

## Optimal Design of Steel Plate Shear Wall Systems Using Genetic Algorithm

Pooya Arezoomand Langarudi

Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Mohammadreza Adibramezani\*

Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Ata Hojatkashani

Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Saeed Farokhizadeh

Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

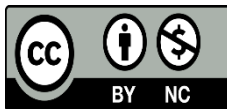
[mr\\_adib@azad.ac.ir](mailto:mr_adib@azad.ac.ir)

### Keywords

shear wall,  
metaheuristic algorithm,  
genetic algorithm,  
optimal design,  
performance evaluation

### Abstract

The steel plate shear wall system is one of the most effective lateral load-resisting systems, offering significant behavioral advantages. However, existing design methods for this system are often overly conservative, leading to economic inefficiencies. This study aims to develop structural designs that ensure both effective safety and cost-efficiency. To achieve this, a genetic optimization algorithm is utilized. Initially, a numerical model is developed and validated using the OpenSees software. This model is then integrated with an optimization code implemented in MATLAB, which iteratively adjusts design parameters to determine optimal cross-sectional areas for 4-, 8-, and 12-story structures. These optimized designs are subsequently compared to conventionally designed models created through a trial-and-error approach. The findings demonstrate that optimization reduces structural weight, enhances performance, and mitigates the conservatism inherent in traditional design methods.



This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).

\* Corresponding Author

# طراحی بهینه سیستم‌های دیوار برشی ورق فولادی با استفاده از الگوریتم ژنتیک

پویا آرزومند امیدی لنگرودی

گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

محمد رضا ادیب رضانی\*

گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

عطا حجت کاشانی

گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

سعید فرخی زاده

گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

mr\_adib@azad.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۲ خرداد ۱۴۰۳

تاریخ دریافت: ۱۸ بهمن ۱۴۰۲

## چکیده

سیستم دیوار برشی ورق فولادی از جمله سیستم‌های مناسب و کارآمد باربر جانبی است که با وجود مزایای رفتاری متعدد، روش‌های طراحی فعلی آن اغلب محافظه‌کارانه بوده و چالش‌های اقتصادی ایجاد می‌کند. بنابراین، هدف اصلی این مطالعه شناسایی سازه‌هایی است که نه تنها از نظر ایمنی کارآمد باشند، بلکه از جنبه اقتصادی نیز مقرون به صرفه باشند. برای دستیابی به این سازه‌های مطلوب، از الگوریتم بهینه‌یابی ژنتیک استفاده می‌شود. در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مدل عددی مناسبی ایجاد و صحت‌سنجی می‌گردد. در گام بعد، این مدل عددی به کد بهینه‌یابی توسعه‌یافته در MATLAB متصل می‌شود. این کد به طور مکرر با کنترل ضوابط طراحی، سطح مقطع ایده‌آلی را برای سازه‌هایی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ ایجاد می‌کند و سازه بهینه معرفی می‌شود. سپس مدل‌های بهینه به کمک تحلیل پوش‌آور از نظر رفتاری با مدل‌های طراحی شده به روش سعی و خطای آیین‌نامه‌ای مقایسه می‌شوند. نتایج نشان می‌دهد که بهینه‌سازی منجر به کاهش وزن و بهبود عملکرد سازه‌ها شده و محافظه‌کاری در فرایند طراحی را کاهش می‌دهد.

**واژگان کلیدی:** دیوار برشی، الگوریتم فراابتکاری، الگوریتم ژنتیک، طراحی بهینه، ارزیابی عملکردی

\*نویسنده مسئول مکاتبات

## ۱- مقدمه

است. در این مطالعه، تقاضای ستون‌ها در طرح‌های مبتنی بر آیین‌نامه با تقاضای پیش‌بینی‌شده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقایسه شد، که این مقایسه میزان محافظه‌کاری روش‌های طراحی موجود را تأیید می‌کند.

از طرفی مقیمی و همکاران<sup>۶</sup> [۴] اشاره کردند که اکثر تحقیقات قبلی بدون در نظر گرفتن هزینه‌های اقتصادی، فقط بر دستیابی به بهترین رفتار این سیستم متمرکز شده است که منجر به تحمیل مقررات طراحی بسیار محافظه‌کارانه شده و استفاده از این سیستم‌ها را به خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی کم تا متوسط غیر جذاب کرده است. پیشنهاد شد که همانند سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، سطوح مختلف شکل‌پذیری در طراحی SPSW به نام‌های ویژه، متوسط و محدود بر اساس اصول طراحی بر اساس ظرفیت ارائه شود. جلالی و بنازاده<sup>۷</sup> [۵] در مطالعه‌ای به این نتیجه رسیدند که رویکرد طراحی مبتنی بر ظرفیت AISC 341، منجر به برآوردهای بیش از حد قابل توجهی برای تقاضاهای محوری و خمشی VBE در سازه ۱۷ طبقه شد. آن‌ها درصد‌های بیش برآورد کمتری را برای سازه‌های کوتاه‌تر پیدا کردند.

