

R. Asadian

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

e-mail: reza_asadian70@yahoo.com

K. Nasserasadi

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

e-mail: nasserasadi@znu.ac.ir

M. Eghbali*

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

e-mail: eghbali@znu.ac.ir

Seismic Evaluation of Optimal Performance-Based Design of Steel Moment Frames with Metaheuristic Algorithms

Optimal use of materials in constructing structures is one of the main goals of any design. Construction of structural systems is costly for their builders, so structures and buildings that are economically justifiable, appropriate, and meet the requirements of the criteria are more welcomed. In contrast, maintaining the structural performance in earthquakes is vital to ensuring safety and reducing damage during earthquakes. As a result of optimizing frames sections, the stiffness and strength of components are reduced, and these frames' performance against earthquakes is in question. In this research, the performance level of optimized steel moment frames with metaheuristic algorithms has been evaluated. For this purpose, the seismic performance of five-story steel moment frames with different geometric characteristics has been optimized and seismically evaluated using Particle Swarm Optimization (PSO), Charged System Search (CSS) Ant Colony Algorithm (ACO) and Genetic Algorithm (GA). Study results show that the optimized frame based on the Charged System Search algorithm has lighter sections and lower weight, while the seismic behavior responses of the structures are obtained faster. Furthermore, in terms of performance levels, the total number of collapse plastic joints in the Particle Swarm Optimization (PSO) was higher than other methods. Therefore, this algorithm can also be proposed as a suitable proposal method for the optimal design of similar frames.

Keywords: Seismic Evaluation, Performance-based, Steel Moment Frame, Optimization, Metaheuristic Algorithms.

* Corresponding author

Received 11 May 2021, Revised 11 November 2021, Accepted 12 November 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6938.1249

ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر سطوح عملکردی قاب‌های خمشی فولادی بهینه‌سازی شده با الگوریتم فراکاوشی

کاربرد بهینه مصالح در ساخت سازه‌ها از اهداف اصلی در هر طراحی محسوب می‌گردد. از آنجاکه ساخت سازه‌های ساختمانی برای سازندگان آنها دارای هزینه‌های زیادی است؛ بنابراین، سازه‌ها و ساختمان‌هایی که از نظر اقتصادی توجیه‌پذیر و مناسب بوده و الزامات آئین‌نامه‌ها را تأمین می‌نمایند، مورد استقبال بیشتری قرار می‌گیرند. از طرف دیگر، حفظ عملکرد سازه‌ها در زلزله‌ها نقش مهمی در تأمین اینمی و کاهش خسارات ناشی از زلزله دارد. بهینه‌سازی قاب‌ها باعث کاهش مقاطع، سختی و مقاومت اجزا می‌گردد و در نتیجه، عملکرد این قاب‌ها در برابر زلزله مورد تردید محققان قرار گرفته است. در این پژوهش، سطح عملکرد قاب‌های خمشی بهینه‌سازی شده با الگوریتم‌های فراکاوشی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این موضوع، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پنج طبقه با مشخصات متفاوت هندسی با استفاده از الگوریتم‌های ژنتیک، ازدحام ذرات، کلونی مورچگان و سیستم ذرات باردار بهینه‌سازی شده و مورد ارزیابی لزم‌ای قرار گرفته است. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که قاب بهینه شده براساس الگوریتم سیستم ذرات باردار دارای وزن کمتر و مقاطع سبکتری بوده و پاسخ‌های رفتار لرزه‌ای قاب‌ها سریع‌تر به دست آمده است. از نظر سطوح عملکردی نیز، مجموع تعداد مفاصل آستانه فروبریش در الگوریتم ازدحام ذرات از سایر روش‌ها بیشتر بوده است. بنابراین این الگوریتم نیز به عنوان پیشنهادی مناسب برای طراحی بهینه قاب‌های مشابه می‌تواند پیشنهاد گردد.

واژگان کلیدی: ارزیابی لرزه‌ای، سطوح عملکردی، قاب خمشی فولادی، بهینه‌سازی، الگوریتم‌های فراکاوشی.

رضا اسدیان

کارشناسی ارشد مهندسی
 عمران - سازه، دانشکده مهندسی
 عمران، دانشگاه زنجان، زنجان،
 ایران.

پست الکترونیک:
reza_asadian70@yahoo.com

کیارش ناصراسدی

دانشیار، گروه مهندسی عمران،
دانشکده مهندسی، دانشگاه
زنجان، زنجان، ایران.
پست الکترونیک:
nasserasadi@znu.ac.ir

مهدي اقبالی*

استادیار، گروه مهندسی عمران،
دانشکده مهندسی، دانشگاه
زنجان، زنجان، ایران.
پست الکترونیک:
eghbali@znu.ac.ir

۱- مقدمه

باید الزامات آئین‌نامه‌ای رعایت شده و سازه در برابر شرایط بارگذاری قادر به حفظ پایداری و انسجام کلی خود باشد، بلکه باستی از لحاظ اقتصادی نیز قابل توجیه باشد. روش‌های مختلفی برای حل مسائل بهینه‌سازی توسط محققان ارائه شده که به صورت کلی می‌توان آنها را به دو دسته الگوریتم‌های کلاسیک و تصادفی طبقه‌بندی نمود. الگوریتم‌های کلاسیک، که با عنایونی مانند شبهنیوتونی نیز شناخته می‌شوند، در حل مسائل بهینه‌سازی با مشکلات اساسی مانند نیاز به محاسبه مشتق تابع هدف و انتخاب مناسب حدس اولیه برای گریز از قرار گرفتن در بهینه‌های محلی مواجه هستند. بنابراین، برای رفع این مشکلات، الگوریتم‌های تصادفی مطرح گردیده‌اند. این

یکی از مسائلی که امروزه در طراحی سازه‌ها از اهمیت فراوانی برخوردار است و کارفرمایان بخش خصوصی و دولتی بر روی آن تأکید فراوانی دارند، بهینه بودن سازه با رعایت ضوابط آئین‌نامه‌ها می‌باشد. در واقع، هدف اصلی از بهینه‌سازی سازه‌ها به دست آوردن یک طرح بهینه برای سازه می‌باشد که در این طرح بهینه، نه تنها

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۲۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۲۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۲۱
DOI: 10.22091/cer.2021.6938.1249

بهینه قاب‌های خمثی دوبعدی ارائه دادند. ایشان از الگوریتم سیستم ذرات باردار به منظور بهینه‌سازی سازه‌های اسکلتی استفاده کردند [۱۱].

حسینی‌واعظ و کریمی بهینه‌سازی قاب‌های خمثی فولادی را براساس سطوح عملکرد مختلف و با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی بهینه‌سازی ازدحام ذرات و گرگ خاکستری مورد مطالعه قرار دادند و یک روش بهینه‌سازی دو مرحله‌ای ارائه نمودند که در آن بهطور همزمان اهداف مربوط به رعایت ضوابط طراحی مطابق روش ضرایب بار و مقاومت و طراحی مبتنی سطوح عملکرد تأمین شده است [۱۲].

فتحعلی و همکاران، روش جدیدی برای مدل‌سازی رفتار تیر پیوند با فرآیند محاسبه تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد ارائه نموده‌اند. بر این اساس، در محل تشکیل مفصل خمیری، تنها یک مفصل خمیری خمثی مدل گردیده و رفتار آن به گونه‌ای تعیین شده است که معادل رفتار تیر پیوند باشد [۱۳].

۲- الگوریتم‌های فراکاوشی

الگوریتم‌های مختلفی برای مسائل بهینه‌سازی ارائه شده‌اند، اما به دلیل نقاط ضعف روش‌های کلاسیک از قبیل وابستگی به حدس اولیه، امکان قرارگرفتن در بهینه‌های محلی، پیوسته و مشتق‌پذیر بودن تابع هدف و از سویی دیگر با پیشرفت علوم کامپیوتری و سریع‌تر شدن محاسبات لازم روش‌های فراکاوشی برای حل این مسائل مطرح شدند که از اعداد تصادفی برای یافتن جواب مسئله استفاده می‌نمایند. در این پژوهش، برای بهینه‌سازی سازه‌ها از الگوریتم‌های ازدحام ذرات^۵ (PSO^۶)، سیستم ذرات باردار (CSS^۷)، کلونی مورچگان (ACO^۸) و ژنتیک

الگوریتم‌ها که از اعداد تصادفی برای حل مسائل و شبیه‌سازی طبیعی پدیده‌ها استفاده می‌کنند در سال‌های اخیر توسعه بسیاری یافته و کاربرد گستردۀ در علوم مهندسی پیدا نموده‌اند [۴-۱]. استفاده از الگوریتم‌های تصادفی در بهینه‌سازی سازه‌ها بهویژه در دهه‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققان مهندسی سازه و زلزله قرار گرفته است. در این راستا چند نمونه از تحقیقات مرتبط با این زمینه به صورت مختصر ارائه شده است.

برای اتصالات نیمه‌صلب ساکا^۱ و همکاران از الگوریتم ژنتیک در طراحی بهینه قاب‌های فولادی چندطبقه همراه با بار جانبی استفاده کردند. آنها محدودیت‌های خود را تحت بارگذاری بهره‌برداری و سایر بارگذاری‌های ترکیبی قرار دادند و نتایج بهینه را ارائه دادند [۵]. ارباتور^۲ و همکاران با استفاده از الگوریتم ژنتیک مقاطع سازه‌های خرپایی را بهینه‌سازی نمودند [۶]. محققان از الگوریتم ژنتیک برای پیدا کردن طرح بهینه قاب خمثی فولادی استفاده کردند [۷]. فوریه^۳ و همکاران الگوریتم ازدحام ذرات را در طراحی سازه‌های فلزی با ابعاد و شکل‌های متفاوت به کار برdenد. آنها مسئله استاندارد تعریف شده در الگوریتم ژنتیک را با روش جدید بهینه‌سازی نموده و نتایج حاصل را با نتایج الگوریتم ژنتیک مقایسه نمودند و کارایی بیشتر الگوریتم ازدحام ذرات را در این مطالعه نشان دادند [۸].

