۸-الف) و شکل (۸-ب) برای الگوریتم‌های ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید به ترتیب مقادیر  $۰/۸۱۲۶$  و  $۰/۶۹۰۷$  را نشان می‌دهد.

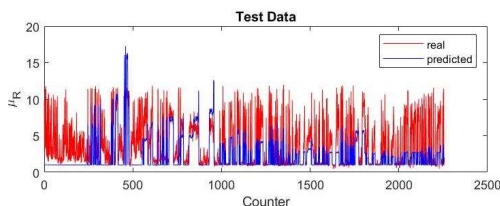


ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

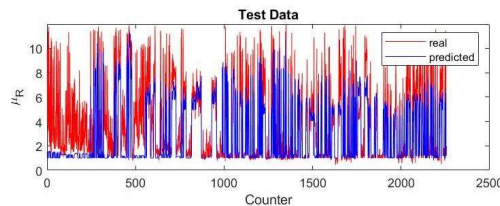


الف) الگوریتم ازدحام ذرات

شکل (۶): همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش؛ الف) الگوریتم ازدحام ذرات، ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید



ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید



الف) الگوریتم ازدحام ذرات

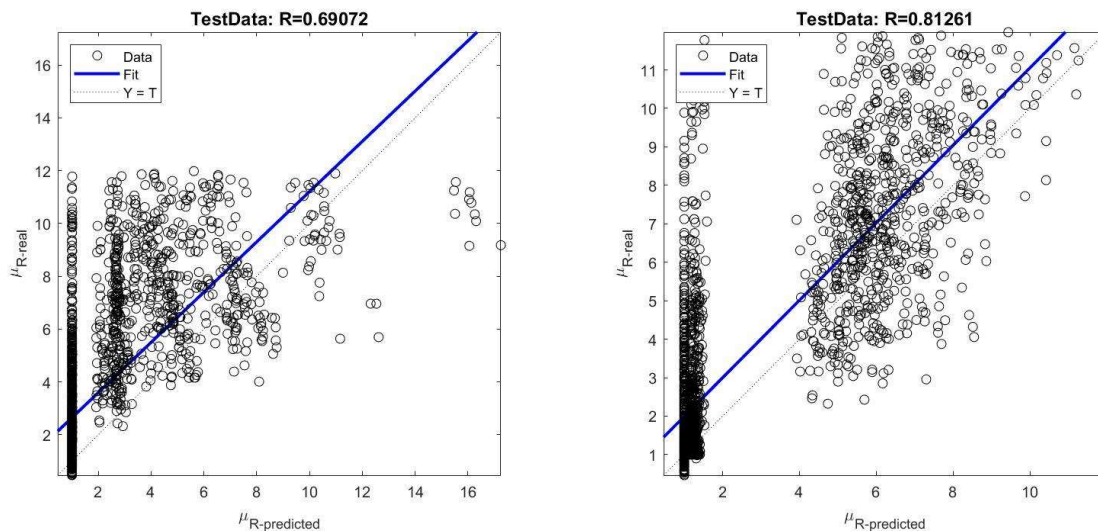
شکل (۷): مقادیر پیشنهادی و واقعی  $\mu$  در داده‌های آزمون؛ الف) الگوریتم ازدحام ذرات، ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

معیارهای ارزیابی کارایی و دقت الگوریتم‌ها بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده در آزمون الگوریتم‌ها، به تفکیک الگوریتم بهینه‌سازی، محاسبه و نتایج حاصل در جدول (۵) نشان داده شده است.

جدول (۵): نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌ها برای داده‌های آزمون

| Optimization ANN algorithm | RMSE   | Mean Error | Mean Absolute Relative Error | Correlation Coefficient(R) |
|----------------------------|--------|------------|------------------------------|----------------------------|
| PSO                        | ۴/۳۱۹۱ | ۱/۰۰۳۸     | ۰/۳۰۱۱                       | ۰/۸۱۲۶                     |
| SA                         | ۷/۶۱۹۴ | ۱/۵۸۴۲     | ۰/۳۶۵۷                       | ۰/۶۹۰۷                     |

نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌های مورد بررسی در جدول (۵) نشان می‌دهد، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده براساس PSO به ترتیب ۱/۰۰۳۸ و ۴/۳۱۹۱ محاسبه شده در حالی است که این مقادیر برای الگوریتم SA، ۱/۵۸۴۲ و ۷/۶۱۹۴ ثبت شده است که موید دقت بالاتر رابطه‌ی تولیدی حاصل از الگوریتم PSO است.



ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

الف) الگوریتم ازدحام ذرات

شکل (۸): همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون؛ الف) الگوریتم ازدحام ذرات، ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

نتایج حاصل از بررسی همبستگی ایجاد شده در الگوریتم‌های مورد بررسی نشان‌دهنده همبستگی بیشتر بین نتایج مدل و مقادیر تجربی حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات می‌باشد. همچنین، بررسی پارامترهای خطا مندرج در جدول (۱۰)، نیز نشان می‌دهد خطای حاصل از مدل ایجاد شده با استفاده از الگوریتم ازدحام ذرات کمتر از الگوریتم شبیه‌سازی تبرید می‌باشد. همچنین، محدوده تغییرات خطا نیز در این مدل کمتر است. بدین ترتیب با توجه به سنجش صورت گرفته، الگوریتم ازدحام ذرات به‌عنوان الگوریتم بهینه شناخته شده و ضرایب  $a_1$  تا  $a_7$  مورد اشاره در رابطه (۳) بصورت رابطه (۴) ارایه می‌گردد.

$$\mu_R = 1 + 0.8666(\mu_{link} - 1)^{1.0448} \cdot n_s^{-0.6007} \cdot \lambda^{-0.1135} \cdot T_p^{-0.4579} \cdot \xi^{0.1403} \quad (4)$$

## ۶- حل مثال عددی از روابط پیشنهادی

با توجه به گستره روابط پیشنهاد شده که بر مبنای به‌کارگیری کل بانک داده می‌باشد، در این قسمت از مقاله در نظر است تا قابلیت و توانمندی روابط در پیش‌بینی بازتاب‌های غیرخطی سازه‌ای که در زمره قاب‌های این مطالعه نیست، ارزیابی گردد. بدین منظور یک ساختمان ۷ طبقه منظم طراحی شده است بنحویکه پلان آن مربع به ابعاد ۲۰ در ۲۰ مترمربع و در مجموع ۲۲/۴۰ متر ارتفاع دارد. ارتفاع تمامی طبقات مشابه هم و برابر ۳/۲۰ در نظر گرفته شده است. قاب مورد نظر ۳-دهانه و با عرض دهانه ۴/۰۰ متر است. سیستم قاب پیرامونی سازه از نوع مهاربندی واگرا است که وظیفه تحمل تمام بار جانبی را بر عهده دارد؛ اما ستون‌های میانی تنها برای تحمل بارهای ثقلی طراحی شده‌اند بنحویکه اتصالات تیرهای میانی به ستون از نوع مفصل است. برای ستون‌ها از مقطع I شکل فولادی با تنش تسلیم ۳۷ مگا پاسکال 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 می‌باشد. شکل هندسی قاب پیرامونی سازه که بارهای وارده بر آن منتقل شده و قاب معادل شده آن بررسی می‌گردد در شکل (۱۰) نشان داده شده است. شتابنگاشت طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ با PGA برابر با 0.30g و خاک نوع ۲ در نظر گرفته شده است. با استناد به ضرایب مشارکت بار زندهی لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰، ترکیب بار لرزه‌ای مرده به‌مراه ۲۰ درصد مشارکت بار زنده جهت محاسبه بار لرزه‌ای قاب مورد استفاده قرار گرفته شده است.

سازه‌ی مزبور با استفاده از روش LRFD با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی شده است. بدین منظور به استناد استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار ۷ انتخاب شده است. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندهای واگرا به شرح **جدول (۶)** بدست آمده است.

جدول(۶): تیپ بندی مقاطع المان‌های قاب مورد بررسی

| طبقه         | مقطع ستون  |            | مقطع تیر  |           | مقطع مهاربند |
|--------------|------------|------------|-----------|-----------|--------------|
|              | ستون میانی | ستون کناری | تیر پیوند | تیر کناری |              |
| اول تا چهارم | C2         | C1         | B2        | B1        | D1           |
| پنجم تا هفتم | C2         | C1         | B2        | B1        | D2           |

C1: HEB240, C2: HEM240  
B1: IPE300; B2: IPE360  
D1: D219.1x5, D2: D193.7x5

حداکثر تغییرمکان بام و حداکثر زاویه دررفت بین طبقه‌ای، تحت طیف کاهش یافته (تقسیم شده بر ضریب رفتار)، به ترتیب ۰/۰۶۳۳ و ۰/۰۲۰۱ متر می‌باشد. بنابراین تغییرمکان حداکثر غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = q \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 7 \times 0.0633 = 0.4431m \quad (5)$$

