

## برآورد ضریب رفتار سازه فولادی با مهاربندی واگرا تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل پالس گونه بکمک الگوریتم ازدحام ذرات

سیدعبدالنبی رضوی

گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

نوید سیاه پلو\*

استادیار، گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

و استادیار مدعو، گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

مهدی مهدوی عادل

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

n.siahpolo@gmail.com, siahpolo@acecr.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۹/۰۷/۰۶ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۷/۲۹

### چکیده

تحلیل ارتجاعی سازه‌ها، سبب ایجاد نیروی برش پایه و تنش هایی می‌شود که به میزان قابل توجهی بزرگتر از پاسخ‌های واقعی سازه می‌باشند. سازه با ورود به حوزه غیرارتجاعی می‌تواند مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب نموده و مقاومت کند. از طرفی، تحلیل غیرخطی سازه‌ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمانبر و پرحجم می‌باشد، بنابراین در اکثر آیین‌نامه‌ها، روش ساده و مناسبی تحت عنوان روش استاتیکی معادل، جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیرخطی سازه (بدون انجام یک تحلیل غیرخطی) ارائه شده است. از این رو به دلیل اهمیت شکل‌پذیری در جذب انرژی زلزله، نیروهای محاسباتی ناشی از زلزله با معرفی ضریب رفتار سازه،  $R$  کاهش می‌یابد. در این مقاله یک بانک داده‌ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ سازه‌ی مهاربندی واگرا با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۳ تپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. جهت تولید رابطه‌ی تخمینی  $R$ ، ۶۷۶۹ داده با استفاده از الگوریتم ازدحام ذرات مورد تعبیر و تفسیر قرار گرفت. نتایج حاصل از همبستگی ۰/۸۶ در داده‌های آزمون، دقت در رابطه‌ی پیشنهادی را نشان می‌دهد.

**کلید واژگان:** الگوریتم ازدحام ذرات، ضریب رفتار، سیستم مهاربندی واگرا، زلزله نزدیک گسل پالس‌گونه

## ۱- مقدمه

در تعریفی که در استاندارد FEMA440 [۱] آمده است. ضریب رفتار، به عنوان نسبت شتاب طیفی ارتجاعی متناظر با دوره تناوب مود اول ارتعاشی به ضریب برش پایه تسلیم سازه حاصل از تحلیل بار افزون معرفی شده است. در یک تعریف دیگر آنچه تحت عنوان ضریب  $R$  تعریف شده است عبارت است از نسبت برش پایه ارتجاعی به برش پایه غیرارتجاعی که هر دو از تحلیل تاریخچه زمانی سازه به دست می‌آیند. تجربه زمین‌لرزه‌های پیشین موید این است که بسته به شدت و محتوای زلزله، پاسخ سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. بررسی پاسخ‌های غیرخطی سازه نشان می‌دهد که نیازهای نیروی برش پایه در این حالت کاهش می‌یابد. کاهش در نیروی ارتجاعی و تبدیل آن به نیروی برش پایه غیرارتجاعی، در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت) تعریف شده است. این ضرایب عموماً بر اساس مطالعات تجربی به دست آمده‌اند. وظیفه این ضرایب در نظر گرفتن کلیه اثرات غیرخطی سازه است. بررسی‌های مختلف نشان می‌دهد که ضریب مذکور به درجه غیرخطی شدن اعضا، میرایی، رفتار چرخه‌ای و اضافه مقاومت سازه وابسته است [۲]. اشکال اساسی وارد بر ضریب رفتار این که برای سازه با ترازهای عملکردی مختلف ثابت فرض شده و نمی‌تواند تصویر مناسبی از سطوح غیرخطی‌شدگی سازه و اجزا آن ارائه نماید. به‌طور 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 غیراقتصادی 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 غیرخطی، نیازهای تغییرشکلی بیشتر از ظرفیت اعضا گردد و به دنبال آن خرابی در سازه شکل گیرد. در تحقیقی که توسط Krawinkler and Rahnama انجام شد، نشان داده شد که برای ساختگاه با خاک نرم، شرایط ساختگاه می‌تواند اثرات مهمی بر  $R$  داشته باشد [۳].

پرواضح است که در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به‌شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت پارگی گسل با توجه به سایت (به‌طور مثال جهت پذیری پیش‌رونده) و تغییرشکل 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 قابل توجهی انرژی پارگی گسل، به شکل یک تحریک پالس‌گونه با پیوند بلند نمایان گردد (لازم به ذکر است که اثرات جهت‌پذیری پس‌رونده فاقد ماهیت پالس‌گونه است). این موضوع از مهم‌ترین وجوه تمایز زلزله‌های حوزوی نزدیک و دور از گسل می‌باشد. ماهیت پالسی بر رفتار خطی و

غیرخطی سیستم یک‌درجه آزاد (Single Degree of Freedom) نیز مورد توجه محققین مختلف بوده است [۴]. 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 محتوای فرکانسی بالا شکل می‌گیرد، می‌تواند دریچه‌ای مفید برای درک بهتر اثرات مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب گردد. در تحقیقی، Gerami *et al.* با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از  $0.7/5$  ثانیه، نشان دادند که اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده (Forward directivity)، شکل‌پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود  $1/8-2/6$  و  $1/2-3/5$  برابر افزایش می‌دهد [۵]. همچنین Mashayekhi *et al.* نشان دادند که تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده حدود  $30$  تا  $50$  درصد بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد [۶].

اخیراً استفاده از شبکه‌های عصبی در بهینه‌سازی روابط حاکم بر طراحی سازه‌های فولادی مورد استقبال محققان زیادی قرار گرفته است. یک الگوریتم بهینه‌ساز PSO توسط Li *et al.* [۷]، برای سازه‌های خرابی با متغیرهای گسسته توسعه داده شد. این الگوریتم تمامی مزیت‌های الگوریتم‌های مرسوم را داشته، به‌علاوه نرخ همگرایی سریع‌تری را داراست. در تحقیق دیگری، الگوریتم مزبور توسط Dogan *et al.* [۸]، جهت طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی مورد استفاده قرار گرفت. آن‌ها الگوریتم مزبور را جهت بهینه‌نمودن طراحی مقاطع آمریکایی W مورد استفاده به عنوان تیر و ستون تحت روش LRFD به‌طوری که سازه کمترین وزن ممکن را داشته باشند، استفاده نمودند. Chatterjee *et al.* با استفاده از بانک اطلاعاتی متشکل از  $150$  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 [۹].