با تمام این توضیحات و مطالعات بررسی شده در این زمینه، استفاده از روش‌های بهینه‌سازی برای SPSW‌ها به عنوان تلاشی مهم ظاهر می‌شود. با تنظیم مناسب مقادیر پارامترهای مختلف طراحی، مانند ابعاد عناصر مرزی و ضخامت ورق‌های برشی فولادی، مهندسان می‌توانند به پیکربندی‌های سازه‌ای دست یابند که علاوه بر برآورده کردن الزامات عملکردی و رفتاری مناسب منجر به کاهش وزن سازه و مصرف مصالح گردد. ماهیت دستی و تکراری طراحی سازه می‌تواند منجر به طراحی نامناسب، پرهزینه و زمان‌بر توسط مهندسين شود. در نتیجه، نیاز روزافزونی به روش‌های طراحی خودکار و هوشمند وجود دارد.

بهینه‌سازی سیستم‌های سازه‌ای به جنبه‌ای ضروری از مهندسی مدرن تبدیل شده است و نقش بسیار مهمی در بهبود طراحی سازه ایفا می‌کند. ضرورت بهینه‌سازی در مهندسی سازه را می‌توان به دو بعد مهم دسته‌بندی کرد.

در مرحله اول، بهینه‌سازی می‌تواند منجر به کاهش مصرف مصالح در طول فرایند ساخت و ساز شود، در نتیجه هزینه‌ها را کاهش داده و

دیوار برشی ورق فولادی (SPSW)<sup>۱</sup> نزدیک به یک قرن است که به‌عنوان سیستمی کارآمد برای مقاومت در برابر بارهای جانبی در سازه‌های فولادی و بتنی مورد استفاده قرار گرفته که مزایای متعددی را فراهم می‌کند. در این سیستم معمولاً از ورق‌های پرکننده فولادی سخت نشده استفاده می‌گردد و به عناصر سازه‌ای عمودی و افقی که شامل ستون‌ها (VBE)<sup>۲</sup> و تیرها (HBE)<sup>۳</sup> هستند، متصل می‌شوند. تحقیقات آزمایشگاهی و عددی متعدد، مزایای سیستم SPSW از جمله شکل‌پذیری ذاتی، مقاومت بسیار بالا و سختی مناسب آن را تأیید کرده‌اند [۱]. مشخص شده است که SPSW‌ها نسبت به قاب‌های مهاربندی شده و خمشی، قابلیت شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بیشتری دارند. در ابتدا، ورق‌های فولادی سخت یا ضخیم برای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه در این سیستم مورد استفاده قرار گرفت. با این وجود، بسیاری از مطالعات نشان داده‌اند که SPSW‌های سخت نشده مقاومت پس کمانش و شکل‌پذیری قابل توجهی را تحت بارهای جانبی نشان می‌دهند [۲]. بر این اساس، استفاده از سیستم SPSW به سمت کاهش وزن ورق و استفاده از ظرفیت رفتار پس کمانشی آن برای افزایش مزایای اقتصادی سیستم سازه هدایت شده است.

با این حال، رویکردهای طراحی تجویز شده در آیین‌نامه‌های فعلی برای این سیستم سازه‌ای، ممکن است همیشه به بهینه‌ترین حالت از نظر اقتصادی و رفتاری، منجر نشود. در روش‌های طراحی مبتنی بر ظرفیت، در حالت فروریزش فرض می‌گردد که همه ورق‌ها به طور هم‌زمان تسلیم شوند و کل نیروی برشی را تحمل کنند. همچنین مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها ظاهر شوند که این دو عامل از اصلی‌ترین منابع اتلاف انرژی برای این سیستم خواهند بود در حالی که ستون‌ها همچنان الاستیک باقی می‌مانند. چنین دیدگاهی بیش از حد محافظه‌کارانه است و ممکن است منجر به ایجاد ستون‌ها و مقاطعی با ابعاد بزرگ و غیراقتصادی شود، اتفاقی که در یک رویداد لرزه‌ای واقعی بسیار بعید است. این دیدگاه در مطالعات مختلف اشاره شده است.