همچنین حداکثر زاویه دررفت بین طبقه‌ای غیرالاستیک برابر است با:

$$IDR_{max}^{in.el.} = q \times IDR_{max}^{el.} = 7 \times 0.0019 = 0.0133 \quad (6)$$

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

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.5226 \quad (7)$$

و اثر نسبت سختی ستون‌ها به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.0203 \quad (8)$$

پریود مود اول قاب ( $T_1$ ) نیز بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برابر است با:

$$T_1 = 0.823s \quad (9)$$

با در دست داشتن پارامترهای هندسی فوق الذکر، و با استفاده از **رابطه (۲)** [۱۹] شکل‌پذیری کلی بدست می‌آید. بدین ترتیب:

$$\mu_R = 2.8026 \quad (10)$$

بدین ترتیب حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = \mu_R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 2.8026 \times 0.0633 = 0.1774m \quad (11)$$

بر اساس همین روند و با استفاده از **رابطه پیشنهادی (۴)**، با در دست داشتن شکل‌پذیری کلی  $\mu_R$ ، مقدار شکل‌پذیری تیر

پیوند،  $\mu_{link}$  نیز به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\mu_{link} = 8.3544 \quad (12)$$

از طرفی:

$$\mu_{link} = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (13)$$

که در آن  $\theta_{max}$  و  $\theta_y$ ، به ترتیب حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند و دوران تسلیم تیر پیوند می‌باشد. از طرفی، در قاب‌های مهاربندی واگرا، حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند ( $\theta_{max}$ )، با استفاده از رابطه (۱۳) با  $IDR_{max}$  مرتبط می‌شود.

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i \times L}{e \times h} \Rightarrow \theta_{max} = \frac{IDR_{max} \times L}{e \times h} \quad (14)$$

و در نتیجه با در دست داشتن مقدار شکل پذیری تیر پیوند ( $\mu_{link}$ )، و جایگذاری رابطه (۱۴) در رابطه (۱۳)، نسبت دریف بین-طبقه‌ای ( $IDR_{max}$ )، بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\mu_{link} = \frac{IDR_{max} \times L}{e \times h} \Rightarrow IDR_{max} = 0.014901 \quad (15)$$

با استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های معرفی شده نزدیک گسل و استانداردگیری از نتایج آنالیزها می‌توان مقادیر متناظر را بدست آورد:

$$u_{r,max}^{NTHA} = 0.1809m \quad (16)$$

$$IDR_{max}^{NTHA} = 0.015421 \quad (17)$$

نتایج حاصل از روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی در جدول (۷) با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

جدول (۷): مقایسه‌ی نتایج حاصل از روابط پیشنهادی و آنالیز تاریخچه زمانی

| روش محاسبه           | حداکثر زاویه دریفقت بین طبقه‌ای<br>( $IDR_{max}$ ) | حداکثر تغییر مکان بام (متر)<br>( $Disp_{max, Roof}$ ) |
|----------------------|--|---|
| آنالیز تاریخچه زمانی | ۰/۰۱۵۴۲۱   | ۰/۱۸۰۹  |
| روابط پیشنهادی       | ۰/۰۱۴۹۰۱   | ۰/۱۷۷۴  |

بررسی نتایج، انطباق و اثرگذاری بسیار خوبی بین روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی را تصدیق می‌کند. حل مساله نمونه دیگری با تعداد طبقات ۵ طبقه و مشخصات مندرج در جدول (۸) نیز صورت پذیرفته، نتایج بهره‌گیری از روابط پیشنهادی در استخراج مقادیر تقاضای هندسی، مصدق دقت روابط ارائه شده در مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشد. لازم به ذکر است پارامترهای ورودی منظور شده در جدول مورد اشاره نیز خارج از محدوده اطلاعات بانک داده می‌باشد.