در تحقیق حاضر، یک رابطه‌ی بهینه جهت تخمین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی واگرا مورد انتظار است. این رابطه بر پایه‌ی مشخصات هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه‌ی پارامتریک بروی  $162$  قاب واگرای مجزا در  $4$  سطح عملکردی مختلف تحت  $20$  زلزله‌ی نزدیک گسل شکل گرفته است. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل تعداد طبقات، لاغری بادبندها، 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

روند کار در الگوریتم ازدحام ذرات، بدین صورت است که جهت دست‌یابی به پاسخ بهینه، در ابتدا ذرات به‌صورت تصادفی و با سرعت اولیه صفر انتخاب می‌شوند. در مراحل بعد، ذرات دارای شتاب و سرعت می‌باشند، بدین ترتیب که حرکت و جابجایی هر ذره و قرارگرفتن ذره در موقعیت جدید با توجه به موقعیت و سرعت قبلی محاسبه می‌شود. در PSO، سرعت و موقعیت هر ذره، بر اساس برابری ذرات تغییر می‌کند [۱۱]. فرمول سرعت و موقعیت ذره، کاملاً متناظر با یک ذره از میان کل جمعیت می‌باشد [۱۳]. پس از مقداردهی، در مرحله بعد ذرات از نظر برابری و ارزیابی که مدنظر است مورد بررسی قرار می‌گیرند. سپس با توجه به مکان هر ذره در گروه و بهترین مکان سراسری، ذرات با هم مقایسه شده و بهترین ارزش هر ذره و بهترین ارزش سراسری در بین گروه، مشخص می‌شود. در ادامه، در صورت احقاق هدف مدنظر، جستجوی ذرات خاتمه یافته و در غیراین‌صورت بار دیگر، ذره مورد ارزیابی قرار گرفته تا در ادامه فرآیند، معیار مورد بررسی محقق گردد. Shi and Eberhart [۱۱] موقعیت ذره  $x^d$  و تغییرات آن را بر اساس رابطه (۱) زیر ارایه نمودند.

$$X_{k+1}^d = X_k^d + v_{k+1}^d \quad (1)$$

سرعت  $v^d$  بصورت رابطه (۲) بروز می‌شود.

$$v_{k+1}^d = v_k^d + c_1 r_1 (p_k^d - x_k^d) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^g) \quad (2)$$

ثابت  $k$  برای افزایش شمارنده شبه زمانی بکار برده می‌شود.  $p_k^d$  بهترین موقعیت قبلی ذره  $d$  در زمان  $k$  می‌باشد. همچنین  $p_k^g$  بهترین موقعیت سراسری ذره در زمان  $k$  را بیان می‌کند.  $r_1$  و  $r_2$  اعداد اتفاقی بین ۰ و ۱ هستند [۱۱]. کندی و ابرهات در راستای تولید میانگین ۱، پیشنهاد دادند  $c_1 = c_2 = 2$  باشد [۱۱]. نتیجه استفاده از این مقادیر پیشنهادی این است که پرندگان نیمی از زمان مورد هدف را تحت الشعاع قرار می‌دهند [۱۴].

بعدها، Shi and Eberhart [۱۱] ضریب  $w$  را جهت اصلاح رابطه (۲) بصورت زیر معرفی نمودند.

$$v_{k+1}^d = \omega v_k^d + c_1 r_1 (p_k^d - x_k^d) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^g) \quad (3)$$

آن‌ها پیشنهاد دادند که مقدار  $w$  می‌بایست بین ۰/۸ تا ۱/۴ باشد. بدین ترتیب، آن‌ها نرخ همگرایی را زمانی که  $w$  بصورت خطی در فرآیند بهینه‌سازی کاهش می‌یابد، بهبود بخشیدند [۱۱]. در الگوریتم PSO محلی، هر ذره موقعیت بهینه در اطراف خود را بسته به سرعت و موقعیت خود می‌یابد [۱۳]. روند انجام الگوریتم ازدحام ذرات در فلوچارت شکل (۱) نشان داده شده است.

ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. تعداد ۱۳۹۶۰ آنالیز غیرخطی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم از تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis (IDA)) صورت پذیرفته تا یک دیتابانک شامل طیف وسیعی از داده‌های مرتبط ایجاد گردد. رابطه‌ی مورد نظر می‌بایست بنحوی تولید گردد تا به کمک آن، بتوان به سادگی تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد.

## ۲- الگوریتم ازدحام ذرات

الگوریتم بهینه‌سازی ذرات، یک الگوریتم بهینه‌سازی فرااکتشافی است که از حرکات گروهی از پرندگان یا دسته‌ای از ماهیان که به شکل گروهی زندگی می‌کنند، الگوبرداری شده است. این الگوریتم، از مفهوم اثر متقابل اجتماعی برای حل کردن مسئله استفاده می‌کند. در واقع این الگوریتم از مفهوم اثر متقابل اجتماعی برای حل کردن مسئله استفاده می‌کند. الگوریتم ازدحام ذرات اولین بار توسط Kennedy *et al.* [۱۰] معرفی، و توسط Shi *et al.* [۱۱] توسعه یافت.

این الگوریتم ابتدا برای حل مسایل مهندسی برق، الکترونیک و مخابرات مورد استفاده قرار گرفت. الگوریتم PSO، جهت کشف دقیق حرکت پرندگان در حال پرواز را نشان داده و با تجزیه و تحلیل الگوهای پروازی، شکل بهینه‌ای به خود می‌گیرد. مطالعات نشان می‌دهد، تغییر مسیر هر ذره، از روی الگوی پروازی ذرات همسایه بوده و هر ذره، ذرات دیگر را الگو قرار می‌دهد. تغییر وضعیت ذرات با توجه به تجربه و دانش خود و دیگر ذرات می‌باشد. نتیجه مدل‌سازی این رفتار اجتماعی، فرآیند جستجویی است که ذرات به سمت موقعیت بهتر میل می‌کنند. ذرات با بکارگیری از دانش یکدیگر، از هم می‌آموزند و هر ذره با توجه دانش بدست آمده، به سوی بهترین ذره می‌رود و اگر در زمان جستجو، ذره موقعیت بهتری از ذره‌ی مورد جستجو پیدا کرد، باقی ذرات خود را با آن همسو می‌کنند.