پژوهشگران دیگری از الگوریتم ازدحام ذرات جهت بهینه‌سازی قاب‌های فولادی با اتصالات پیچ و مهره‌ای استفاده کردند و با تنظیم پارامترها نتایج بهتری نسبت به تحقیقات قبلی به دست آوردن [۹]. کمپ^۴ و همکاران در سال ۲۰۰۵، از الگوریتم کلونی مورچگان برای بهینه‌سازی قاب‌های خمثی استفاده کردند [۱۰]. کاوه و طلعت اهری نسخه بهینه‌یافته از الگوریتم کلونی مورچگان را برای طرح

^۵- Particle Swarm Optimization

^۶- Charged System Search

^۷- Ant Colony Algorithm

^۸- Genetic Algorithm

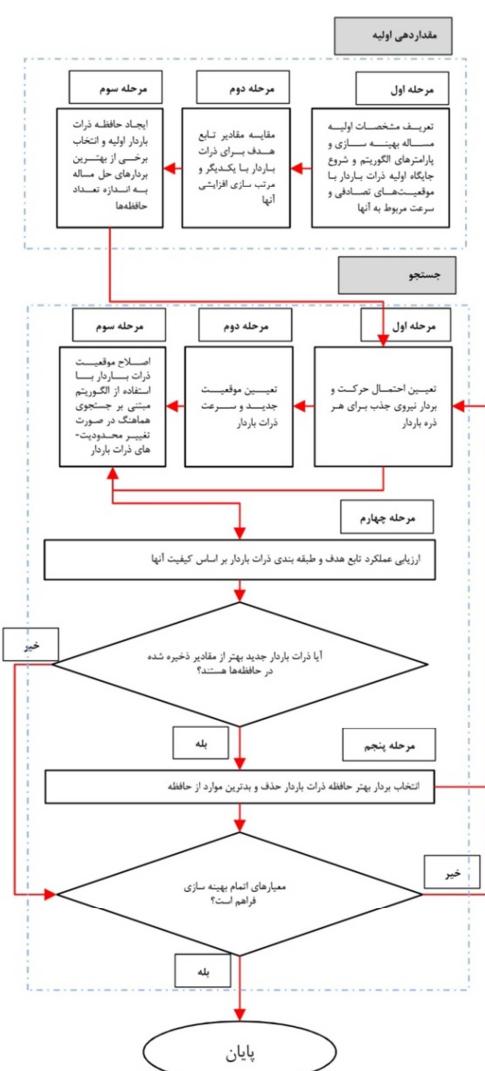
^۱- Saka

^۲- Erbatur

^۳- Fourie

^۴- Camp

با شبیه‌سازی میدان الکتریکی فضای اطراف یک بار الکتریکی و محاسبه نیروهای الکتریکی وارد بر ذره از طرف سایر ذرات باردار جهت و میزان حرکت آن بار را برای دستیابی به جواب بهینه ارائه می‌دهد. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۲ نشان داده شده است [۱۵]. این فلوچارت در دو بخش مقداردهی اولیه و جستجو به صورت بخش اول شامل سه گام و بخش دوم با پنج گام ارائه شده است.



شکل ۲- فلوچارت الگوریتم سیستم ذرات باردار [۱۵]

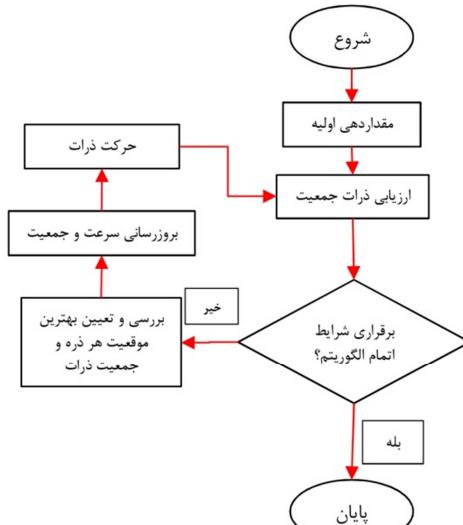
۳-۲- الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

بهینه‌سازی جمعیت مورچگان نوعی روش فراکاوشی است که در حل تعداد زیادی از مسائل بهینه‌سازی ترکیباتی کاملاً موفق عمل نموده است.

(GA^A)، استفاده شده که ساختار عملکرد هرکدام در ادامه به صورت مختصر توضیح داده شده است [۱۴-۱۸].

۱-۲- الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

این الگوریتم را جیمز کندي (روانشناس اجتماعي) و راسل ابرهارت (مهندس برق) در سال ۱۹۹۵ برای حل مسائل بهینه‌سازی، که ماهیت پیوسته بر جواب‌های آنها حاکم است، مطرح کردند و بسیاری از نویسندها کار آنها را توسعه داده‌اند [۱۴]. این الگوریتم از رفتار اجتماعي دسته پرندگان و ماهی‌ها الهام گرفته است. دسته‌ای از پرندگان را که در محیطی به دنبال غذا می‌گردند در نظر گرفته می‌شود، هیچ‌یک از آنها اطلاعی از محل غذا ندارند، ولی در هر مرحله، فاصله خود تا محل غذا را می‌دانند. بر این اساس، بهترین رویکرد برای پیدا کردن غذا، پیروی از نزدیک‌ترین پرنده به غذا می‌باشد. الگوریتم پرواز پرندگان، این رفتار را در مسائل بهینه‌سازی شبیه‌سازی می‌کند. در شکل ۱، فرآیند بهینه‌سازی به صورت فلوچارت ارائه شده است [۱۷].

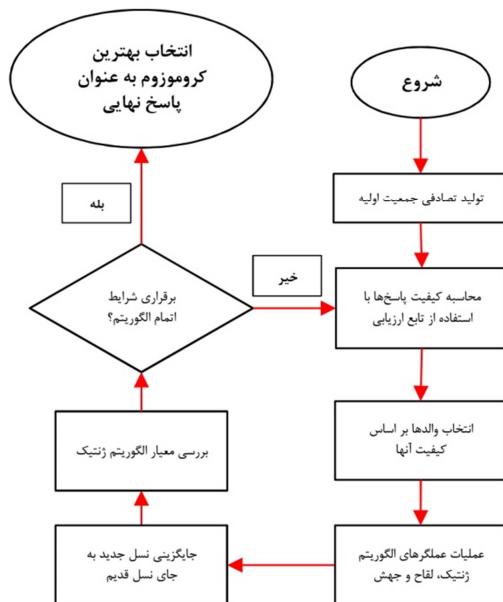


شکل ۱- فلوچارت الگوریتم ازدحام ذرات [۱۷]

۲-۲- الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)

در روش جستجوی ذرات باردار از قاعده کولمب در فیزیک و قاعده حرکت در مکانیک نیوتونی جهت ارائه یک الگوریتم بهینه‌سازی جدید استفاده می‌گردد. این الگوریتم

الگوریتم GA رهیافتی است که تکامل طبیعی موجودات را الگو قرار می‌دهد. این روش تقلیدی از فرآیند تکامل با استفاده از الگوریتم‌های کامپیوتربی است. جان هالند در دهه ۷۰ میلادی با الهام گرفتن از ویژگی‌های تئوری تکامل، الگوریتم جستجویی ابداع کرد که در این الگوریتم برای تکامل جواب‌های مربوط به حل‌های یک مسئله بهینه‌سازی از اصول طبیعت مربوط به فرآیند تکامل روی نمادهای ژنی استفاده می‌شود. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۴ نشان داده شده است [۲۰].



شکل ۴- فلوچارت الگوریتم ژنتیک (GA) [۲۰]

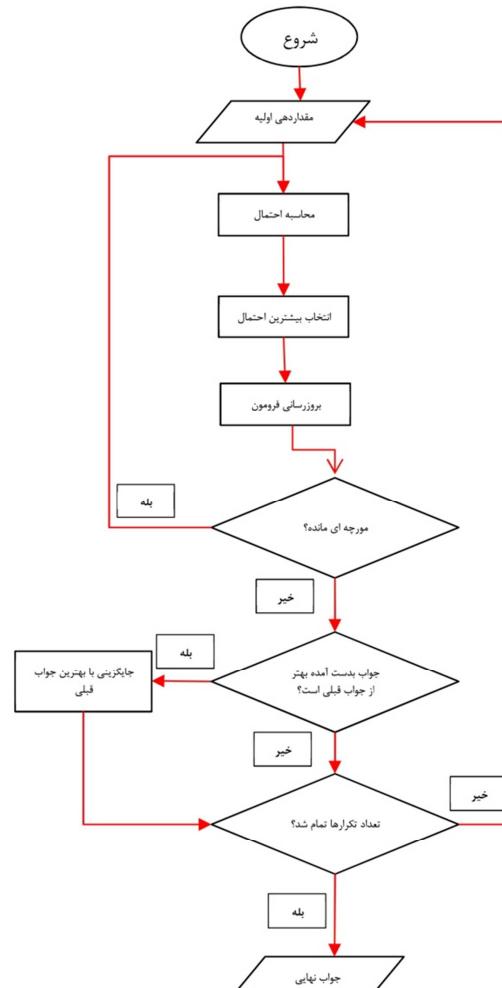
۳- تابع بهینه‌سازی

در مطالعات مربوط به بهینه‌سازی، اغلب وزن سازه به عنوان تابع هدف مسئله تعریف می‌شود که آن هم براساس تابعی از متغیرهای طراحی می‌باشد. سایر عوامل فرعی برای ارائه یک طرح بهینه چندان تأثیرگذار نمی‌باشند. بنابراین در این تحقیق نیز تابع هدف به صورت رابطه (۱) تعریف گردیده است [۱]:

$$W(X) = \sum_{i=1}^m \gamma_i A_i L_i \quad (1)$$

که در آن، W به عنوان وزن سازه، X به عنوان پارامترهای طراحی و براساس ضوابط و شرایط آیین‌نامه‌های مورد

الگوریتم ACO به عنوان یک ابزار جهت حل مسئله فروشنده دوره‌گرد توسط دوریگو^۹ و همکاران در سال ۱۹۹۲ مطرح شده است. این الگوریتم که نوعی از سیستم‌های چندعاملی است، از رفتار غذایابی مورچه‌های واقعی الهام گرفته شده است و هر عامل، یک مورچه مصنوعی می‌باشد. همچنین این الگوریتم نمونه موفقی از سیستم‌های هوشمند گروهی است، که در آن هر عامل، عمل ساده‌ای را انجام می‌دهد، ولی انجام این عمل ساده در کل، باعث حل شدن مسائل پیچیده می‌شود. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۳ ارائه شده است [۱۹].



شکل ۳- فلوچارت الگوریتم کلونی مورچگان [۱۹]

۴-۲- الگوریتم ژنتیک (GA)

^۹- Dorigo

آسیب در اعضای سازه‌ای، باعث خرایی سیستم‌های مکانیکی، برقی و لوله‌کشی یا سقفها و تجهیزات ساختمان نیز شوند و در نتیجه، اینمی جانی ساکنان را تهدید نمایند. این شرایط بارگذاری و تغییرمکان‌ها می‌توانند احتمال ناپایداری ساختمان را افزایش داده و در نتیجه اینمی سازه را کاهش دهند. بنابراین، کنترل حرکت جانبی قاب‌های مورد مطالعه تحت بار لرزه‌ای ضروری است. محدودیت‌های تغییرمکان‌های جانبی در سطوح مختلف عملکرد را می‌توان به صورت رابطه (۴) تا (۶) بیان نمود:

$$\Delta^{IO}(X) \leq \bar{\Delta}^{IO} \quad (4) \text{ سطح عمکلرده استفاده بی وقفه (IO)}$$

$$\Delta^{LS}(X) \leq \bar{\Delta}^{LS} \quad (5) \text{ سطح عمکلرده اینمی جانی (LS)}$$

$$\Delta^{CP}(X) \leq \bar{\Delta}^{CP} \quad (6) \text{ سطح عمکلرده اینمی جانی (CP)}$$

در این روابط Δ و $\bar{\Delta}^{level}$ به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای موجود و مجاز هستند و مطابق ضوابط FEMA-273, IO, LS و CP به ترتیب سطح عملکرد استفاده بی وقفه، اینمی جانی و آستانه فروریزش می‌باشند [۲۱]. با توجه به اینکه سطح عملکرد سازه‌ای را می‌توان به عنوان حالت متناظر با جابه‌جایی هدف تعریف نمود، بنابراین به طور متداول جابه‌جایی هدف، به عنوان حداقل جابه‌جایی مجاز مرکز جرم با میزان ۰/۵ درصد ارتفاع قاب مطابق ضوابط FEMA-273 و FEMA-350 جابه‌جایی مرکز جرم با میزان ۰/۷ و ۵ درصد ارتفاع قاب مورد مطالعه و به عنوان تغییرمکان جانبی مجاز مرکز جرم با متناظر با IO و LS در نظر گرفته شده است [۲۱] و [۲۲].