جدول (۸): مشخصات ورودی مثال دوم و نتایج حاصل از روابط پیشنهادی و آنالیز تاریخی زمانی

| مشخصات ورودی مساله  |              | خروجی مثال   |            |
|---------------------|--------------|--|------------|
| ابعاد پلان          | ۱۵ در ۱۵ متر | حداکثر زاویه دررفت بین طبقه ای (روابط پیشنهادی)      | ۰/۱۱۸۹ متر |
| تعداد دهانه         | ۳            | حداکثر زاویه دررفت بین طبقه ای (آنالیز تاریخی زمانی) | ۰/۱۲۰۳ متر |
| تیر پیوند           | ۲متر         | حداکثر تغییر مکان بام (روابط پیشنهادی)               | ۰/۱۳۹۵ متر |
| تعداد طبقات         | ۵            | حداکثر تغییر مکان بام (آنالیز تاریخی زمانی)          | ۰/۱۴۱۴ متر |
| ارتفاع طبقات        | ۳متر         |  |            |
| پرئود مود اول       | ۰/۶۰۹۷       |  |            |
| شکل پذیری تیر پیوند | ۷/۴۹۲        |  |            |
| شکل پذیری کلی       | ۳/۲۲۹        |  |            |

## ۷- نتیجه گیری

در سازه های فولادی با مهاربندی واگرا، شکل پذیری دورانی وابسته به حداکثر دوران محاسبه شده در تیر پیوند متأثر از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی است. یکی از نکات مهم و قابل ذکر این است که بین شکل پذیری تیر پیوند و شکل پذیری کلی ارتباط وجود دارد و اگر بتوان با در دست داشتن شکل پذیری کلی سازه، شکل پذیری تیر پیوند را محاسبه نمود، حجم قابل توجهی از محاسبات کاهش می یابد. در این مقاله جهت بهره مندی از نقاط قوت روش طراحی بر مبنای عملکرد و سهولت محاسباتی روش های طراحی نیرویی، قاب هایی با تعداد ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه قاب های بررسی شده ۳ دهانه با عرض ۵ متر در نظر گرفته شده است. طول تیر پیوند به عنوان یکی دیگر از پارامترهای مؤثر بر پاسخ، به میزان ۱، ۱/۷۵ و ۲/۵۰ متر تعریف شده است. سپس یک بانک داده ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با منظور نمودن ۳ تپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی تولید و طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل پالس گونه برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. در نهایت با بهره گیری از الگوریتم های ازدحام ذرات و شبیه سازی تبرید، رابطه های تجربی شکل پذیری تیر پیوند و شکل پذیری کلی برآورد شده است. هر دو الگوریتم از قدرتمندترین تکنیک های هوش مصنوعی در بهینه سازی بوده، که توانایی فوق العاده ای در حل مسایل پیچیده با تعداد متغیر و ورودی های زیاد را دارا هستند. فرآیند مورد انتظار بنحوی بوده که به کمک روابط ساده پیشنهاد شده، بتوان تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل های پیچیده به دست آورد. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی رابطه ی پیشنهادی در تطبیق آن ها با چهارچوب روش های طراحی است که بر پایه تحلیل های ارتجاعی استوار می باشند. رابطه تجربی جدید، برای پیش بینی شکل پذیری کلی برای قاب های فولادی واگرا در زلزله های حوزه نزدیک به گسل ارائه شده است. رابطه ی پیشنهادی، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مهابندها، سختی ستون ها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد مورد نظر طراح و شکل پذیری بام می باشد. بدین ترتیب بجای استفاده از یک ضریب رفتار ثابت، طراح می تواند متناظر با سطح عملکرد مد نظر، بکمک رابطه پیشنهادی سطوح عملکردی متناظر با شکل پذیری تیر پیوند 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 داده های آزمون در هر دو الگوریتم محاسبه شد. ضریب همبستگی در داده های آزمون برای الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه سازی تبرید، به ترتیب ۰/۸۱۲۶ و ۰/۶۹۰۷ بوده است که نشان از دقت بالاتر نتایج حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات می باشد. از اینرو ضرایب حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات، به عنوان نتیجه نهایی جهت اعمال در رابطه ی پیشنهادی ضریب رفتار سازه های فولادی دارای مهاربندی واگرا معرفی گردید. برای سنجش توانمندی رابطه پیشنهادی در تخمین بیشینه تغییر مکان غیرخطی سازه، یک ساختمان فولادی ۷ طبقه بروش نیرویی برای ضریب رفتار ۷ (پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ برای قاب های مهاربندی شده واگرا) طراحی و بکمک تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی در برابر شتاب ناگشتهای مقاله حاضر تحلیل گردید. سپس بکمک 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 غیرخطی بام حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی با مقدار بیشینه تغییر مکان غیرخطی بام تخمین زده شده بکمک روابط پیشنهادی



این مقاله مقایسه گردید. نتایج نشان دهنده توانمندی رابطه پیشنهادی این مقاله در محاسبه بیشینه تغییرمکان غیرخطی بام در محدوده فرضیات صورت گرفته می‌باشد.