این الگوریتم مانند سایر تکنیک‌های تکاملی، از یک جمعیت که شامل راه‌حل‌های بالقوه مسئله می‌باشد که به منظور اکتشاف در فضای جستجو استفاده می‌کند. تفاوت اساسی این روش با سایر روش‌ها این است که هر ذره دارای یک بردار سرعت است که به وسیله تغییرات آن به جستجوی پیوسته در فضای تصمیم می‌پردازد. این بردار دارای دو جزء است که شامل حرکت ذره به سمت بهترین موقعیتی که تاکنون ملاقات کرده و همچنین بهترین موقعیتی که ذره در کل جمعیت به آن رسیده است می‌باشد. ذرات به سمت مکانی که بهترین تناسب برای خود ذره و همچنین بهترین موقعیت ذره در بین کل جمعیت را تامین نماید جذب می‌شوند [۱۲].

## ۳- تولید بانک داده

## ۳-۱- طراحی، مدل سازی و تحلیل غیر خطی سازه

این تحقیق بر پایه‌ی قاب‌های منظم دوبعدی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر شکل گرفته است. ستون‌ها در اتصال به زمین مفصلی بوده، لیکن قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود می‌باشند، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستون‌ها اتصال دارند. بارهای ثقلی مرده و زنده‌ی وارده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. به‌علاوه حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده نمودن ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LFRD تحلیل و طراحی شده‌اند. 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. پرپود اساسی قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی  $T=0.08H^{0.75}$  و در نظر گرفتن  $H$  به عنوان ارتفاع کل قاب‌ها محاسبه شده است [۱۵].

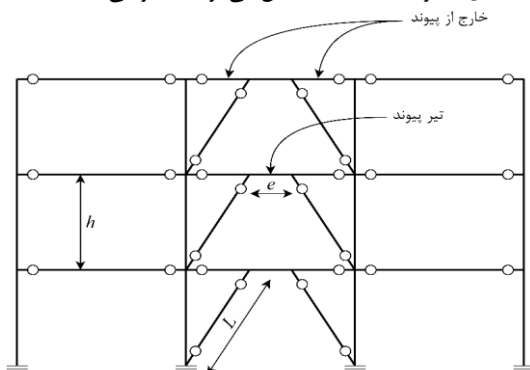
طول تیرهای پیوند به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند تقسیم‌بندی می‌شوند [۱۶، ۱۷]. برای طول‌های کمتر از  $1.6Mp/Vp$ ، رفتار تیر پیوند به صورت برشی و برای طول‌های بیش از  $2.6Mp/Vp$ ، رفتار تیر پیوند به صورت خمشی منظور می‌گردد. برای طول‌های بین این دو مقدار، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی در نظر گرفته می‌شود [۱۶، ۱۷]. بدین ترتیب مدل‌ها برای طول تیرهای پیوند سه‌گانه‌ی  $\frac{1}{2}$  برابر با  $\frac{0.35}{0.50}$  و توسعه داده شده تا نماینده سه رفتار مختلف در تیر پیوند باشد. به‌علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی  $\lambda$  سه‌گانه بسط داده شده‌اند. لاغری بادبندها با استفاده از رابطه (۵) بدست آمده‌اند [۱۸].

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5)$$

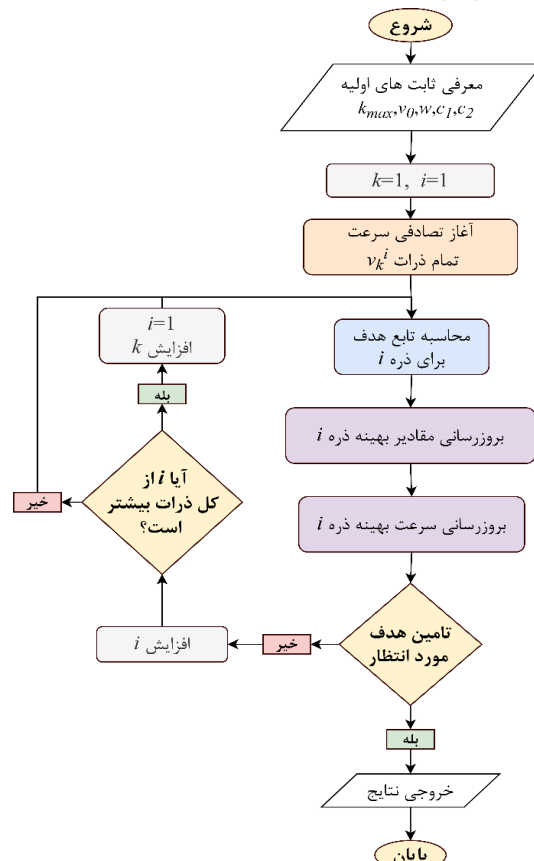
که در رابطه‌ی مزبور  $l$  طول بادبند،  $r$  شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی،  $F_y$  تنش جاری شدن فولاد مصرفی و  $E$  مدول یانگ مصالح می‌باشد. اثر سختی ستون‌ها در ضریبی تحت عنوان  $\alpha$  آورده شده است که به صورت رابطه (۶) محاسبه می‌گردد [۱۸].

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} \quad (6)$$

که  $n_c$  و  $n_d$  به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه می‌باشد. همچنین  $I_c$  ممان اینرسی دوم ستون‌ها،  $h$  ارتفاع طبقه و  $\theta$  زاویه بین مهاربند و تیر می‌باشد. طراحی قاب‌ها بصورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن حداقل مقاومت مورد نیاز، از کمناش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با اینحال در راستای تولید سه حالت  $\alpha$  (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 می‌باشد. هر دو پارامتر  $\lambda$  و  $\alpha$  با تغییر در ارتفاع قاب که در نتیجه‌ی تغییر تعداد طبقات حاصل می‌گردد، تغییر می‌کنند.