۳-۱-۳- تغییرهای مورد مطالعه

استفاده، m تعداد اعضای سازه، γ چگالی جرم مصالح و A_i و h_i به ترتیب طول و سطح مقطع عضو آام می‌باشند. یک طرح اقتصادی و بهینه نه تنها باید کمترین وزن را داشته باشد، بلکه باید از مقاومت کافی در برابر بارهای زلزله برای جلوگیری از ایجاد آسیب در سازه‌ها نیز برخوردار باشد. بنابراین، طراحی بهینه نیز باید محدودیت‌های طراحی را تأمین نماید. نوع متغیرهای طراحی بستگی به نوع مسئله بهینه‌سازی دارد. در این پژوهش، تعداد دهنه‌ها در راستای محور x و y و نوع تیرها و ستون‌ها به عنوان متغیرهای مستقل جهت بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در نظر گرفته شده است.

هدف اصلی این پژوهش، طراحی بهینه سازه مقاوم در برابر زلزله است. بنابراین محاسبه برش پایه وارد بر قاب‌های خمشی فولادی ضروری می‌باشد. بدین منظور، نیروی جانبی ناشی از زلزله بر سازه پنج طبقه مورد مطالعه بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم و طبق رابطه (۲) برابر $50/88$ تن محاسبه گردیده است:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (2)$$

که در آن W_i وزن لرزه‌ای طبقه آام، h_i ارتفاع طبقه آام، k عددی ثابت و V_u برش پایه است که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$V_u = \frac{A B I}{R_u} W \quad (3)$$

در این رابطه، W وزن لرزه‌ای سازه، A ضریب شتاب ساختمان، R_u ضریب رفتار ساختمان، B ضریب طیف و I ضریب اهمیت سازه می‌باشد.

در ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، تغییرمکان‌های جانبی ممکن است باعث ایجاد ناراحتی ساکنان و موجب آسیب‌های خفیف تا شدید به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای شوند. تغییرمکان‌های جانبی غیرخطی ناشی از زلزله‌های شدید می‌توانند علاوه بر ایجاد

وزن سازه مورد مطالعه با در نظر گرفتن قیود مقاومتی و ضوابط آئین‌نامه انجام شده است. مقایسه نتایج به دست آمده از الگوریتم‌ها نشان داده است که الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS) از لحاظ زمان اجرا و وزن بهینه بهتر از سایر الگوریتم‌ها بوده است. بنابراین فقط متغیرهای مستقل برای جواب بهینه حاصل از اجرای این الگوریتم برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۱ ارائه شده است.

در این مطالعه، متغیرهای موجود در جدول ۱ شامل تعداد دهانه جلویی، کناری و نوع تیر و ستون به عنوان متغیرهای مستقل برای فرآیند بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه انتخاب شده‌اند. متغیرهای مستقل برای جواب بهینه حاصل از اجرای یکی از الگوریتم‌ها برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین گستره تغییرات قابل قبول و محدودیت‌های هریک از این متغیرها نیز ارائه شده است. پس از پیاده‌سازی الگوریتم‌های فرآکاوشی، بهینه‌سازی

جدول ۱- متغیرهای مستقل برای بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی پنج طبقه

متغیر مستقل	کمینه مقدار مجاز	بیشینه مقدار مجاز	جواب بهینه حاصل از الگوریتم	CSS
تعداد دهانه جلویی	۳	۷	۴	
تعداد دهانه جلویی	۳	۷	۴	
مقطع ستون	-	-	مطابق جدول ۳	مطابق جدول ۳
مقطع تیر	-	-	مطابق جدول ۳	مطابق جدول ۳

محدودیت‌های مشخصی برآورده شده باشند. یک مسئله بهینه‌سازی از نظر ریاضی به صورت رابطه (۷) بیان می‌شود:

$$\begin{cases} \text{minimize } f(x) \\ \text{subject to } g_i \leq b_i, i=1,2,\dots,m \end{cases} \quad (7)$$

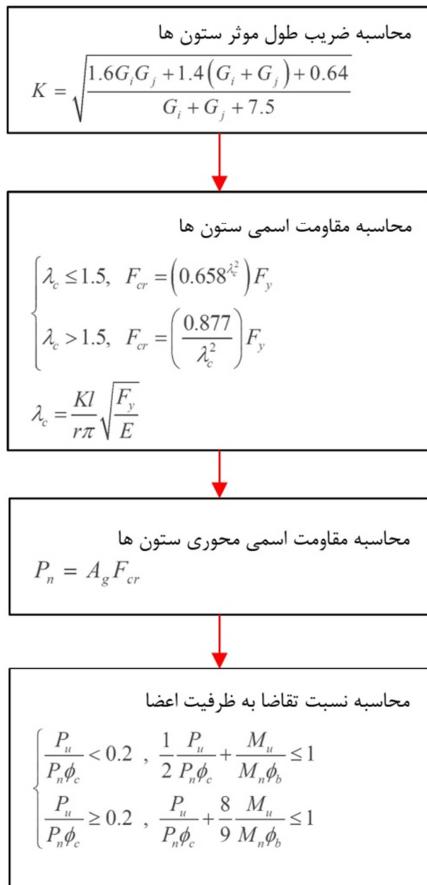
که در آن x متغیر مستقل و اصلی مسئله است و با تغییر دادن آن، مقدار کمینه برایتابع هدف پیدا می‌شود. تابع هدف به صورت $f(x)$ تعریف شده است و دارای مقدار حقیقی می‌باشد. مجموعه توابع g برای بیان قیود به صورت نامساوی تعریف شده‌اند و عدد ثابت b_i حد بالای قید آن را نشان می‌دهد.

۳-۳- قیود مسئله

قیود مسئله بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی به صورت ذیل در این پژوهش در نظر گرفته شده است:

در این پژوهش، الگوریتم‌های مورد استفاده برای اولین بار وارد زمینه جدیدی شده و از آنها برای تعیین تعداد دهانه جلویی، تعداد دهانه کناری و نوع تیر و ستون به عنوان متغیرهای مستقل در یک قاب خمشی فولادی پنج طبقه استفاده شده است. به طوری که ضمن مقاومت در برابر نیروی زلزله، وزن سازه به عنوان متغیر واپسی کمترین مقدار ممکن را داشته است. در واقع از این الگوریتم‌ها برای بهینه‌سازی مقید قاب خمشی فولادی استفاده شده است. قیدهای مسئله، بهینه‌سازی مقاوم بودن سازه در برابر نیروی زلزله و نیز رعایت کمینه و بیشینه مقادیر مجاز برای متغیرهای مستقل مسئله بوده است.

در تعریف بهینه‌سازی می‌توان گفت که بهینه‌سازی به انتخاب بهترین عضو از یک مجموعه قابل دست‌یابی اشاره می‌نماید. به عبارت دیگر، بهینه‌سازی عبارت است از حصول بهترین نتیجه در مورد یک عملیات، در حالی که



شکل ۵- مراحل تعیین قید در تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی

۲-۳-۳- کنترل خیز تیرها تحت بارهای ثقلی

مطابق ضوابط طراحی برای بارهای مرده، زنده و ترکیب حاکم بارگذاری مرده و زنده به ترتیب نسبت $1/120$ ، $1/360$ و $1/240$ کنترل شده است.

۳-۳-۳- قیود تحلیل تحت اثر بارهای جانبی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

سازه‌های مورد مطالعه شامل قاب‌های خمشی متوسط فولادی هستند و اعضای اصلی آنها تیرها و ستون‌ها می‌باشند. بنابراین برای هرکدام از این اعضا باید معیارهای پذیرش و پارامترهای مدل‌سازی مطابق ضوابط FEMA356 تعریف و اعمال گردد [۲۳].

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای هر سه مقطع موجود در کلیه تیرهای قاب‌های پنج طبقه به صورت تیپ‌بندی و یکسان می‌باشند. مطابق ضوابط

(الف) قیود پایداری: نیازمند این است که هر عضو قاب دارای استقامت کافی در تحمل نیروهای داخلی ناشی از بارهای خارجی باشد.

(ب) قیود کاربردی: خیز تیرها و جابه‌جایی جانبی قاب‌ها باید کمتر از مقادیر آیین‌نامه‌ای باشند.

(پ) قیود هندسی: مقاطعی که در اتصال تیر به ستون و ستون به ستون برای تیرها و ستون‌ها انتخاب می‌گردند باید سازگار باشند تا ایجاد این اتصال، به صورت اجرایی و واقعی باشد.

با استفاده از ترکیبات بارگذاری حاکم برای مدل‌سازی و تحلیل‌ها، تغییرمکان‌ها و نیروهای داخلی اعضا براساس تحلیل ثقلی و بارجانبی مطابق توضیحات ذیل ارائه شده‌اند.

۱-۳-۳- قیود تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی

ترکیب بارگذاری $1.2D+1.6L$ با انجام تحلیل تحلیل استاتیکی خطی و در نظر گرفتن اثرات Δ - Δ مطابق مراحل شکل ۵ در تعیین قیدهای مربوط به تحلیل بار ثقلی در نظر گرفته شده است.

در روابط شکل ۵، K ضریب طول مؤثر ستون‌ها، I_c و I_b به ترتیب ممان اینرسی و L_c و L_b طول ستون‌ها و تیرها، F_y تنش تسلیم، λ ضریب لاغری، r شاعر زیراسیون، E مدول ارجاعی، P_n مقاومت اسمی محور، A_g سطح مقطع عضو، P_u و M_u به ترتیب مقاومت اسمی محوری و مقاومت خمشی عضو، ϕ_c و ϕ_b به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت ستون و تیرها می‌باشند.

برای ستون‌ها فرض بر این است که مهار جانبی در طول ستون وجود نداشته ولی برای تیرها مهار جانبی کافی در طول تیر فراهم شده است. مقاومت خمشی ستون‌ها و تیرها با بررسی ضوابط فشرده‌گی جان و بال مقاطع محاسبه شده و سپس نسبت تقاضا به ظرفیت تحت بارگذاری‌های غالب کنترل شده است.

غیرخطی سازه است و P_{CL} کرانه پایین مقاومت فشاری ستون و مطابق رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد:

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7AF_a \quad (10)$$

که در آن F_a برابر تنش مجاز فشاری و A برابر با سطح مقطع ستون مورد نظر می‌باشد [۲۳].