برمن<sup>۴</sup> [۳] دریافت که رویکرد پیشنهادی AISC<sup>۵</sup> 341 برای طراحی مبتنی بر ظرفیت سیستم‌های SPSW، با محافظه‌کاری بالایی همراه

<sup>1</sup> Steel Plate Shear Wall

<sup>2</sup> Vertical Boundary Element

<sup>3</sup> Horizontal Boundary Element

<sup>4</sup> Berman

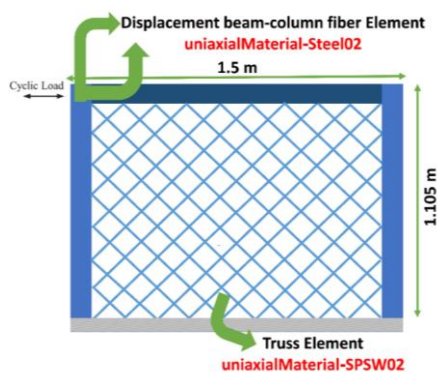
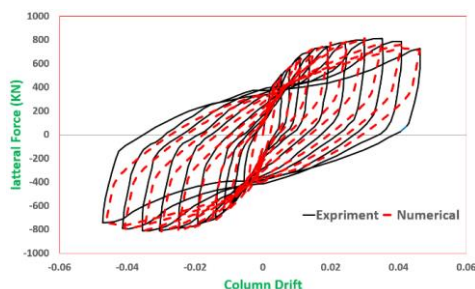
<sup>5</sup> American Institute of Steel Construction

<sup>6</sup> Moghimi et al.

<sup>7</sup> Jalali and Banazadeh

قرار گرفت. عناصر مرزی با استفاده از مصالح Steel02 مدل سازی شدند و از عناصر تیر-ستون مبتنی بر جابه‌جایی غیرخطی استفاده شد.

طبق توصیه<sup>۱۱</sup> AISC، ده نوار با انتهای مفصلی با فاصله مساوی در هر ورق، مورد استفاده قرار گرفت و از عناصر خرپایی برای تعریف نوارها استفاده شد. مدل‌های هیسترتیک مختلفی برای توصیف رفتار چرخه‌ای SPSW توسعه یافته‌اند. در این میان، مدلی که اخیراً توسط جلالی و بنازاده<sup>۱۲</sup> [۹] توسعه یافته، برجسته است، زیرا عواملی مانند کماتش ورق پرتکننده، زوال‌های چرخه‌ای و درون چرخه را در بر می‌گیرد. این مدل رفتاری خاص در مطالعه حاضر به کار گرفته شد. نتایج آزمایشگاهی با خروجی‌های مدل‌سازی عددی مقایسه شد و سطح بالایی از توافق را نشان داد. برای ارائه درکی جامع، پیکربندی مورد بررسی شده و منحنی مقایسه نیرو-جابه‌جایی بین دو مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱- پیکربندی مدل رایانه‌ای و مقایسه منحنی رفتاری

می‌تواند اثرات مضر زیست محیطی را کاهش می‌دهد [۶]. ثانیاً، بهینه‌سازی می‌تواند عملکرد سازه‌ای را بهبود بخشد و این امکان را فراهم می‌کند که از طریق بهینه‌سازی، سازه‌ها بتوانند به طور هم‌زمان ایمنی و عملکرد را در رویدادهای لرزه‌ای افزایش دهند.

در سال‌های اخیر، محققان برای بهینه‌سازی مسائل مختلف در مهندسی عمران از الگوریتم‌های فراابتکاری استفاده کرده‌اند. با این حال، تا به امروز، مطالعات محدودی در زمینه بهینه‌یابی سیستم‌های SPSW<sup>۸</sup> انجام شده است. داریان و همکاران<sup>۹</sup> [۷] با هدف به حداقل رساندن وزن سازه و دستیابی به مقاطع و چیدمان بهینه دیوارها در سازه‌های فولادی با SPSW، از الگوریتم‌های بهینه‌یابی استفاده کردند. با این حال، پتانسیل تحقیقات بیشتر برای بهبود نتایج بهینه‌سازی و همچنین بررسی عملکردی سازه‌ها وجود دارد. همچنین رفتار و عملکرد سازه‌های بهینه‌شده با استفاده از تحلیل غیرخطی ارزیابی نشد. بنابراین، با توجه به ادبیات فنی و درک چالش‌های موجود و بررسی نشده در زمینه طراحی SPSW، هدف از این تحقیق ارائه طراحی بهینه برای مقایسه با نتایج روش‌های طراحی محافظه‌کارانه توصیه شده توسط آیین‌نامه‌های فعلی است. نتایج این تحقیق می‌تواند نشان دهد که سازه بهینه چه از نظر اقتصادی و چه از نظر عملکرد، تا چه اندازه با سازه طراحی شده بر اساس الزامات آیین‌نامه متفاوت است.

## ۲- مدل‌سازی و اعتبار سنجی

با توجه به هزینه‌های قابل‌توجه و محدودیت‌های ذاتی که در ساخت نمونه‌هایی در مقیاس کامل در آزمایشگاه‌ها وجود دارد، معمولاً شبیه‌سازی‌های عددی برای بررسی رفتار سازه‌ها استفاده می‌شوند. از طرفی هدف این تحقیق بهینه‌سازی سازه‌ها است که نیازمند اصلاح و ارزیابی مقاطع مختلف جهت دستیابی به رفتار لرزه‌ای بهتر و کاهش وزن سازه است که چنین بررسی جامعی را می‌توان از طریق مطالعات عددی انجام داد.