شکل ۳- نمای قاب‌های مورد استفاده در تحقیق



شکل ۱- فلوچارت الگوریتم ازدحام ذرات

تاریخچه زمانی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم 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 تغییرمکان نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر صورت گرفته در قاب با اعداد پیش فرض استاندارد ASCE41-13 [۲۲] مورد مقایسه قرار می‌گیرد. عملیات تکرار آنالیز تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه یافته و پس از آن متوقف می‌گردد. برای هر کدام از قاب‌ها، جهت در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش تعریف شده است که اولین سطح عملکردی مربوط است به اولین تسلیم در تیر پیوند. سایر سطوح عملکردی متناظر با زاویه چرخش خمیری تیر پیوند برگرفته از استاندارد ASCE41-13 در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول ۱- مقادیر  $\gamma_i$  هدف برای سطوح عملکردی LS، IO و CP [۲۲]

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

از طرفی رابطه‌ی بین زاویه چرخش خمیری  $\gamma_i$  و تغییرمکان نسبی طبقه یا  $\Delta_i$  در قاب های مهاربندی واگرا، از رابطه (۷) قابل محاسبه می‌باشد [۲۲].

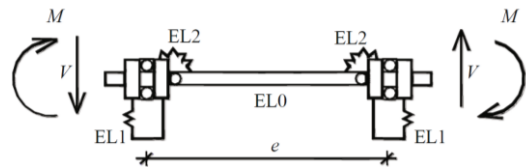
$$\Delta_i = \frac{\gamma_i e . h}{L} \quad (7)$$

در رابطه (۷)  $e$ ،  $h$  و  $L$  نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند می‌باشد. ضریب مقیاس مناسب به ازای سطوح عملکردی مختلف با استفاده از روش بیزین محاسبه می‌شود. این روند به ازای یک شتابنگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس فلوچارت شکل (۵) صورت می‌پذیرد [۲۳].

از آنجایی که مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها، مخصوصاً زمانی که بالاتر از اعداد ۱۰ یا حتی ۱۲ باشد، مورد انتقاد محققین است [۲۴، ۲۵]، این نکته که نتایج بدست آمده در محدوده‌ی زلزله‌های نرمال قرار گیرد، باعث شد تا تعدادی از داده‌های بدست آمده که بالاتر از ۱۲ را مطالبه می‌نمایند از بانک داده بدست آمده حذف گردد. این غربالگری نهایتاً باعث گردید از بین ۱۲۹۶۰ داده‌ی خالص بانک از تعداد ۶۷۶۹ داده استفاده گردد. به ازای هر کدام از داده‌های موجود در بانک، مقادیر تغییرمکان حداکثر بام،  $\Delta_{r,max}$  دریفت بین طبقه‌ای،  $DDR_{max}$  محاسبه و برداشت شده است.

بر اساس اصول طراحی بر مبنای ظرفیت، مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از پیوندها می‌بایست به گونه‌ای طراحی شده تا اساساً الاستیک باقی بمانند [۱۶، ۱۷]. بنابراین، این اعضا باید از مقاومت کافی در برابر نیروهای متناسب با مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، از جمله سخت‌شدگی کرنشی برخوردار باشند [۱۹]. مهاربندها برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای متناظر با مقاومت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. طراحی تیرهای خارج از پیوند مشابه مهاربندها است.

در قاب‌های مهاربندی واگرا، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط Bosco et al. [۲۰] مدل شده است. این مدل اثر نیروی برشی و لنگر خمشی را بر رفتار غیرالاستیک تیرهای پیوند با طول کوتاه، متوسط و بلند شبیه‌سازی می‌کند. مدل تیر پیوند دارای پنج 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 نیمی 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 تغییرمکان‌های انتقالی و دورانی می‌باشند [۲۰]. تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تیرهای خارج از تیر پیوند با کمک المان‌های الاستیک مدل شده تا بصورت الاستیک باقی بمانند. میرایی رایلی در آنالیزها در نظر گرفته شده است. سختی و ضرایب جرم به نحوی مشخص شده تا مدهای اول و سوم قاب با میرایی ویسکوز برابر با ۰/۰۵ تعیین گردد.

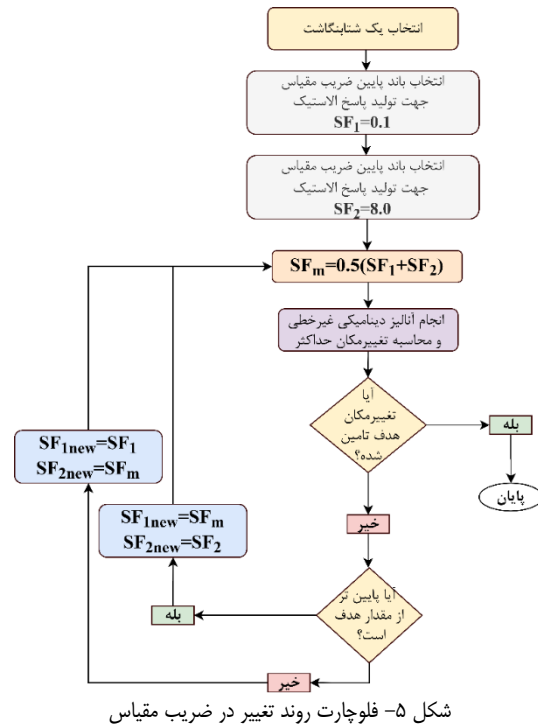


شکل ۴- مدل‌سازی تیر پیوند [۲۰]

بدین ترتیب یک خانواده‌ی بانک داده‌ی پایه‌ی مدل‌ها به میزان  $162(=3(\xi) * 3(\lambda) * 3(\alpha) * 6(n_s))$  عضو تولید می‌گردد. در ادامه کلیه آنالیزهای تاریخچه زمانی بکمک نرم‌افزار OpenSEES [۲۱] بروی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ۴ سطح عملکردی مورد انتظار، و ۲۰ رکورد نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیشرونده تکرار می‌گردد. در نتیجه پاسخ‌های نهایی آنالیزهای صورت گرفته  $162 * 4 * 20 = 12960$  خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آن‌ها صحبت خواهد شد. برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز

است. دسته‌ای از کارهای انجام‌شده مؤید این موضوع است که پرپود 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 پرپود 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 پرپود غالب پالس می‌توان طیف پاسخ سرعت را استخراج نموده و هر کجا بیشینه طیف پاسخ سرعت اتفاق افتاده است، آن نقطه متناظر با پرپود پالس است.

Baker در مطالعه خود پیشنهاد نمود که ابتدا نداشت شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه‌ای از نداشت‌های تجزیه‌شده تبدیل گردد. آنگاه شتاب‌نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آنگاه از این شتاب به‌دست‌آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان‌دهنده پرپود غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که پرپود پالس محاسبه‌شده از روش پیشنهادی ایشان به‌مراست با مقدار مشاهده‌شده در نداشت سرعت نزدیک است [۲۶]. بدین منظور تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تاثیر ۲۰ شتاب‌نگاشت جدول (۲) با خصوصیات زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه قرار گرفته و آنالیز می‌گردند.