در ابتدا، به دلیل اینکه تحلیل غیرخطی انجام نگرفته است، نیروی محوری P حاصل از تحلیل بارافزون وجود ندارد، بنابراین باید یک رابطه از میان دو حالت مذکور عنوان پیش‌فرض انتخاب گردد و پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها براساس رابطه انتخابی محاسبه گردد. پس از انجام تحلیل بار افزون، نیروی محوری P حاصل از تحلیل بار افزون استخراج می‌گردد و مقدار واقعی P/P_{CL} محاسبه می‌گردد. چنانچه این مقدار بین $0/15$ و $0/50$ باشد، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش پذیرفته شده برای ستون‌ها مورد قبول است. در غیر این صورت، باید حالت $(P/P_{CL}) \leq 0/15$ را انتخاب نمود و مجدداً پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون را مطابق با این حالت محاسبه و به نرم‌افزار معرفی گردد. در واقع با انجام عملیات فوق، مفصل پلاستیک اصلاح می‌شود.

در این تحقیق ابتدا حالت $(P/P_{CL}) \leq 0/50$ به عنوان پیش‌فرض برای ستون‌های انتخاب گردیده است، سپس مطابق مطابق ضوابط FEMA356، شرایط موجود در رابطه (۱۱) کنترل گردیده است [۲۳]:

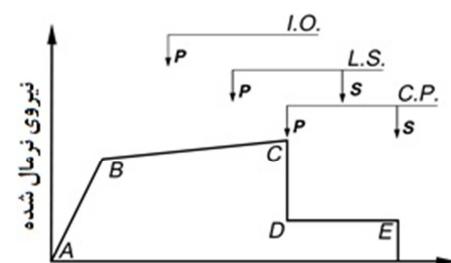
$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \text{and} \\ \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \end{cases} \quad (11)$$

با کنترل روابط برای کلیه ستون‌ها نتایج به دست آمده بیانگر ارضای شرایط بوده و در نتیجه با فرض $(P/P_{CL}) = 0/50$ پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای

FEMA356 برای تیرهای تحت خمش باید دو شرط رابطه (۸) به صورت همزمان کنترل و ارضا گرددند [۲۳]:

$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \text{and} \\ \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \end{cases} \quad (8)$$

با توجه با اینکه هر دو شرط به صورت همزمان برای کلیه تیرهای مورد استفاده در قاب‌ها برقرار بوده‌اند، بنابراین مطابق منحنی نیرو- تغییرشکل (شکل ۶) مناسب با رفتار غیرخطی پارامترهای مدل‌سازی $a=90y$ ، $LS=90y$ ، $IO=0.6$ و $c=0.6$ و معیارهای پذیرش $CP=110y$ و $IO=0.6$ برای تیرهای موجود در قاب‌های مورد مطالعه در نظر گرفته شده است. به دلیل ویژگی‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد استفاده در این پژوهش و مطابق ضوابط آیین‌نامه FEMA356، در سطح عملکرد CP و IO از معیارهای پذیرش اعضای غیراصلی استفاده گردیده است [۲۳].



شکل ۶- شکل منحنی کلی تغییرشکل برای اعضا و اجزا [۲۳]

براساس ضوابط FEMA356، ستون‌ها در خمش دارای یکی از دو حالت رابطه (۹) می‌باشند؛

$$\begin{cases} \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.15 \\ 0.15 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.50 \end{cases} \quad (9)$$

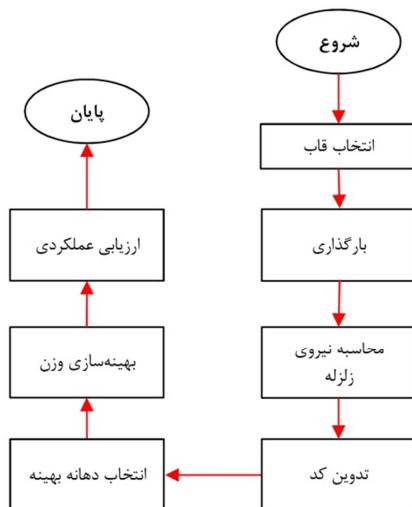
در این روابط، P نیروی محوری ستون محاسبه شده با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار

به دلیل استفاده از قاب‌های خمی در این مطالعه، باید شرط تیر ضعیف-ستون قوی کنترل گردد. بر این اساس، نسبت مجموع لنگر پلاستیک ستون‌ها نسبت به تیرها باید بیشتر از مقدار واحد باشد. در کلیه اتصالات این قید کنترل و شرط ارضای آن رعایت شده است.

۴- روش تحقیق

فرآیند مدل‌سازی و بهینه‌سازی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق به صورت نمودار گردش عملیات و مطابق شکل ۷ ارائه شده است.

مطابق با شکل ۷، پیاده‌سازی قاب پنج طبقه فولادی با ابعاد ۱۲ متر در ۱۲ متر انتخاب، بارگذاری براساس جدول ۳ انجام و نیروی زلزله از رابطه (۲) محاسبه گردیده است.



شکل ۷- فلوچارت پیاده‌سازی روش تحقیق

به منظور انجام تحلیل‌ها و ارائه رفتار غیرخطی مناسب برای مدل‌های مورد مطالعه از تعریف مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار استفاده شده است. مفاصل پلاستیک به دو روش دستی و خودکار در نرم‌افزار SAP2000 قابل تعریف هستند. در این تحقیق از مفاصل پلاستیک خودکار استفاده گردیده است. به دلیل اینکه مفاصل ستون‌ها از مقاطع آماده موجود در نرم‌افزار می‌باشند و همچنین برای اجتناب از پیچیدگی‌های مربوط به لحاظ نمودن اندرکنش

پذیرش موجود به ترتیب مطابق رابطه (۱۲) و (۱۳) لحاظ شده است:

$$\begin{cases} a = 10 \left(1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \\ b = 15 \left(1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 2.25 \theta_y \\ CP = 10 \left(1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} IO = 0.25 \theta_y \\ LS = 7 \left(1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.05 \theta_y \\ CP = 10 \left(1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \end{cases} \quad (13)$$

با توجه به اینکه $(P/P_{CL}) = 0.50$ فرض گردیده، در صورتی که شرایط فرض $(P/P_{CL}) \leq 0.50$ نیز برقرار باشد، بایستی مفصل را اصلاح نمود. بنابراین عملیات اصلاح مفصل پلاستیک ستون در هر صورت باید انجام گیرد. انجام این عمل در این حالت سبب افزایش دقیقی گردد.

۵-۳-۳- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای تحت تأثیر بار جانبی

مطابق ضوابط FEMA-356 و FEMA-273 مقدار تغییرمکان جانبی مجاز نسبی بین طبقه‌ای براساس جدول ۲ کنترل شده است [۲۱ و ۲۳]:

جدول ۲- تغییرمکان جانبی مجاز نسبی بین طبقه‌ای

سطح عملکرد	CP	LS	IO
$\Delta_{allowable}$	۰/۰۶۱h	۰/۰۳۱h	۰/۰۱۲h

که در آن $\Delta_{allowable}$ تغییرمکان جانبی نسبی مجاز بین طبقه‌ای، h ارتفاع طبقه و CP، LS و IO به ترتیب سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانبی و آستانه فروریزش می‌باشد. در شکل ۶، منحنی کلی تغییرشکل برای اعضا و اجزای سازه‌ای ارائه گردیده است.

۶-۳-۳- کنترل تیر ضعیف و ستون قوی

است. مشخصات مفاصل پلاستیک تعريف شده براساس ضوابط FEMA-356 انتخاب شده است [۲۳].

نیروی محوری- لنگر خمشی در ستون‌ها از مفاصل پلاستیک خودکار موجود در نرم‌افزار بهره گرفته شده

جدول ۳- مقادیر بار زنده و بار مرده در سیستم سقف تیرچه بلوك

کاربری	بار مرده (kg/m^2)	بار زنده (kg/m^2)
کف طبقات مسکونی	۳۵۵	۲۰۰
کف طبقه بام	۳۵۵	۱۵۰
دیوار	۲۵۰	-
بالکن	۱۶۵	۳۰۰
پله	۷۴۵	۳۵۰

منظور مقایسه بهتر عملکرد الگوریتم‌ها، فرآیند بهینه‌سازی آنها در شکل ۸ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که با وجود تعداد اعضای اولیه برابر برای هر چهار الگوریتم، الگوریتم CSS در تعداد تکرار کمتر به جواب بهینه دست یافته است. به عبارت دیگر، این الگوریتم به دلیل تعداد فراخوانی کمتر تابع هدف، برای دستیابی به جواب بهینه، زمان کمتری را صرف نموده است.

اگر در فرآیند بهینه‌سازی هریک از الگوریتم‌های فرآکاوشی مشاهده شود که در برخی از تکرارها مقدار وزن بهینه ثابت است، این بدین معنی خواهد بود که جواب جدید براساس یکی از دو دلیل ذیل پذیرفته نشده است؛

- (۱) بهترین وزن سازه در این تکرار بیشتر از وزن سازه در تکرار قبلی بوده است.

- (۲) در موقعیت‌های موجود در تکرار جدید با اینکه وزن سازه کمتر بوده اما حداقل یکی از قیود مسئله بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی مورد مطالعه مانند شرط مقاوم بودن سازه و یا دامنه تغییرات مجاز برای متغیرهای مستقل رعایت نشده است.

یک نمونه از نسبت تنش‌های سازه بهینه شده در شکل ۹ ارائه شده است.

۵- مدل‌سازی و تحلیل

۵-۱- ایجاد و ساخت مدل غیرخطی

در ادامه برای بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه از الگوریتم‌های فرآکاوشی ازدحام ذرات (PSO)، سیستم ذرات باردار (CSS)، کلونی مورچگان (ACO) و ژنتیک (GA) استفاده شده است. کدهای مربوط در نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی و اجرا شده و تابع هدف که شامل کد فراخوانی نرم‌افزار SAP2000 جهت تخمین وزن و تحلیل سازه از نظر مقاومت آن می‌باشد، بهینه‌سازی شده است. برای هر چهار الگوریتم تعداد عضو اولیه برابر ۵۰ و بیشینه تعداد تکرار برابر ۱۰۰ در نظر گرفته شده است. شرط توقف برنامه‌ها دستیابی به یکی از گزینه‌های ذیل می‌باشد:

(الف) حداقل تعداد تکرار برابر ۵۰ (به عبارت دیگر در هر الگوریتم از تعداد تکرار ۵۱ به بعد جواب بهینه جستجو شده است).

(ب) رسیدن به بیشینه مقدار تکرار الگوریتم

(پ) عدم تغییر در بهترین جواب طی ۵ تکرار آخر نتایج حاصل از الگوریتم‌های مورد استفاده، برای مقایسه از لحاظ زمان اجرا، جواب بهینه به دست آمده برای وزن، تعداد تکرار برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۴ ارائه شده‌اند. این نتایج، بهترین جواب برای ۳۰ بار اجرای هر الگوریتم می‌باشند.