به منظور بهینه‌سازی سیستم SPSW، در ابتدا لازم است مدلی عددی با مدلی آزمایشگاهی قابل اعتماد، اعتبار سنجی شود. در این مقاله از نمونه آزمایشگاهی ارائه شده توسط صبوری قمی و سجادی<sup>۱۰</sup> [۸] استفاده شد و با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مورد اعتبارسنجی

<sup>۸</sup> Steel Plate Shear Wall

<sup>۹</sup> Daryan et al.

<sup>۱۰</sup> Sabouri Ghomi and Sajjadi

<sup>۱۱</sup> American Institute of Steel Construction

<sup>۱۲</sup> Jalali and Banazadeh



### ۳- طراحی گام به گام بر اساس AISC<sup>۱۴</sup> 341-22

در طراحی سیستم‌های SPSW، معمولاً از سه استاندارد شناخته شده استفاده می‌شود: آیین‌نامه AISC 341-22، راهنمای طراحی ۲۰ و انجمن استانداردهای کانادا. در این مطالعه از روش مبتنی بر آیین‌نامه آمریکا، برای طراحی سیستم‌های SPSW استفاده می‌شود. با توجه به این آیین‌نامه، سیستم SPSW طراحی شده با این روش عمدتاً به گونه‌ای در نظر گرفته شده‌اند که ظرفیت تغییر شکل غیرالاستیک بالایی ایجاد کنند. این هدف با اجازه دادن به تسلیم ورق‌های فولادی و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها محقق می‌شود. در مقابل، انتظار نمی‌رود که ستون‌ها در برابر برش تسلیم شوند، بلکه پیش‌بینی می‌شود این اعضا در پایه ستون طبقه اول به صورت خمشی وارد ناحیه تسلیم شوند. همچنین، استفاده از اتصالات صلب در محل اتصال تیر به ستون الزامی است. اصل ستون قوی و تیر ضعیف باید رعایت گردد. در ادامه خلاصه‌ای از مراحل طراحی به روش مبتنی بر آیین‌نامه آورده شده است:

در ابتدا زاویه اولیه نواریا بین ۳۰ تا ۵۵ درجه (در این پژوهش: ۴۵ درجه) در نظر گرفته می‌شود. در مرحله‌ی بعد، ضخامت ورق بر اساس الزامات آیین‌نامه‌ای برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی اعمال شده در هر طبقه تعیین می‌شود. این مقدار با استفاده از معادله (۱) محاسبه می‌گردد:

$$t_w = \frac{2.645 V_u}{F_y L_{cf} \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در آن  $V_u$  مقاومت برشی مورد نیاز،  $F_y$  مقاومت تسلیم ورق،  $L_{cf}$  فاصله‌ی بین بال‌های ستون و  $\alpha$  زاویه تسلیم ورق نسبت به محور قائم است که بر حسب درجه اندازه‌گیری می‌شود.

پس از محاسبه ضخامت اولیه‌ی ورق در هر طبقه، حداقل ممان اینرسی مورد نیاز برای ستون‌ها با استفاده از معادله (۲) تعیین می‌گردد و بر این اساس مقطع مناسبی برای انتخاب اولیه ستون در نظر گرفته می‌شود:

$$I_c \geq 0.0031 \frac{t_w h^4}{L} \quad (2)$$

مقاطع اولیه تیرها نیز باید به گونه‌ای انتخاب شوند که معادله (۳) برآورده گردد:

$$I_b \geq 0.0031 \frac{\Delta t_w l^4}{h} \quad (3)$$

که در آن  $L$  فاصله بین مراکز ستون‌ها،  $h$  فاصله بین مراکز تیرها،  $t_w$  ضخامت ورق و  $\Delta t_w$  تفاوت ضخامت بین ورق‌های بالا و پایین تیر است. این الزامات تضمین می‌کند که سختی لازم برای تسلیم کامل ورق‌ها توسط تیر و ستون فراهم می‌شود.

سپس بر اساس مقاطع مرزی اولیه، برای محاسبه زاویه نواریا از معادله (۴) استفاده می‌گردد و ضخامت ورق و نسبت تنش کنترل می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[ \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]} \quad (4)$$

که در آن  $A_c$  و  $A_b$  نشان دهنده سطح مقطع ستون و تیر،  $I_c$  ممان اینرسی برای ستون‌ها و سایر پارامترها قبلاً مشخص شده‌اند.

در ادامه به دنبال اعمال لنگرهای انتهایی متمرکز به تیرها و در نظر گرفتن نیروهای ناشی از تسلیم کشش یکنواخت ورق بر روی عناصر مرزی، همراه با ترکیب بارها، سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد.