شکل ۵- فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس

### ۳-۲- رکوردهای مورد استفاده

در یک دسته‌بندی، نداشت‌های نزدیک گسل را بر اساس قضاوت مهندسی از زلزله‌های دور از گسل تمیز می‌دهند. به‌خصوص چنانچه نداشت سرعت زلزله در دسترس باشد، تشخیص آن به‌مراست ساده‌تر است. یکی دیگر از معیارهای تشخیص زلزله نزدیک گسل، فاصله سایت تا منبع لرزه‌ای است. معمولاً در زلزله‌های نزدیک گسل فواصل بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر را به‌عنوان نزدیک گسل تعریف می‌گردند. بر اساس مطالعات انجام‌گرفته توسط بیکر تعریف کلی برای تشخیص زلزله نزدیک گسل ارائه شده است. بر اساس این تعریف سه ویژگی می‌بایست به‌طور همزمان در نظر گرفته شوند تا به یک زلزله لفظ نزدیک گسل اختصاص یابد [۲۶]. این معیارها عبارت‌اند از:

- شاخص پالس از  $0.85+$  بیشتر باشد.
- پالس در لحظات اولیه سرعت نداشت شکل گیرد.
- PGV رکوردهای زلزله بیشتر از ۳۰ متر بر ثانیه باشد.

بر این اساس ایشان ۹۱ رکوردهای نزدیک گسل را با توجه به سه معیار بالا تعریف نمودند. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف‌شده در خصوص پالس‌های نزدیک گسل، زمان تناوب پالس سرعت است. برای تشخیص زمان تناوب پالس روش‌های مختلفی توسط محققین مختلف انجام‌گرفته

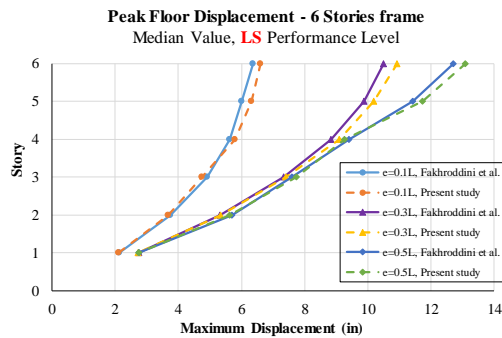
### ۳-۳- صحت‌سنجی مدل‌سازی

صحت‌سنجی مدل‌سازی یکی از مهم‌ترین و اساسی‌ترین گام‌های هر مطالعه محسوب می‌شود. این موضوع برای مطالعات تحلیلی و پژوهش‌هایی که نیازمند بانک داده گسترده‌ای می‌باشند، بیش‌ازپیش پراهمیت جلوه می‌نماید. پرواضح است که اگر فرضیات مدل‌سازی و سرهم‌بندی مدل‌های تحلیلی دارای خطا باشند، نتایج مورد‌استفاده در بسط و توسعه‌یافته‌های تجربی نیز غیرصحيح خواهند بود؛ بنابراین در این مطالعه و به‌منظور صحت‌سنجی، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه‌ی Fakhroddini et al. [۱۹] تولید و توسعه داده شده است. شکل این قاب بطور شماتیک مشابه آنچه در شکل (۳) نمایش داده شده می‌باشد. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها 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 نماینده‌ی رفتارهای کنترل برشی، برشی خمشی و خمشی برای تیر پیوند می‌باشد [۲۷-۲۹].

محاسبه شده است. در نهایت، میانه‌ی حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSEES در شکل (۶) نمایش داده شده است. مقایسه نمودارهای نمایش داده شده گواهی دهنده دقت کافی فاز مدل‌سازی در این تحقیق است.

جدول ۳- مقاطع المان‌های قاب‌های ۶ طبقه فخرالدینی و همکاران [۱۹]

مهاربند	تیرها ی خارج پیوند	تیر پیوند	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	$a=e/L$
5(6×1/2)+6×1/4	14×109	2(14×53)+3(14×48)	3(14×311)+3(14×132)	3(14×38)+3(14×38)	0.1
3(6×1/2)+3(6×1/4)	14×109	4(14×68)+2(14×48)	3(14×311)+3(14×132)	3(14×38)+3(14×30)	0.3
4(6×1/2)+2(6×1/4)	14×109	2(14×132)+4(14×68)	3(14×426)+3(14×176)	3(14×38)+3(14×30)	0.5



شکل ۶- صحت سنجی مدل ساخته شده تحقیق حاضر با مطالعه فخرالدینی و همکاران [۱۹].

#### ۴- برآورد رابطه‌ی بهینه بکمک الگوریتم

بر اساس پیشنهاد Karavasilis [۱۸]، رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار،  $R$ ، برای سازه‌های مهاربندی همگرای فولادی، بصورت رابطه (۸) می‌باشد:

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (8)$$

که در آن  $n_s, \lambda, \alpha, T_p$  مشخصات هندسی قاب بوده که بیشتر معرفی شده‌اند و  $\mu_R$ ، شکل‌پذیری کلی بام می‌باشد. پس از آزمون‌های مکرر رابطه‌ی فوق برای قاب‌های و اگر بصورت زیر بازنویسی می‌گردد.

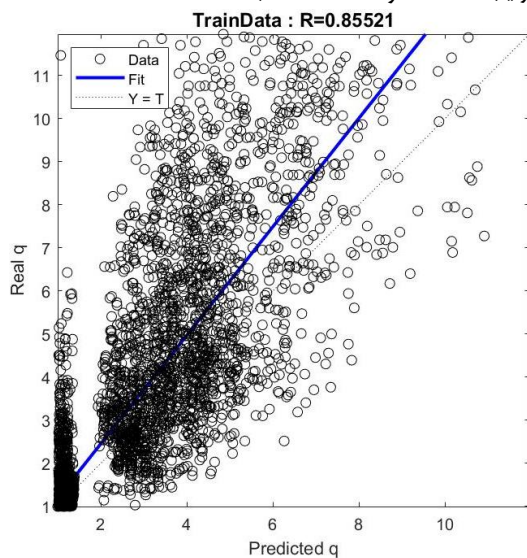
جدول ۲- مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری

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

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 بینایی، رفتار بصورت کنترل برشی-خمشی منظور می‌گردد [۳۰]. تمامی قاب‌ها دارای سه دهانه و ۰/۱۲ و ۰/۰۶ کیپس بر اینج و جرم لرزه‌ای طبقات ۲۰۶ کیپس منظور شده است. فولاد مصرفی جهت طراحی کلیه‌ی المان‌ها، A992 با تنش جاری شدن 50ksi در نظر گرفته شده است. نتایج طراحی قاب‌ها در جدول (۳) نمایش داده شده است. قاب مورد مطالعه، با استفاده از نرم افزار OpenSEES، تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله‌ی مشخص، مورد آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته است. رفتار غیرخطی تیر پیوند بر اساس مطالعه Bosco *et al.* [۲۰] مدل‌سازی شده است.