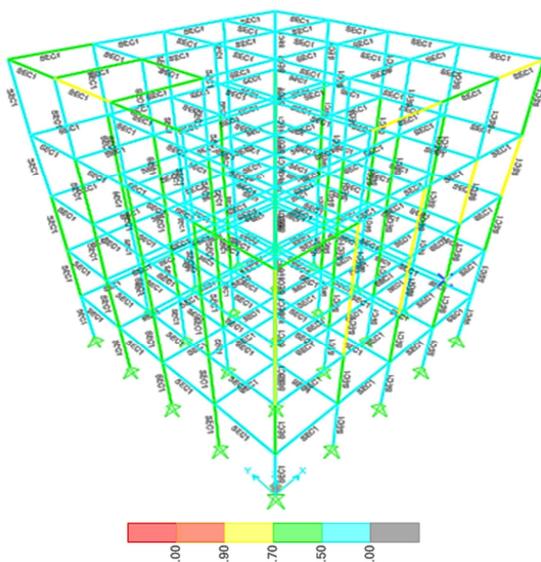
با توجه به نتایج، مشاهده می‌شود که با کاربرد الگوریتم‌های ازدحام ذرات، کلونی مورچگان و ژنتیک در مقابل الگوریتم سیستم ذرات باردار ضمن صرف زمان بیشتر، وزن بهینه مناسب‌تری به دست آمده است. به

مفاصل پلاستیک برای اجزای سازه‌ای تعریف شود.

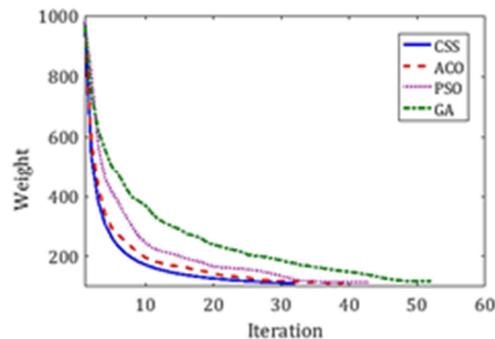
در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید مشخصات

جدول ۴- مقایسه الگوریتم‌های تصادفی در بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه

PSO	GA	CSS	ACO	گروه عضوهای سازه
HE280B	HE280B	HE260B	HE260B	۱ گروه
HE320B	HE320B	HE300B	HE300B	۲ گروه
HE340B	HE340B	HE320B	HE340B	۳ گروه
HE240B	HE260B	HE240B	HE240B	۴ گروه
HE260B	HE280B	HE260B	HE260B	۵ گروه
HE300B	HE320B	HE300B	HE300B	۶ گروه
HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	۷ گروه
HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	۸ گروه
HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	۹ گروه
IPE200	IPE200	IPE200	IPE200	۱۰ گروه
IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	۱۱ گروه
IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	۱۲ گروه
۴۰۴۸۹	۴۹۱۷۳	۲۹۹۸۶	۳۷۶۷۱	(Sec) زمان اجرا
۴۳	۵۲	۳۲	۳۹	تعداد تکرار
۴	۴	۴	۴	تعداد دهانه
۵۱/۴۸۹	۵۲/۹۸۲	۵۰/۱۲۱	۵۰/۵۵۱	(ton) وزن



شکل ۹- طراحی سازه پنج طبقه بهینه با استفاده از الگوریتم CSS



شکل ۸- فرآیند بهینه‌سازی الگوریتم‌های فرآکاوشی

با توجه به اینکه دو انتهای تیرها گیردار و بار ثقلی وارد به تیرها ناشی از بار مرده و زنده زیاد نیست. بنابراین مفاصل پلاستیک به دو انتهای تیرها اختصاص داده شده است. در ستون‌ها، مفاصل پلاستیک به دو انتهای عضو نسبت داده شده است.

در ستون‌ها اختصاص مفاصل پلاستیک به دو انتهای عضو تقریبا همیشه منطبق بر واقعیت است، ولی در تیرها ممکن است مفصل پلاستیک در نقاط دیگری از طول عضو تشکیل شود.

با توجه به اینکه مفاصل پلاستیک در سازه‌های فولادی به صورت تقریبی در طولی به اندازه عمق مقطع گسترش می‌یابند و در نرمافزار SAP2000 مفاصل پلاستیک به صورت متمرکز تعریف می‌شود. بنابراین، به

گرفته نشده است. با توجه به اینکه در اکثر موارد ترکیب بار ($Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$) در مقایسه با ترکیب بار $Q_G = 0.9Q_D$ حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌نماید. بنابراین در این تحقیق فقط این ترکیب برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از بارهای ثقلی در نظر گرفته شده است.

۴-۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگمهای صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه محاسبه گردد. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۱۵) محاسبه نمود [۲۰]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2 g} \quad (15)$$

در این رابطه، مقدار پارامتر C_0 برابر ضریب مشارکت مود اول در تراز نقطه کنترل است. براساس FEMA-356 با توجه به مدل‌های مورد مطالعه که یک سازه فولادی پنج طبقه بدون دیوار برشی می‌باشد، بنابراین این ضریب برابر با $1/4$ انتخاب شده است [۲۳]. ضریب C_1 برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی مطابق رابطه (۱۶) بدست می‌آید؛

$$T_e > T_s \rightarrow \\ C_1 = 1, \quad T_e < T_s \rightarrow$$

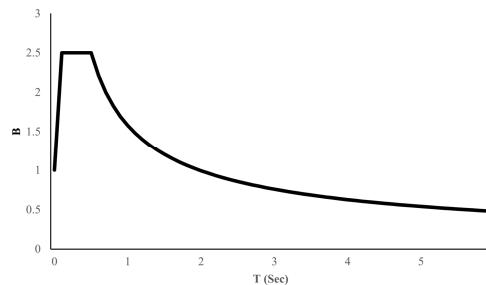
$$C_1 = \text{Max} \left(1, \frac{\left[1 + \left(\frac{(R-1)T_0}{T_e} \right) \right]}{R} \right) \quad (16)$$

برای تعیین این پارامتر ابتدا باید مقدار T_e مشخص شود. با توجه به اینکه برای بهدست آوردن مقدار T_e باید ابتدا یک آنالیز پوش اور انجام شود بنابراین ابتدا مقدار T_e به صورت تقریبی محاسبه می‌گردد. در اکثر موارد به صورت تقریبی مقدار K_i برابر K است، بنابراین برای سازه مورد بررسی با توجه به رابطه (۱۷) محاسبه می‌گردد:

صورت تقریبی محل تشکیل مفاصل پلاستیک در فواصل نسبی $0.05L$ و $0.95L$ درنظر گرفته شده است.

۵-۵- تعیین مشخصات طیف پاسخ برای سطح عملکرد خطر موردنیاز

در FEMA-356، بهسازی تابعی از سطوح عملکردی و سطوح خطر زلزله است [۲۳]. در این پژوهش، سازه‌های مورد مطالعه برای سطح عملکردی ایمنی جانی تا آستانه فروریزش ارزیابی گردیده است. بنابراین، منحنی طیف پاسخ برای سطح خطر یک معرفی شده است. سطح خطر یک در آینه‌نامه FEMA-356 معادل ۱ BSE و در استاندارد ۲۸۰۰ ایران به عنوان زلزله طرح (DBE) در نظر گرفته شده است [۲۳]. با توجه به نوع خاک و محل قرارگیری سازه‌های مورد مطالعه، طیف طرح مطابق شکل ۱۰ برای زمان‌های تناوب در محدوده ۰/۰۰ تا ۵/۹۰ ثانیه ارائه شده است.



شکل ۱۰- ضریب شکل طیف طرح

۵-۳- الگوهای بارگذاری تحلیل

براساس FEMA-356 دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی مرده و زنده مطابق رابطه (۱۴) استفاده شده است:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (14) \\ Q_G = 0.9(Q_D)$$

در این رابطه، Q_D بار مرده مؤثر و Q_L بار زنده بوده و این بار برابر 25% بار زنده طراحی کاهش نیافته در نظر گرفته می‌شود [۲۳]. تحت هر شرایطی، بار زنده اعمال شده باید از بار زنده واقعی مؤثر بر سازه کمتر باشد. بار Q_S بار برف است و در ترکیب بار معرفی شده Q_S بار برف در نظر

$$\left. \begin{array}{l} A = 0.35 \\ T_e = 82 > T_s = 0.5 \\ B = (1+1.5) \left(\frac{0.5}{2.82} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.78 \\ \rightarrow S_a = AB = 0.35 \times 0.78 = 0.27 \end{array} \right\} \quad (21)$$

پس از محاسبه کلیه پارامترها تغییرمکان هدف برابر است با رابطه (۲۲):

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1 \times 0.27 \times \frac{2.82_e^2}{4\pi^2} \times 981 \quad (22)$$

$$\delta_t = 74.7$$

مطابق ضوابط بایستی مقادیر تغییرمکان هدف در مقدار $1/5$ ضرب شود تا رفتار سازه پس از رسیدن به مقادیر تغییرمکان هدف مطابق رابطه (۲۳) پیش‌بینی گردید:

$$1.5\delta_t = 1.5 \times 74.7 = 112 \text{ cm} \quad (23)$$

۶- ارزیابی عملکردی

پس از بهینه‌سازی مدل مورد مطالعه توسط الگوریتم‌های مورد استفاده در این پژوهش و به دست آوردن وزن بهینه، در ادامه به منظور ارزیابی عملکردی منطبق با FEMA-356 باید مدل غیرخطی سازه ایجاد شود و نتایج مربوطه استخراج گردد [۲۳].

۶-۱- نتایج کاربرد الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

مطابق ATC-40 منحنی پوش‌اور، ظرفیت و طیف تقاضای سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۱-الف ارائه شده است [۲۴]. مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۱-ب و جدول ۵ قابل مشاهده می‌باشد.

با توجه به جدول ۵ می‌توان نتیجه گرفت که سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی $64/324$ سانتی‌متر پاسخگوی سطح عملکردی

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (17)$$

$$\text{Period @ mod } e = 2.82 \text{ Sec} \rightarrow$$

$$T_e = T_i = 2.82 \text{ Sec}$$

زمین محل احداث سازه‌های مورد مطالعه نوع دو است، بنابراین طبق رابطه (۱۸):

$$T_e = 2.82 \text{ Sec} > T_s = 0.5 \rightarrow C_1 = 1 \quad (18)$$

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را به دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها بر تغییرمکان‌ها منظور می‌نماید. سازه‌های مورد مطالعه به عنوان قاب خمشی متوسط می‌باشند، بنابراین براساس FEMA-356 در گروه سازه‌های نوع دو قرار دارد [۲۳]. ارزیابی سازه‌های مورد مطالعه به صورت عملکردی انجام خواهد گردید، بنابراین مقدار C_2 برابر است با رابطه (۱۹):

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} T = 0.08 H^{\frac{3}{4}} \\ Frame = Type 2 \end{array} \right\} \\ T = 0.08 (5 \times 3.048)^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.617 \end{array} \right\} \Rightarrow C_2 = 1 \quad (19)$$

ضریب C_3 برای اعمال اثرات P-Δ با رفتار غیرخطی FEMA-356 مصالح، بر تغییرمکان‌ها می‌باشد که براساس ۳۵۶ مقدار این پارامتر برای سازه‌های دارای سختی پس از تسلیم مثبت برابر یک است و مطابق رابطه (۲۰) به دست می‌آید [۲۳]:

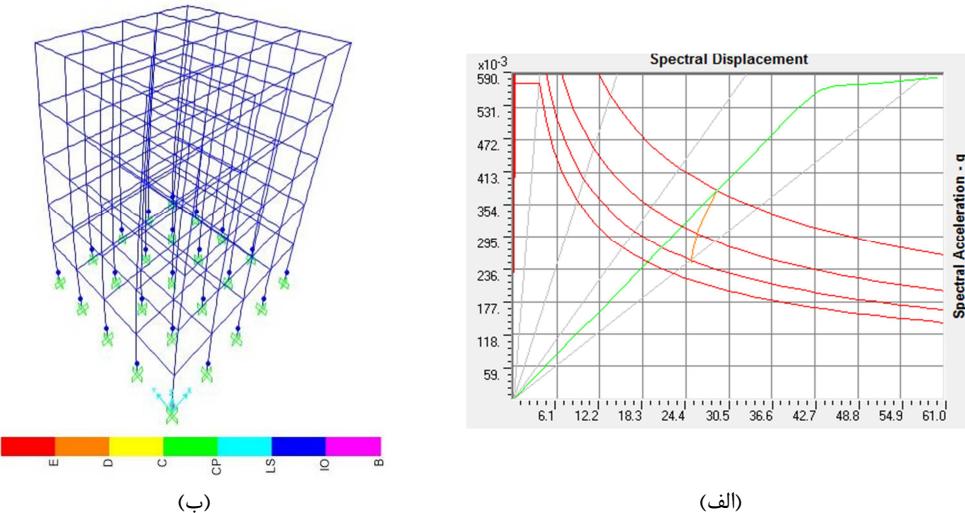
$$C_3 = 1 + \frac{|a|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (20)$$

در مدل مورد بررسی فرض گردیده است که سازه دارای سختی پس از تسلیم مثبت است، بنابراین مقدار C_3 برابر یک در نظر گرفته شده است. مطابق رابطه (۲۱) مقدار S_a در سطح خطر یک براساس طیف پاسخ استاندارد ۲۸۰۰ به صورت تقریبی در شکل ۸ قابل استخراج است:

با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۲ و جدول ۶ ارائه شده است. در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از $68/295$ سانتی‌متر، سازه پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد و فروریزش اتفاق می‌افتد.

قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی ایمنی جانبی را جوابگو می‌باشد.

با بررسی نتایج حاصل از بارگذاری مدل مورد مطالعه در این بخش تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب



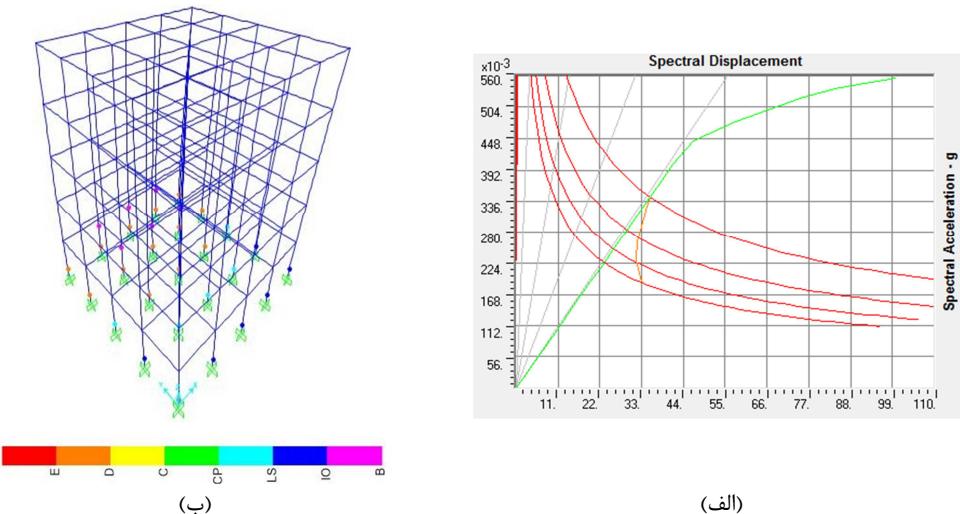
شکل ۱۱- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۲۲ م تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت‌ساز با الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

جدول ۵- مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی یکنواخت

گام	جایه‌جایی (cm)	برش پایه (ton)	از A تا B	از A تا C	از C تا CP	از CP تا LS	از LS تا IO	از IO تا B	از D تا E
ACO									
۱۴	۵۶/۲۴۷	۱۳۶/۹۹۲	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۵	۶۰/۴۹۰	۱۴۵/۵۸۲	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۶	۶۱/۰۷۳	۱۴۶/۷۶۴	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹
۱۷	۶۴/۳۲۴	۱۴۹/۹۷۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۸	۶۸/۵۶۸	۱۵۲/۱۴۸	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۹	۷۲/۸۱۱	۱۵۴/۳۲۰	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۰	۷۷/۰۵۴	۱۵۶/۴۳۲	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۱	۸۱/۲۹۷	۱۵۸/۶۶۴	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۲	۸۴/۸۰۰	۱۶۰/۴۸۹	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
CSS									
۱۳	۵۸/۵۰۰	۱۳۳/۶۵۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۴	۶۱/۳۷۶	۱۳۹/۲۴۷	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹
۱۵	۶۴/۶۶۹	۱۴۲/۳۶۶	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۶	۶۹/۱۶۹	۱۴۴/۴۹۹	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۷	۷۳/۶۶۸	۱۴۶/۶۳۱	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۸	۷۸/۱۶۸	۱۴۸/۷۶۴	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۹	۸۲/۶۶۸	۱۵۰/۸۹۷	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۰	۸۷/۱۶۹	۱۵۳/۰۳۰	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۱	۹۰/۰۰۰	۱۵۴/۳۷۲	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵

جدول -۵- ادامه

GA									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۶۴۱	۱۵۲/۸۹۰	۵۴/۹۲۸	۱۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۶۲۹	۱۵۸/۹۷۹	۵۷/۴۲۵	۱۴
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۲/۹۵۳	۶۰/۷۱۶	۱۵
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۴	۱۱	۶۲۵	۱۶۶/۳۵۹	۶۴/۹۵۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۹/۷۶۵	۶۹/۲۰۲	۱۷
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۳/۱۳۱	۷۳/۴۴۹	۱۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۶/۰۵۶	۷۷/۶۸۷	۱۹
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۸/۹۲۲	۸۱/۹۳۰	۲۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۸۰/۹۰۳	۸۴/۸۶۰	۲۱
PSO									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۶۴۱	۱۵۳/۵۹۸	۵۷/۵۶۴	۱۵
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۶۲۹	۱۵۹/۷۱۹	۶۰/۲۳۱	۱۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۳/۰۵۹	۶۳/۱۱۷	۱۷
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۶۲۵	۱۶۵/۳۱۲	۶۷/۰۵۲	۱۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۴	۶۲۵	۱۶۷/۵۶۶	۷۰/۹۸۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۹/۸۱۹	۷۴/۹۲۱	۲۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۱/۹۷۸	۷۸/۶۹۰	۲۱



شکل ۱۲- (الف) منحنی پوش اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۰۰ م براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

جدول -۶- مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار متناسب با تحلیل استاتیکی خطی

گام	جابه جایی (cm)	برش پایه (ton)	جابه جایی	از A تا B	از B تا A	از IO تا B	از LS تا IO	از CP تا LS	از C تا CP	از D تا C	از E تا D
ACO											
۱۱	۴۶/۴۲۵	۱۰۰/۲۰۳	صفر	صفر	صفر	۳	۶۴۷	صفر	صفر	صفر	صفر
۱۲	۵۰/۹۶۹	۱۱۰/۳۵۴	صفر	صفر	صفر	۱۵	۶۳۵	صفر	صفر	صفر	صفر
۱۳	۵۶/۹۵۰	۱۱۹/۱۸۶	صفر	صفر	صفر	۱۷	۶۳۰	صفر	صفر	صفر	صفر
۱۴	۶۴/۰۵۳	۱۲۶/۰۵۰۳	صفر	صفر	صفر	۲۰	۶۲۵	صفر	صفر	صفر	صفر
۱۵	۶۸/۲۹۵	۱۳۰/۲۱۲	صفر	صفر	صفر	۶	۱۸	۱	۶۲۵	صفر	صفر
۱۶	۷۵/۰۰۶	۱۳۵/۰۵۲۰	۲	۱	۳	۷	۱۲	۳	۶۲۲	۱	۶۲۲
۱۷	۷۹/۲۸۰	۱۳۷/۹۹۴	۶	۲	۲	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۲	۶

جدول ۶- ادامه

۱۰	۳	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۲۹۷	۸۴/۰۱۲	۱۸
۱۳	صفر	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۲۹۸	۸۴/۰۱۲	۱۹
۱۳	صفر	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۶۲۴	۸۴/۸۵۰	۲۰
CSS									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۹۷/۷۱۲	۴۸/۵۵۷	۱۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۵	۶۳۲	۱۰۷/۵۰۴	۵۳/۱۸۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۱۳/۴۸۸	۵۷/۸۹۹
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۱۹/۷۵۴	۶۴/۷۰۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۲	صفر	۶۲۵	۱۲۳/۱۲۱	۶۹/۲۰۶
صفر	صفر	۱	۹	۱۵	صفر	۶۲۵	۱۲۶/۳۹۳	۷۳/۷۰۶	۱۶
۷	۱	۲	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۱۳۱/۰۵۱	۸۰/۷۱۱	۱۷
۱۲	۱	۲	۳	۷	۸	۶۱۷	۱۳۴/۳۷۲	۸۷/۳۱۴	۱۸
۱۵	صفر	صفر	۵	۵	۸	۶۱۷	۱۳۵/۱۰۳	۹۰	۱۹
GA									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۱۱۱/۳۳۶	۴۵/۲۷۷	۱۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۵	۶۳۲	۱۲۲/۹۱۵	۴۹/۷۰۲
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۳۰/۱۹۰	۵۴/۱۳۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۳۸/۵۹۵	۶۰/۹۶۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۲۱	۱	۶۲۵	۱۴۲/۸۶۱
۱	صفر	۲	۷	۱۵	۵	۶۲۰	۱۴۹/۰۳۵	۷۱/۳۳۷	۱۶
۷	۱	۲	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۲/۷۰۴	۷۵/۸۱۳	۱۷
۸	۲	صفر	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۳/۰۶۰	۷۶/۴۶۳	۱۸
۱۰	صفر	صفر	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۳/۰۶۰	۷۶/۴۶۳	۱۹
۱۰	۲	۳	صفر	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۵/۰۵۳	۸۰/۷۰۶	۲۰
۱۵	صفر	صفر	۲	۸	۱۲	۶۱۳	۱۵۶/۶۹۸	۸۲/۱۹۲	۲۱
۱۵	صفر	صفر	۵	۵	۱۳	۶۱۲	۱۵۷/۹۰۴	۸۴/۸۶	۲۲
PSO									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۱۱۱/۶۹۳	۴۷/۷۷۹	۱۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۴	۶۳۳	۱۲۲/۳۲۷	۵۲/۰۳۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۲۹/۴۰۸	۵۶/۵۱۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۳۷/۱۱۸	۶۳/۳۲۰
صفر	صفر	صفر	۳	۲۱	۱	۶۲۵	۱۴۰/۴۷۴	۶۷/۲۵۴	۱۷
صفر	صفر	۳	۷	۱۵	۰	۶۲۵	۱۴۴/۲۰۹	۷۱/۱۸۹	۱۸
۳	صفر	۵	۷	۱۰	۳	۶۲۲	۱۴۸/۲۰۱	۷۶/۴۴۲	۱۹
۱۰	صفر	۰	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۱۴۹/۷۴۹	۷۸/۶۹۰	۲۰

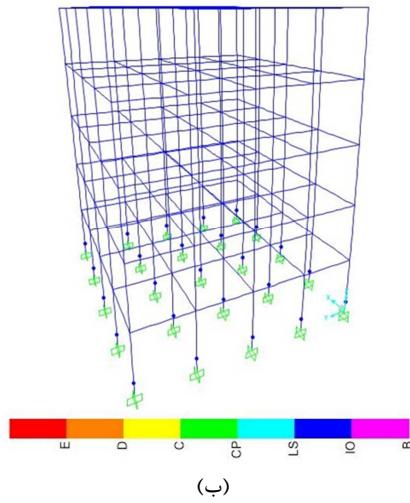
عملکردی ایمنی جانی می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۴/۶۶۹ سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده به وقه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی ایمنی جانی را جوابگو می‌باشد.