فرآیندی تکراری برای انتخاب مقاطع مناسب عناصر مختلف اجرا می‌شود، به طوری که نسبت تقاضا به ظرفیت هر عنصر به مقدار ۱ یا کمتر برسد. علاوه بر این، اطمینان حاصل می‌شود که دریفت سازه در محدوده‌های مجاز باقی بماند.

تمامی این الزامات و سایر نکات مرتبط با روش طراحی آیین‌نامه‌ای به طور دقیق در نرم‌افزارهای MATLAB و OpenSees کدنویسی شده‌اند تا فرآیند کنترل به صورت خودکار انجام شود.

در ادامه، روش الگوریتم بهینه‌سازی به منظور دستیابی به مقاطع بهینه برای هر مدل تشریح خواهد شد.

<sup>13</sup> Steel Plate Shear Wall

<sup>14</sup> American Institute of Steel Construction

#### ۴- الگوریتم بهینه‌سازی

برای حداقل کردن:

$$W(\{X\}) = \left( \sum_{i=1}^n F_{\text{penalty}}(\{X\}) + 1 \right) \times \Sigma W_i \quad (۶)$$

که در آن  $W_i$  نشان‌دهنده‌ی جرم هر عضو بوده که از حاصل ضرب چگالی در حجم هر عضو به دست می‌آید.

$$F_{\text{penalty}}(\{X\}) = \sum_{i=1}^n \max((\alpha_i - 1) \times K_i, 0) \quad (۷)$$

که:

$$\alpha_i = \frac{\text{تقاضا}}{\text{ظرفیت}}$$

و  $K_i$  ضریب جریمه هر عضو بوده که در جدول ۱ تعریف شده است.

تحت محدودیت:

$$g_j\{X\} \leq 0 \quad (۸)$$

که  $g_j\{X\}$  تابع محدودیت طراحی بوده،  $j$  از ۱ تا  $n$  متغیر بوده که  $n$  تعداد قیود است.

در هر طبقه سه متغیر وجود دارد: ستون‌ها، تیرها و ورق‌ها. به منظور بهینه‌سازی سازه‌ها، فهرستی از مقاطع  $W$  شکل برای اعضای مرزی و همچنین مقاطع ورق با ضخامت‌های ۰/۱ تا ۱/۵ سانتی‌متر به الگوریتم معرفی شد. پارامترهای GA مورد استفاده در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱- پارامترهای مورد استفاده در GA

پارامترها	مقادیر مورد استفاده
اندازه جمعیت	۸ برابر تعداد متغیرها
تعداد نخبگان	۱۰ درصد اندازه جمعیت
جهش - تقاطع - مهاجرت	پیش فرض متلب
ضریب جریمه	برای اعضا ۵۰ و برای دریفت ۱۰۰
معیارهای توقف	تعداد نسل‌ها ۲۵۰۰، درجا زدن نسل‌ها ۲۰۰

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد و مطابق با معادلات ارائه‌شده، طراحی سیستم دیوار برشی فولادی مستلزم در نظر گرفتن تعامل میان تمامی اجزاست. این امر، طراحی دقیق و بهینه را به صورت دستی بسیار زمان‌بر و در عمل غیرممکن می‌سازد. از این‌رو، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای بررسی حالت‌های مختلف طراحی و ارائه بهترین راه‌حل ضروری می‌شود.

در این میان، الگوریتم‌های بهینه‌سازی متنوعی برای حل مسائل پیچیده طراحی سازه در دسترس هستند. یکی از این الگوریتم‌ها که در این پژوهش به کار گرفته شده است، الگوریتم ژنتیک (GA<sup>۱۵</sup>) است. در تحقیقات مهندسی عمران، الگوریتم ژنتیک به‌طور گسترده برای یافتن راه‌حل‌های بهینه در مسائل شامل متغیرهای متعدد و تعاملات پیچیده، نظیر بهینه‌سازی طرح‌های سازه‌ای، مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۰].

تطبیق‌پذیری، سرعت و سازگاری، آن‌ها را به ابزاری ارزشمند برای رسیدگی به چالش‌های مهندسی در دنیای واقعی تبدیل می‌کند. با استفاده از GA، محققان می‌توانند به طور مؤثر راه‌حل‌های بهینه را در فضاهای طراحی بزرگ جستجو کنند و روابط پیچیده بین پارامترهای طراحی را در نظر بگیرند که در نهایت منجر به راه‌حل‌های مهندسی بهبودیافته و نوآورانه می‌شود. با وجود اینکه این الگوریتم به عنوان یکی از روش‌های قدیمی شناخته می‌شود، همچنان در مقالات معتبر جدید مورد استفاده قرار گرفته و نتایج موفق و قابل اعتمادی ارائه داده است [۱۱].