به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس ( $SF$ ) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی ( $LS$ ) بر اساس معیار ASCE 41-13 [۲۲] با استفاده از آنالیز IDA

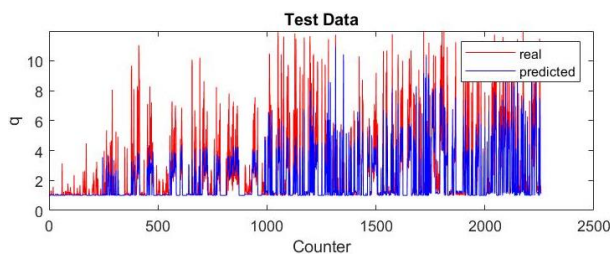
همان گونه که از **جدول (۴)** مشاهده می‌شود، برای داده‌های آموزش، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده براساس PSO به ترتیب ۰/۴۶۸۲۰ و ۱/۴۲۶۱ محاسبه شده است.



شکل ۸- همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش

#### ۴-۱- اعتبارسنجی همبستگی

جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی، ۲۲۵۷ دیتای آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. این تعداد بطور اتفاقی از مجموعه کل داده‌های بانک داده استخراج شده و جهت تست الگوریتم پیشنهادی به‌روی آن مورد استفاده قرار گرفته‌اند. **شکل (۹)** مقادیر پیشنهادی و واقعی  $R$  در داده‌های آزمون را نمایش می‌دهد. **شکل (۹)** مقادیر داده‌های تست را برای الگوریتم ازدحام ذرات نشان می‌دهد. همچنین همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی  $R$  بر اساس داده‌های آزمون در **شکل (۱۰)** نشان داده شده است.

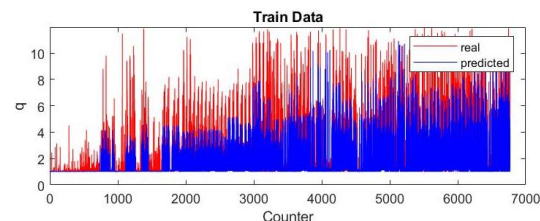


شکل ۹- مقادیر پیشنهادی و واقعی  $R$  در داده‌های آزمون

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \quad (9)$$

شکل پذیری کلی بام،  $\mu_R$ ، از تقسیم تغییرمکان غیرالاستیک بام،  $\Delta_i$  بر تغییرمکان تسلیم سازه،  $\Delta_y$  بدست می‌آید که به ترتیب از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی و آنالیز پوش‌آور بدست می‌آیند. دقت **رابطه (۹)** به ثابت های  $p_1$  تا  $p_7$  وابسته است. پاسخ بهینه برای این ضرایب، طوری تعیین می‌گردد که اختلاف بین  $R$  محاسباتی ( $R_{predicted}$ ) و  $R$  واقعی ( $R_{real}$ ) به حداقل برسد. بدین منظور الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات بکار گرفته شده است. 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 به ترتیب جهت آموزش و ارزیابی کارایی الگوریتم مورد استفاده قرار گرفتند. در نتیجه برای تخمین ضرایب، تعداد ۹۰۲۷ داده‌های مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

**شکل (۷)** مقادیر واقعی  $R$  را در مقابل مقادیر پیشنهادی حاصل از داده‌های آموزش الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات نشان می‌دهد. در این شکل محور افقی نمایانگر تعداد داده‌های مورد استفاده و محور قائم، مقادیر هر کدام از داده‌ها می‌باشد.



شکل ۷- مقادیر پیشنهادی و واقعی  $R$  در داده‌ها

به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل‌ها، از معیارهای مختلفی شامل خطا، میانگین خطا، ریشه میانگین مربعات خطا، درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی و ضریب همبستگی بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده است. نتیجه محاسبات این معیارها، برای داده‌های آموزش الگوریتم مورد بررسی، در **جدول (۴)** ارائه شده است. همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات و مقادیر واقعی آن‌ها، برای داده‌های آموزش در **شکل (۸)** نشان داده شده است.

جدول ۴- نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم برای داده‌های آموزش

RM SE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
۱/۴۲۶۱	-۰/۴۶۸۲۰	-۰/۱۵۴۴	-۰/۸۵۵۲



جدول ۶- ضرایب رابطه پیشنهادی

Constant	$p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7}$
$p_1$	0.039815
$p_2$	1.886839
$p_3$	1.044889
$p_4$	-0.27037
$p_5$	-0.11354
$p_6$	-0.45798
$p_7$	0.140305

۵- استفاده از روابط پیشنهادی: حل مثال عددی

جهت بررسی توانمندی رابطه پیشنهادی در پیش‌بینی ضریب رفتار سازه‌ای که در زمره قاب‌های این مطالعه نیست، یک قاب ۵ طبقه شامل ۳ دهانه، هر کدام به طول ۵ متر بوده است در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات بطور برابر ۳/۲۰ متر و سختی ارتفاعی بطور 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. همچنین دهانه وسط جهت تعبیه قاب مهاربندی واگرا در نظر گرفته شده است. **شکل (۱۱)** نمایی از قاب مورد مطالعه را نمایش می‌دهد. جهت طراحی مقاطع از فولاد با رده‌ی مصرفی ST37 و تنش تسلیم ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده شده است. بارهای واردی سطحی مرده و زنده به ترتیب ۶۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن عرض باربری ۵ متری، بار خطی مرده و زنده‌ی وارد بر قاب‌های پیرامونی به ترتیب ۳۰۰۰ و ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. 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 و ویرایش ۴، ترکیب بار لرزه‌ای D+0.2L جهت محاسبه بار لرزه‌ای قاب مورد استفاده قرار گرفته شده است.