۶-۲- نتایج کاربرد الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)

براساس روش ATC-40 منحنی پوش‌اور، منحنی طرفیت و طیف تقاضای سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۳-الف ارائه شده است [۲۴].

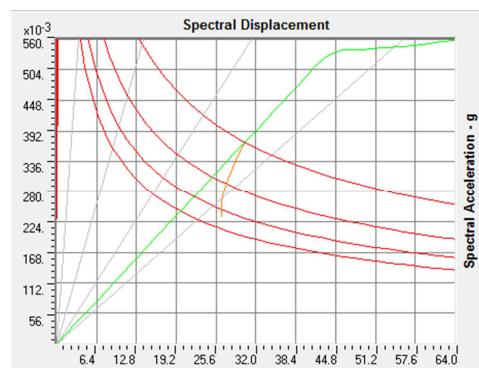
مطابق شکل ۱۳-ب و جدول ۵، سازه مورد بررسی تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت، جوابگوی سطح

است. در شکل ۱۴- ب و جدول ۶ به منظور ارزیابی عملکردی سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی نتایج تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه ارائه شده است.



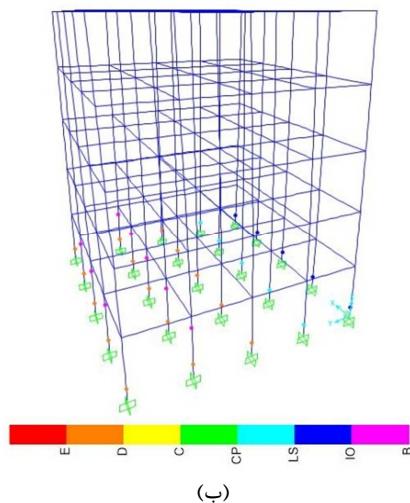
(ب)

در شکل ۱۴- الف نتایج ارزیابی عملکردی سازه بهینه طراحی شده با الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)، منحنی پوش اور و ظرفیت سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی ارائه شده

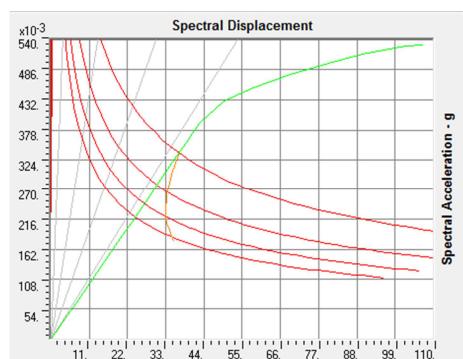


(الف)

شکل ۱۳- (الف) منحنی پوش اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه با الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)



(ب)



(الف)

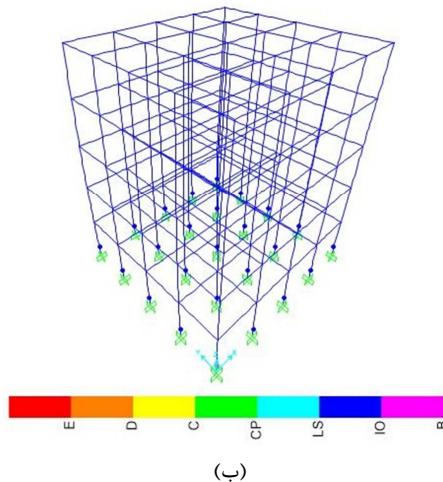
شکل ۱۴- (الف) منحنی پوش اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۱۹ ام براساس الگوی (CSS) بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم سیستم ذرات باردار

در شکل ۱۵- الف منحنی پوش اور و منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت ارائه شده است. نتایج شکل ۱۵- ب و جدول ۵، سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سطح عملکردی اینمی جانی را جوابگو می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۰/۷۱۶

با استنباط از جدول ۶ نتیجه می‌شود که سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۶۴/۷۰۶ سانتیمتر جوابگوی هیچ یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد.

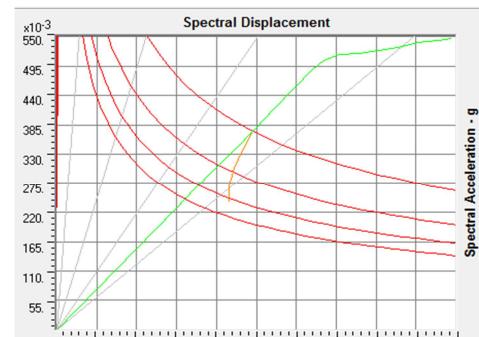
۶-۳- نتایج کاربرد الگوریتم ژنتیک (GA)

و جدول ۶، که مفاصل تشکیل شده در سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی ارائه شده است. نتایج بیانگر این است که در تغییر مکان‌های جانبی فراتر از ۶۰/۹۶۱ سانتیمتر سازه پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نیست.



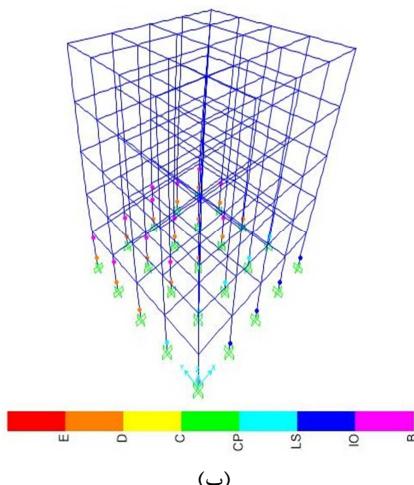
(ب)

سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه می‌باشد و در تغییر مکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی اینمی جانبی را جوابگو می‌باشد. منحنی پوش‌اور و ظرفیت سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۶-الف برای الگوریتم GA ارائه شده است. در شکل ۱۶-ب

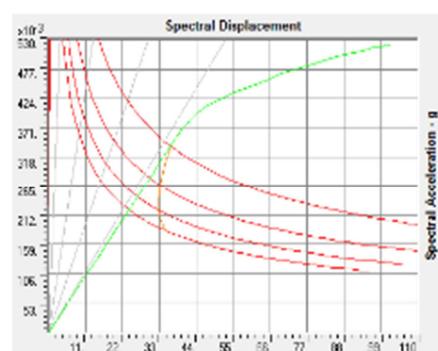


(الف)

شکل ۱۵- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت ساز با الگوریتم ژنتیک (GA)



(ب)



(الف)

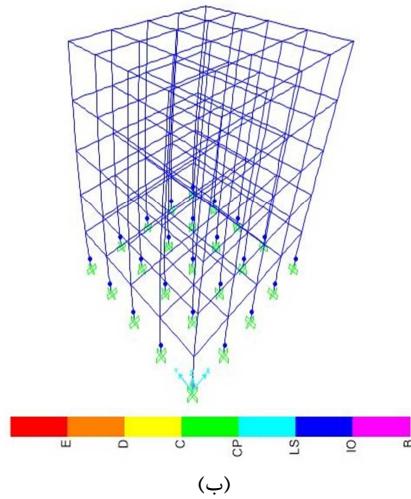
شکل ۱۶- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۲ ام براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم ژنتیک (GA)

در شکل ۱۷- ب و جدول ۵ مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی یکنواخت ارائه شده است. با بررسی جدول ۵ نتیجه می‌شود که سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سطح عملکردی اینمی جانبی را جوابگو می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار

۴-۶- نتایج کاربرد الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

برای الگوریتم PSO منحنی پوش‌اور و منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه در شکل ۱۷- الف ارائه شده است.

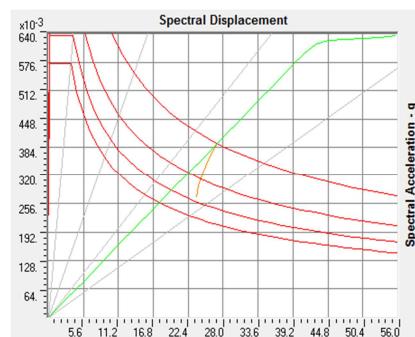
الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۸-الف ارائه شده است. مفاصل تشکیل شده تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۸-ب و جدول ۶ ارائه شده است. سازه در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۶۳/۳۲۰ سانتیمتر پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد.



(ب)

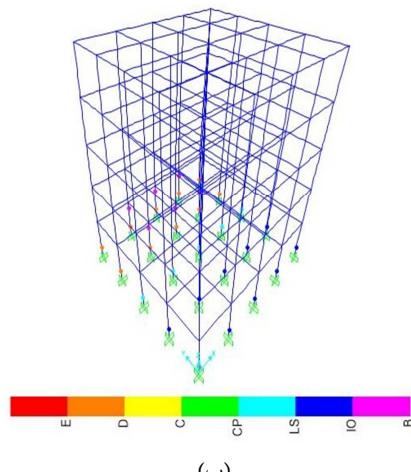
جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۳/۱۱۷ سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی اینمی‌جانبی را جوابگو می‌باشد.