هدف اصلی این تحقیق بهینه‌سازی وزن سازه با رعایت معیارهای طراحی مشخص شده در آیین‌نامه‌های مربوطه است. مسئله بهینه‌سازی را می‌توان در معادله‌ی (۵) نشان داد:

$$X = \{X_{c1}, X_{b1}, X_{p1}, \dots, X_{cn}, X_{bn}, X_{pn}\}^T \quad (۵)$$

که در آن  $X_c$ ،  $X_b$  و  $X_p$  به ترتیب شامل بردارهای مقاطع طراحی شده برای ستون‌ها، تیرها و ورق‌های فولادی هستند. ابعاد این بردارها به تعداد طبقات سازه بستگی دارد و برای هر عضو از ۱ تا  $n$  متغیر است.

<sup>15</sup> Genetic Algorithm

علاوه بر این، مقاومت تیرها در برابر خمش و فشار باید مطابق معادله (۱۲) و (۱۳) کنترل شود:

$$\left(\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}\right) \leq 1 \quad \text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad (12)$$

$$\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi_b M_n}\right) \leq 1 \quad \text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad (13)$$

که در آن  $P_u$  نشان دهنده مقاومت محوری مورد نیاز تحت ترکیب بار بحرانی،  $P_n$  بیانگر مقاومت اسمی محوری،  $\phi_c$  (با مقدار ۰/۹) ضریب کاهش مقاومت محوری،  $M_u$  مقاومت خمشی لازم برای ترکیب بار بحرانی،  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی و  $\phi_b$  (با مقدار ۰/۹) ضریب کاهش مقاومت خمشی است.

علاوه بر این، همان‌طور که در بخش ۳ ذکر شد، محدودیت حداقل ممان اینرسی تجویز شده بر اساس معادله (۳) بر روی تیرها اعمال شد.

#### • ستون‌ها

برای اطمینان از انطباق با محدودیت‌های طراحی ستون‌ها، مفاد ذکر شده در فصل‌های E و F از AISC 360-22 باید رعایت شود. فرایند کنترل طراحی برای خمش و اثر ترکیبی نیروهای محوری و خمشی مشابه تیرها است. از این رو در ادامه قوانین مربوط به کنترل اعضا تحت فشار و کنترل لاغری ارائه شده است. معادله (۱۴) برای کنترل نسبت لاغری ستون‌ها استفاده می‌شود:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200 \quad (14)$$

که در آن K ضریب طول مؤثر، L طول غیر مهار شده جانبی اجزا و r شعاع ژیراسیون است.

علاوه بر این، هنگام طراحی ستون‌های ۱ شکل با دو محور تقارن تحت نیروهای فشاری، فرایند طراحی توسط دو حالت حدی کنترل می‌شود: کمانش پیچشی و کمانش خمشی. معیارهای کنترل این حالت‌های حدی در متلب پیاده‌سازی شده است. همچنین، مانند تیرها، محدودیت حداقل ممان اینرسی (معادله (۲))، بر روی ستون‌ها اعمال شد.

پایداری سازه و محدودیت‌های طراحی مطابق با AISC<sup>۱۶</sup> 360-22 و محدودیت‌های طراحی لرزه‌ای که در AISC 341-22 مشخص شده‌اند برای عناصر به شرح زیر تعریف می‌شوند:

#### • ورق دیوار برشی

برای کنترل محدودیت‌ها و مقررات ورق‌های برشی در هر طبقه، لازم است ابتدا سطح مقطع هر ورق و اعضای مرزی مرتبط با آن مشخص شود. سپس مقدار  $\alpha$  که نشان دهنده زاویه هر نوار مربوط به ورق‌های برشی فولادی است با استفاده از معادله (۴) به دست می‌آید.

در مرحله بعدی با استفاده از مقدار  $\alpha$ ، ظرفیت برشی اسمی ورق فولادی ( $V_n$ ) بر اساس معادله (۹) محاسبه می‌شود و همچنین مقاومت برشی موجود برای هر ورق ( $\phi_v V_n$ ) تعیین می‌گردد. این مقدار با ظرفیت نهایی ورق مقایسه می‌شود (معادله (۱۰)) و اگر نسبت تنش از ۱ بیشتر شود، ضریب جرمه‌ای اعمال می‌گردد.

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (9)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v V_n} \leq 1 \quad (\phi_v = 0.9 \quad \text{LRFD}) \quad (10)$$

که در آن  $V_u$  نیروی برشی در ورق فولادی را نشان می‌دهد و سایر پارامترها قبلاً مشخص شده‌اند.