پیشنهاد می‌گردد جهت تکمیل مباحث مطروحه در مقاله، اثرات نامنظمی خطی و ارتفاعی، سختی، زوال و سایر مولفه های زلزله ها نیز در تحقیقات آتی مورد توجه محققان قرار گیرد. همچنین بهره گیری از سایر الگوریتم های فراابتکاری در توسعه روابط پیشنهادی و مقایسه آن با روابط حاضر نیز پیشنهاد می‌گردد.

## منابع

- [1] A. ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures," ed: Reston, VA, 2010.
- [2] S. E. Institute, *Minimum design loads for buildings and other structures* (no. 5). Amer Society of Civil Engineers, 2006.
- [3] A. T. Council, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA Region II, 2005.
- [4] R. L. Mayes and F. Naeim, "The Seismic Design Handbook 2nd Edition Ch. 14 Design of Structures with Seismic Isolation," ed: Kluwer Academic Publishers, 2001.
- [5] K. Galal and A. Ghobarah, "Effect of near-fault earthquakes on North American nuclear design spectra," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 236, no. 18, pp. 1928-1936, 2006.
- [6] I. CHOI, M. K. Kim, Y.-S. Choun, and J.-M. Seo, "Shaking table test of steel frame structures subjected to scenario earthquakes," *Nuclear Engineering and Technology*, vol. 37, no. 2, pp. 191-200, 2005.
- [7] J. P. Stewart, S.-J. Chiou, J. D. Bray, R. W. Graves, P. G. Somerville, and N. A. Abrahamson, "Ground motion evaluation procedures for performance-based design," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 22, no. 9-12, pp. 765-772, 2002.
- [8] 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.
- [9] H. Krawinkler, J. Anderson, V. Bertero, W. Holmes, and C. Theil Jr, "Steel buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. S1, pp. 25-47, 1996.
- [10] 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.
- [11] M. Gerami and D. Abdollahzadeh, "Local and global effects of forward directivity," *Građevinar*, vol. 65, no. 11., pp. 971-985, 2013.
- [12] 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.
- [13] L. Li, Z. Huang, and F. Liu, "A heuristic particle swarm optimization method for truss structures with discrete variables," *Computers & Structures*, vol. 87, no. 7-8, pp. 435-443, 2009.
- [14] E. Doğan and M. P. Saka, "Optimum design of unbraced steel frames to LRFD-AISC using particle swarm optimization," *Advances in Engineering Software*, vol. 46, no. 1, pp. 27-34, 2012.
- [15] S. Chatterjee, S. Sarkar, S. Hore, N. Dey, A. S. Ashour, and V. E. Balas, "Particle swarm optimization trained neural network for structural failure prediction of multistoried RC buildings," *Neural Computing and Applications*, vol. 28, no. 8, pp. 2005-2016, 2017.
- [16] L. Lamberti, "An efficient simulated annealing algorithm for design optimization of truss structures," *Computers & Structures*, vol. 86, no. 19-20, pp. 1936-1953, 2008.
- [17] C. Tort, S. Şahin, and O. Hasançebi, "Optimum design of steel lattice transmission line towers using simulated annealing and PLS-TOWER," *Computers & Structures*, vol. 179, pp. 75-94, 2017.
- [18] C. Millan-Paramo and J. E. Abdalla Filho, "Modified simulated annealing algorithm for optimal design of steel structures," *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 35, no. 1, 2019.
- [19] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "The use of PSO and SA Optimization Algorithms in Estimating the Behavior factor of EBFs under Near-fault Pulse-type Earthquakes," in *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2020. (in Persian).

- [20] Yakhchalian, Masood, Neda Asgarkhani, and Mansoor Yakhchalian. "Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames." *Journal of Building Engineering* 30 (2020): 101228.
- [21] 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.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] M. Bosco and P. Rossi, "Seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, pp. 664-674, 2009.
- [25] 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.
- [26] 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.
- [27] A. Committee, "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)," *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*, 2010.
- [28] 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.