نتایج ارزیابی عملکردی سازه بهینه طراحی شده با الگوریتم PSO، منحنی پوش‌اور و ظرفیت سازه تحت اثر

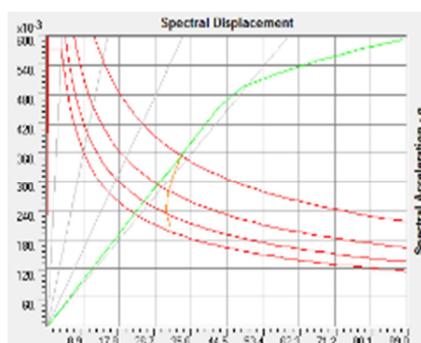


(الف)

شکل ۱۷- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه با الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)



(ب)



(الف)

شکل ۱۸- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۰ ام براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

و با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۲۰ ارائه شده است. مطابق نتایج بهدست آمده، سازه بهینه شده با هر چهار الگوریتم مورد استفاده در این پژوهش تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت، جوابگو

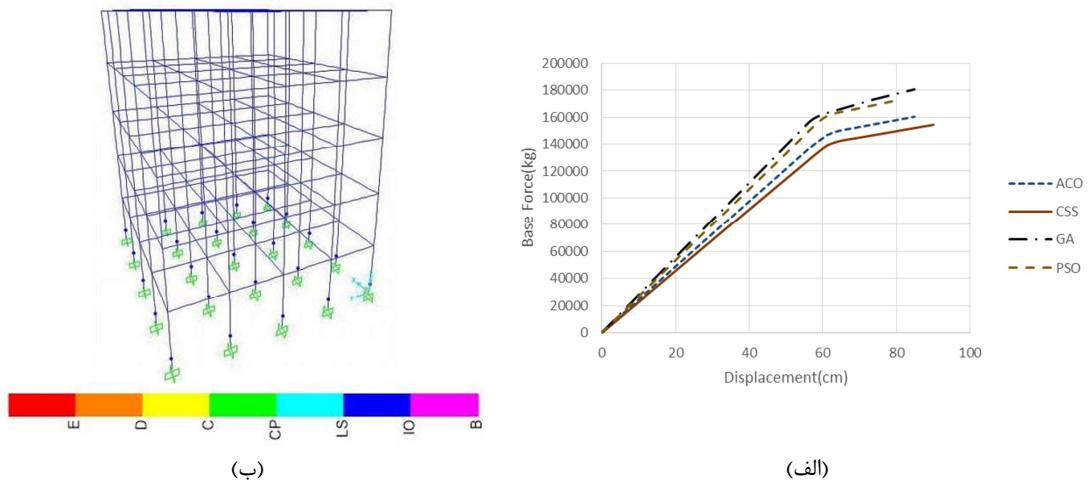
۷- ارائه نتایج

منحنی پوش‌اور سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت و تشکیل انواع مفاصل پلاستیک برای الگوریتم‌های مورد استفاده برای این مطالعه در شکل ۱۹

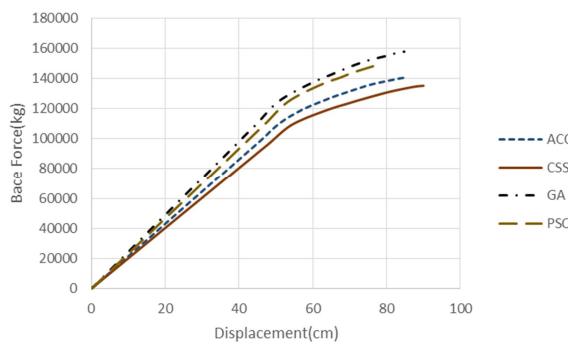
تحلیل استاتیکی خطی برای الگوریتم ACO، CSS، ACO و PSO به ترتیب در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۷۵/۰۰۶، ۷۳/۷۰۶، ۷۱/۳۳۷ و ۷۱/۱۸۹ سانتیمتر جوابگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشند و سازه بهینه شده از محدوده سطح عملکردی اینمی‌جانی خارج شده و وارد محدوده فروریزش شده است.

سطح عملکردی اینمی‌جانی اعضای مختلف سازه‌های مورد مطالعه بوده است.

در جدول ۷، مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی برای هر چهار الگوریتم مورد مطالعه ارائه شده است. براساس نتایج این جدول، سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با



شکل ۱۹- (الف) منحنی پوش آور سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت



شکل ۲۰- منحنی پوش آور با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی

جدول ۷- مقایسه ارزیابی عملکردی مدل‌های بهینه

سطح عملکرد				
PSO	GA	CSS	ACO	
صفر	۵	صفر	۳	IO
۱۵	۱۵	۱۵	۱۲	LS
۷	۷	۹	۷	CP
۲۲	۲۷	۲۴	۲۲	مجموع مفاصل
۷۱/۱۸۹	۷۱/۳۳۷	۷۳/۷۰۶	۷۵/۰۰۶	تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد فراتر از CP (سانتیمتر)

پژوهش از جدول ۵ و ۶ استفاده شده است. در این جدول، تعداد مفاصل تشکیل شده به تفکیک در هریک از سطوح

برای درک بهتر ارزیابی عملکردی قاب‌های بهینه طراحی شده توسط الگوریتم‌های مورد مطالعه در این

محاسبه و بر سازه اعمال گردیده است. مسأله بهینه‌سازی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از الگوریتم‌های ACO، CSS، GA و PSO حل شده و نتایج حاصل از این الگوریتم‌ها از لحاظ زمان اجرا، جواب بهینه بدست آمده و تعداد تکرار مقایسه شده‌اند. مشاهده گردید که الگوریتم سیستم ذرات باردار تعداد دفعات کمتری تابع هدف را فراخوانی نموده و در نتیجه، زمان کمتری برای رسیدن به جواب بهینه صرف شده است. سازه‌های بهینه طراحی شده با هر چهار الگوریتم مورد مطالعه در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکردی از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی مطالعه شده‌اند. مشاهده گردید که سازه‌های بهینه طراحی شده توسط هر چهار الگوریتم ACO، CSS، GA و PSO تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت عملکرد مشابهی داشته‌اند ولی تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی (الگوی بار جانبی مثلثی) از نظر تعداد مفاصل پلاستیک در تغییرمکان هدف، الگوریتم ACO و CSS دارای کمترین مفاصل پلاستیک می‌باشند ولی از نظر تعداد مفاصل فراتر از حد LS، روش PSO مناسب‌تر بوده است. از دیدگاه تغییرمکان فراتر از سطح LS سازه‌ها فراتر می‌روند، تغییرمکان سازه CSS از بقیه بیشتر بوده است. در مجموع، امکان تعیین روش مناسب به طور قطع وجود ندارد، ولی با توجه به اینکه مجموع تعداد مفاصل در سطوح عملکرد مختلف در روش PSO از همه بیشتر بوده است بنابراین کاربرد این آن نسبت به سایر الگوریتم‌ها در طراحی و ارزیابی براساس عملکرد دارای مزیت‌های مناسبی خواهد بود.

عملکردی برای تغییرمکان هدف در دو حالت با الگوی بار جانبی یکنواخت و متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در ACO، CSS، GA و PSO ارائه شده است. مطابق نتایج این جدول‌ها، با بهینه‌سازی سازه از طریق GA بیشترین و CSS کمترین تعداد تشکیل مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) ایجاد شده است. بنابراین، در صورتی که عملکرد سازه در IO دارای اهمیت زیادی باشد تشکیل مفاصل پلاستیک امر مطلوبی نخواهد بود و نیاز است در طراحی بهینه آن از الگوریتم‌هایی با امکان تشکیل کمترین تعداد مفاصل پلاستیک استفاده گردد. با تغییر سطح عملکرد سازه به اینمی جانی (IO) و اهداف مورد انتظار در این سطح عملکرد، تشکیل تعداد مفاصل پلاستیک باید به‌گونه‌ای باشد که خسارت‌های اجزای سازه‌ای محدود و بدون تلفات جانبی باشد. بنابراین، تشکیل کمتر مفاصل پلاستیک می‌تواند به طور نسبی بیانگر یک انتخاب مناسب برای طراحی بهینه باشد. در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) هدف استفاده از حداقل ظرفیت اجزای تشکیل‌دهنده سازه تا آستانه وقوع خرابی می‌باشد. در نتیجه، الگوریتم CSS به طور نسبی می‌تواند یک روش مناسب در بهینه‌سازی طراحی سازه‌های مورد مطالعه مطرح گردد.

۸- جمع بندی

در این پژوهش مطابق مبحث دهم تعیین پیکربندی و طراحی سازه قاب خمشی فولادی پنج طبقه با روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) انجام شده است. بار زلزله بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم

مراجع

- [1] Kaveh, A., Azar, B. F., Hadidi, A., Soroche, F. R., & Talatahari, S. (2010). "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, 66(4), 566-574.
- [2] Hultman, M. (2010). *Weight optimization of steel trusses by a genetic algorithm-size, shape and topology optimization according to Eurocode*. TVBK-5176.

- [3] Heerman, D. W. (1987). "Computer simulation methods in theoretical physics", *Applied Optics*, 26(10), 1818.
- [4] Haupt, R. L., & Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic algorithms*. John Wiley & Sons.
- [5] Saka, M. P., & Kameshki, E. S. (1998). "Optimum design of nonlinear elastic framed domes", *Advances in Engineering Software*, 29(7-9), 519-528.
- [6] Erbatur, F., Hasançebi, O., Tütüncü, I., & Kılıç, H. (2000). "Optimal design of planar and space structures with genetic algorithms", *Computers & Structures*, 75(2), 209-224.
- [7] Pezeshk, S., Camp, C. V., & Chen, D. (2000). "Design of nonlinear framed structures using genetic optimization", *Journal of structural engineering*, 126(3), 382-388.
- [8] Fourie, P. C., & Groenwold, A. A. (2002). "The particle swarm optimization algorithm in size and shape optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 23(4), 259-267.
- [9] Perez, R. L., & Behdinan, K. (2007). "Particle swarm approach for structural design optimization", *Computers & Structures*, 85(19-20), 1579-1588.
- [10] Camp, C. V., & Bichon, B. J. (2004). "Design of space trusses using ant colony optimization", *Journal of structural engineering*, 130(5), 741-751.
- [11] Kaveh, A., & Talatahari, S. (2010). "An improved ant colony optimization for the design of planar steel frames", *Engineering Structures*, 32(3), 864-873.
- [12] Karimi, F., & Vaez, S. R. H. (2019). "Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFD-PBD method", *Journal of Constructional Steel Research*, 155, 77-89.
- [13] Fathali, M., Hoseini Vaez, S., Dehghani, E. (2019). "Modeling the link beam behavior to evaluate its performance according to FEMA 356 and calculating the target displacement of performance levels", *Civil Infrastructure Researches*, 4(2), 47-60. doi: 10.22091/cer.2018.3193.1118
- [14] Kennedy, J., & Eberhart, R. (1995, November). Particle swarm optimization. In *Proceedings of ICNN'95-international conference on neural networks* (Vol. 4, pp. 1942-1948). IEEE.
- [15] Kaveh, A., & Talatahari, S. (2010). "An improved ant colony optimization for the design of planar steel frames", *Engineering Structures*, 32(3), 864-873.
- [16] Blum, C., & Roli, A. (2003). "Metaheuristics in combinatorial optimization: Overview and conceptual comparison", *ACM computing surveys (CSUR)*, 35(3), 268-308.
- [17] Poli, R., Kennedy, J., & Blackwell, T. (2007). "Particle swarm optimization", *Swarm intelligence*, 1(1), 33-57.
- [18] Glover, F. (1977). "Heuristics for integer programming using surrogate constraints", *Decision sciences*, 8(1), 156-166.
- [19] Dorigo, M., & Gambardella, L. M. (1997). "Ant colony system: a cooperative learning approach to the traveling salesman problem", *IEEE Transactions on evolutionary computation*, 1(1), 53-66.
- [20] Haupt, R. L., & Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic algorithms with CD-Rom*. Wiley-Interscience.
- [21] Federal Emergency Management Agency, FEMA-273. NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Building Seismic Safety Council; 1997.
- [22] Federal Emergency Management Agency, FEMA-350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. SAC Joint Venture, USA. 2000.
- [23] FEMA-356.: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings American Society of Civil Engineers (2000)
- [24] ATC-40.: Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Applied Technology Council (1996)