#### • تیرها

این محدودیت‌ها شامل کنترل کمانش موضعی و تعیین مقاومت خمشی اسمی ( $M_n$ ) است که توسط معادلات ارائه شده در آیین‌نامه AISC360-22 (فصل طراحی اعضا برای خمش) تعیین شده است (معادله (۱۱)):

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1 \quad (\phi_b = 0.9 \quad \text{LRFD}) \quad (11)$$

انتخاب بند مربوطه برای تعیین مقاومت خمشی اسمی، همان‌طور که در AISC 360-22 ذکر شده، به حالات حدی حاکم بر طرح عضو بستگی دارد. تمامی معادلات کنترل، در کد متلب پیاده‌سازی شده است.

<sup>16</sup> American Institute of Steel Construction

## • تغییر مکان جانبی نسبی (دریفت)

ضریب اصلاح پاسخ (R) برابر با ۷ در نظر گرفته شده است. در مدل سازی، سیستم گرانث حذف شد و برای گنجاندن اثرات P-delta ناشی از آن‌ها (همان‌طور که در شکل ۲ نشان داده شده است)، از ستون‌های متکی استفاده شد.

جدول ۲- پارامترهای طراحی لرزه‌ای مورد نیاز برای  $D_{max}$ 

$S_s$	$S_1$	$S_{MS}$	$S_{M1}$	$S_{DS}$	$S_{D1}$	$T_s$
۱/۵	۰/۶	۱/۵	۰/۹	۱/۰	۰/۶	۰/۶

با استفاده از تقارن پلان‌ها، کل ساختمان به طور مؤثر با استفاده از یک سیستم دیوار واحد نمایش داده می‌شود. در ASCE 7-22، معادله (۱۶) برای محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌ها پیشنهاد شده است:

$$T = C_t H^x \quad (16)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان،  $C_t = 0.075$  و  $x = 0.75$  برای دیوار برشی فولادی خواهد بود.

جدول ۳ مقادیر ضریب برش پایه ( $C_s$ ) را برای هر مدل به همراه پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه آن نشان می‌دهد (T: پرپود اصلی، Sa (T): شتاب طیفی مربوط به T).

بر اساس توضیحات ارائه شده در بخش‌های ۳ و ۴، سازه‌ها با استفاده از دو روش طراحی دستی و الگوریتم بهینه‌سازی طراحی شده‌اند.

جدول ۳- مقادیر ضریب برش پایه و پارامترهای مرتبط

$C_s$	$S_{a(T)}$	T	تعداد طبقات
۰/۱۴۲	۱/۰۰	۰/۴۰	۴
۰/۱۲۸	۰/۹۰	۰/۶۷	۸
۰/۰۹۳	۰/۶۵	۰/۹۱	۱۲

شکل ۳ منحنی همگرایی سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده توسط الگوریتم ژنتیک را نشان می‌دهد. در این نمودار، محور افقی تعداد نسل‌ها و محور عمودی مقادیر تابع هدف (وزن سازه) را نشان می‌دهد. معیارهای توقف الگوریتم در جدول ۱ آمده است.

در کنترل دریفت در شرایط استاتیکی، مقدار  $C_d$  برای سیستم دیوار برشی، مطابق ASCE<sup>17</sup> 7-22، ۶ در نظر گرفته می‌شود. با ضرب کردن  $C_d$  در دریفت به دست آمده از تحلیل استاتیکی خطی و مقایسه آن با دریفت مجاز ۰/۰۲، نسبتی به دست می‌آید که اگر این نسبت کمتر یا مساوی ۱ باشد، دریفت سازه قابل قبول خواهد بود. در غیر این صورت با اعمال ضرایب جریمه، مقاطع سازه برای رسیدن به پاسخ دریفت مورد نظر تعویض می‌شوند (معادله (۱۵)).

$$\frac{Drift \times C_d}{0.02} \leq 1 \quad (15)$$

## ۵- مطالعه عددی

هدف اصلی این بخش مقایسه رفتار سازه‌هایی است که با استفاده از دو رویکرد آزمون و خطا یا دستی (manual) و الگوریتم بهینه‌سازی (optim) طراحی شده‌اند. در هر دو روش تمامی مقررات و محدودیت‌های مربوط به دیوار برشی فولادی همان‌طور که در آیین‌نامه آمریکا ذکر شد به طور کامل رعایت شد و از روش تحلیل استاتیکی خطی برای تطابق روش تحلیل دو رویکرد استفاده شد.