سازه‌ی مزبور با استفاده از روش LRFD با استفاده از نرم‌افزار ETABS2016 طراحی شده است. بدین منظور به استناد استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار  $R=7$  انتخاب شده است. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربند های واگرا به ترتیب HEB260، IPE330 و D244.5x10 بدست آمده است. تغییر مکان حداکثر غیرالاستیک بام برابر است با:

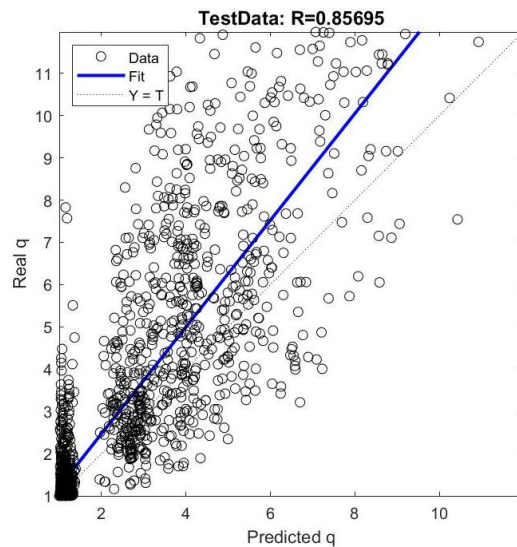
$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 7 \times 0.0633 = 0.4431m \quad (14)$$

معیارهای ارزیابی کارایی و دقت الگوریتم 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 الگوریتم برای داده‌های آزمون

RM SE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
۴۴۸۷ ۱/	۰/۴۸۳۲۶	۰/۱۵۹۰	۰/۸۵۶۹

نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌های مورد بررسی در **جدول (۵)** نشان می‌دهد، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده به ترتیب ۱/۴۸۳۲۶ و ۱/۴۴۸۷ محاسبه شده است.



شکل ۱۰- همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون

بررسی پارامترهای خطا مندرج در **جدول (۱۰)**، نشان می‌دهد خطای حاصل از مدل ایجاد شده با استفاده از الگوریتم ازدحام ذرات در محدوده تغییرات خطای کمی است. بدین ترتیب با توجه به سنجش صورت گرفته، الگوریتم ازدحام ذرات به‌عنوان یک الگوریتم بهینه شناخته شده و ضرایب  $p_1$  تا  $p_7$  مورد اشاره در **رابطه (۹)** حاصل از این الگوریتم در **جدول (۶)** ارائه می‌گردد.

بدین ترتیب حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = \mu_R \times Disp_{max, Roof}^{el.} \quad (20)$$

$$= 2.84 \times 0.0452 = 0.1283m$$

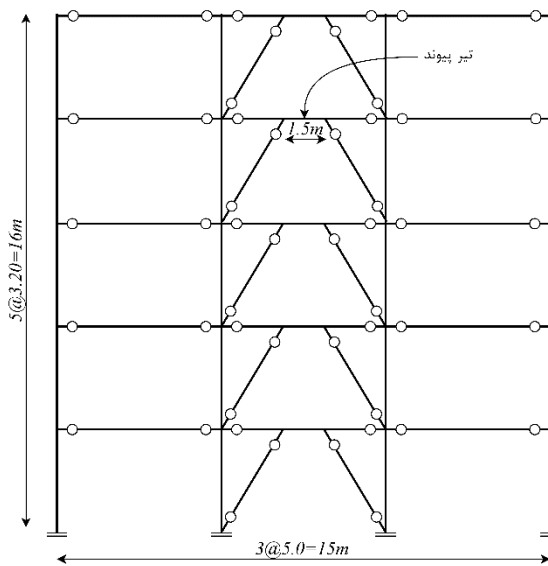
از طرفی، با استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده مندرج در **جدول (۲)** و میانگین‌گیری از نتایج آنالیزها می‌توان مقادیر متناظر را بدست آورد:

$$u_{r, max}^{NTHA} = 0.1301m \quad (21)$$

با مقایسه‌ی مقادیر مندرج در **روابط (۲۰)** و **(۲۱)** یعنی مقادیر حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک بام که نهایتاً با استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی بدست آمده (۰/۱۲۸۳) و پاسخ حاصل از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی (۰/۱۳۰۱)، درصد اختلاف، ۱/۳۸ درصد محاسبه می‌گردد که انطباق و اثرگذاری بسیار خوبی بین روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی را نشان می‌دهد.

#### ۶- نتیجه‌گیری

ضریب رفتار در حقیقت، عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بردارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. این ضریب برای هر سیستم سازه‌ای در آیین‌نامه‌های مختلف براساس اثر شکل‌پذیری، و مقاومت افزون، بدست می‌آید و با عنوانی چون ضریب اصلاح پاسخ، ضریب کاهش نیرو و ضریب رفتار بیان می‌شود. اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار، عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که مکانیزم شده و به خرابی کامل می‌رسد، جذب می‌کند. در این مقاله پس از تحلیل ۱۲۹۶۰ قاب 2D با سیستم ساختمانی EBF، به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی بانک داده گسترده‌ای تهیه گردید. رابطه تجربی جدید، برای پیش‌بینی ضریب رفتار R برای قاب‌های فولادی و اگر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل ارائه شده است. جهت تولید رابطه‌ی پیشنهادی R، الگوریتم ازدحام ذرات استفاده شده است. این الگوریتم یکی از قدرتمندترین تکنیک‌های هوش مصنوعی در بهینه‌سازی بوده، که توانایی فوق‌العاده‌ای در حل مسایل پیچیده با تعداد متغیر و ورودی‌های زیاد را دارا است. رابطه‌ی پیشنهادی، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مهباندها، سختی ستون‌ها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح



شکل ۱۱- نمای قاب مورد بررسی در مثال

همچنین حداکثر نسبت دررفت بین طبقه‌ای غیرالاستیک برابر

است با:

$$IDR_{max}^{in.el.} = q \times IDR_{max}^{el.} = 7 \times 0.00201 = 0.01079 \quad (15)$$

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

$$\lambda = \frac{l}{\pi.r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.781 \quad (16)$$

و اثر سختی ستون‌ها به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.01429 \quad (17)$$

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

$$T = 0.64s \quad (18)$$

با در دست داشتن پارامترهای هندسی فوق‌الذکر، و با استفاده از رابطه‌ی مندرج در **جدول (۶)**، شکل‌پذیری حداکثر بام بدست می‌آید. بدین ترتیب:

$$\mu_R = 2.840 \quad (19)$$

multistoried RC buildings. *Neural Computing and Applications*. 2017; 28 (8) : 2005-16 .

10. Kennedy J, Eberhart R, editors. Particle swarm optimization. *Proceedings of ICNN'95-International Conference on Neural Networks*; 1995: IEEE .

11. Shi Y, Eberhart R, editors. A modified particle swarm optimizer. 1998 IEEE international conference on evolutionary computation proceedings IEEE world congress on computational intelligence (Cat No 98TH8360); 1998: IEEE .

12. Trelea IC. The particle swarm optimization algorithm: convergence analysis and parameter selection. *Information processing letters*. 2003; 85 (6) : 317-25 .

13. Bai Q. Analysis of particle swarm optimization algorithm. *Computer and information science*. 2010; 3 (1) : 180 .

14. Fourie P, Groenwold AA. The particle swarm optimization algorithm in size and shape optimization. *Structural and Multidisciplinary Optimization*. 2002; 23 (4) : 259-67 .

۱۵. مسکن و شهرسازی. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴. ۱۳۹۳.

16. Rice PF, Hoffman ES. AISC-360-05, Structural design guide to AISC specifications for buildings. Van Nostrand Reinhold; 2005 .

۱۷. مسکن و شهرسازی. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان های فولادی. ۱۳۹۲.

18. Karavasilis TL, Bazeos N, Beskos DE. Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2007; 36 (15): 2273-89 .

19. Fakhraddini A, Hamed S, Fadaee MJ. Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2019; 18 (2) : 379-93 .

20. Bosco M, Marino EM, Rossi PP. Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length. *Engineering structures*. 2015; 84: 406-18 .

21. McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*. 2011; 13 (4) : 58-66 .

22. Pekelnicky R, Engineers SD, Chris Poland S, Engineers ND. ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings. *Proceedings of the SEAOC*. 2012 .

عملکرد مورد نظر طراح و شکل پذیری بام می باشد. برای ارزیابی صحت رابطه پیشنهادی، از آزمون های ریاضی محاسبه ی خطا استفاده شد. در نتیجه میانگین مربعات خطا (MARE) و ضریب همبستگی (R)، برای داده های آموزش ۰/۱۵۴۴ و ۰/۸۵۵۲ محاسبه گردید. همچنین همین مقادیر خطا در داده های آزمون به ترتیب ۰/۱۵۹۰ و ۰/۸۵۵۲ بدست آمده که نشان دهنده ی دقت بالای رابطه ی پیشنهادی است.

## منابع

1. Council AT. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures: FEMA Region II; 2005 .
2. Santa-Ana PR, Miranda E, editors. Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems. *Proceedings of the 12th world conference on Earthquake Engineering*; 2000: Auckland, New Zealand .
3. Krawinkler H, Rahnama M, editors. Effects of soft soils on design spectra. 10th World Conference on Earthquake Engineering; 1992 .
4. Makris N, Black CJ. Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations. *Journal of Engineering Mechanics*. 2004; 130 (9) : 1019-31 .
5. Gerami M, Abdollahzadeh D. Local and global effects of forward directivity. *Gradevinar*. 2013; 65 (11): 971-85 .
6. Mashayekhi A, Gerami M, Siahpolo N. 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*. 2019; 19 (5) : 1543-59 .
7. Li L, Huang Z, Liu F. A heuristic particle swarm optimization method for truss structures with discrete variables. *Computers & Structures*. 2009; 87 (7-8): 435-43 .
8. Doğan E, Saka MP. Optimum design of unbraced steel frames to LRFD-AISC using particle swarm optimization. *Advances in Engineering Software*. 2012; 46 (1) : 27-34 .
9. Chatterjee S, Sarkar S, Hore S, Dey N, Ashour AS, Balas VE. Particle swarm optimization trained neural network for structural failure prediction of

23. Tzimas A, Karavasilis T, Bazeos N, Beskos D. Extension of the hybrid force/displacement (HFD) seismic design method to 3D steel moment-resisting frame buildings. *Engineering Structures*. 2017; 147: 486-504 .
24. De Luca F, Iervolino I, Cosenza E. 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 .
25. Hancock J. The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment: Imperial College London (University of London); 2006 .
26. Baker JW. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2007; 97 (5) : 1486-501 .
27. Bosco M, Rossi P. Seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*. 2009; 31 (3) : 664-74 .
28. Kuşyılmaz A, Topkaya C. Design overstrength of steel eccentrically braced frames. *International Journal of Steel Structures*. 2013; 13 (3) : 529-45 .
29. Rossi P, Lombardo A. Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007; 63 (11) : 1529-45 .
30. Committee A. Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10). American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois. 2010 .

## Estimation of Behavior Coefficient of steel eccentrically braced frames (EBFs) under Near-fault Pulse-type Earthquakes using Particle Swarm algorithm

Seyed Abdonnabi Razavi

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

Navid Siahpolo\*

Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khouzestan, Iran

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

Mehdi Mahdavi Adeli

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

### ABSTRACT

Elastic analysis of structures creates basic shearing forces and stresses that are significantly larger than the actual responses of the structures. By entering the inelastic domain, the structure can absorb and resist a large amount of earthquake energy. On the other hand, nonlinear analysis of structures requires time-consuming and voluminous computational operations, so in most of the codes, a simple and appropriate method called equivalent static method is presented to achieve a reasonable answer to the nonlinear behavior of the structure (without performing a nonlinear analysis). Therefore, due to the importance of ductility in the absorption of seismic energy, the computational forces caused by the earthquake are reduced by introducing the coefficient of structural behavior,  $R$ . In this paper, an extensive database consisting of 12,960 eccentrically braced frame (EBF) structures with varying story numbers of 3, 6, 9, 12, 15 and 20, three types of column stiffness and three degrees of bracing slenderness was designed and analyzed under 20 near-faults pulse-like earthquakes. To generate the estimated relation  $R$ , 6769 data were interpreted using particle swarm algorithm. The results of a correlation of 0.86 in the test data presented the accuracy of the proposed relation.

### KEYWORDS

Particle Swarm Optimization (PSO), behavior coefficient, Eccentric braced frame (EBF), Pulse-type near-fault earthquake.