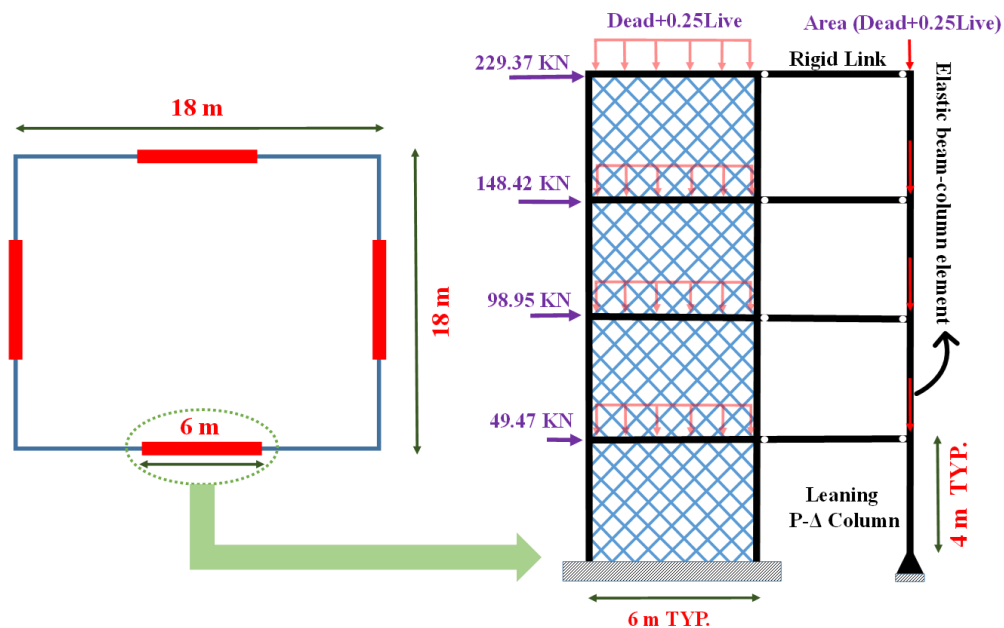
سه سازه دیوار برشی فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه که هر کدام دارای ارتفاع ۴ متر هستند، برای بررسی انتخاب شده‌اند. طول دهانه سازه‌ها ۶ متر است.

شکل ۲ نقشه ساختمان، داده‌های ارتفاعی، بارهای ثقلی و بارگذاری جانبی اعمال شده در تحلیل استاتیکی معادل را نشان می‌دهد. مقاومت بار جانبی توسط دو دیوار در هر جهت فراهم می‌شود. این سازه‌ها دارای پلان مربعی متقارن به ابعاد ۱۸×۱۸ متر هستند. بار مرده برای کف و سقف به ترتیب ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است. علاوه بر این، بارهای زنده ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. مقاطع W آمریکایی ساخته شده از ASTM<sup>18</sup> A992 (Mpa)  $F_y = 345$  برای اعضای مرزی استفاده شد. ورق فولادی دارای تنش تسلیم ۲۳۹ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. همه نمونه‌ها تحت رده طراحی لرزه‌ای  $D_{max}$  قرار دارند (پارامترهای مربوطه در جدول ۲ ذکر شده است) و بر روی خاکی با ویژگی‌های کلاس D قرار دارند.

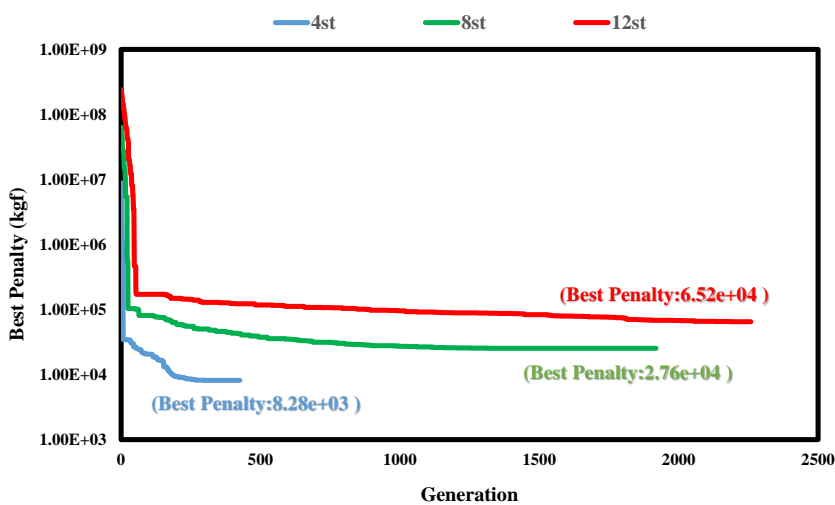
<sup>17</sup> American Society of Civil Engineers

<sup>18</sup> American Society for Testing and Materials





شکل ۲- مدل کلی سازه ۴ طبقه و پلان مربوط به آن



شکل ۳- منحنی‌های همگرایی سازه‌های طراحی شده توسط الگوریتم بهینه‌سازی

بر اساس آن نسبت دررفت تمامی سازه‌ها به‌جز ۴ طبقه بسیار نزدیک به ۱ است. با افزایش تعداد طبقات، نسبت تنش متوسط در هر حالت طراحی بهینه و دستی کاهش یافته و مقادیر دررفت افزایش می‌یابد. این مسئله نشان می‌دهد که در سازه‌های بلندتر، کنترل دررفت نقش

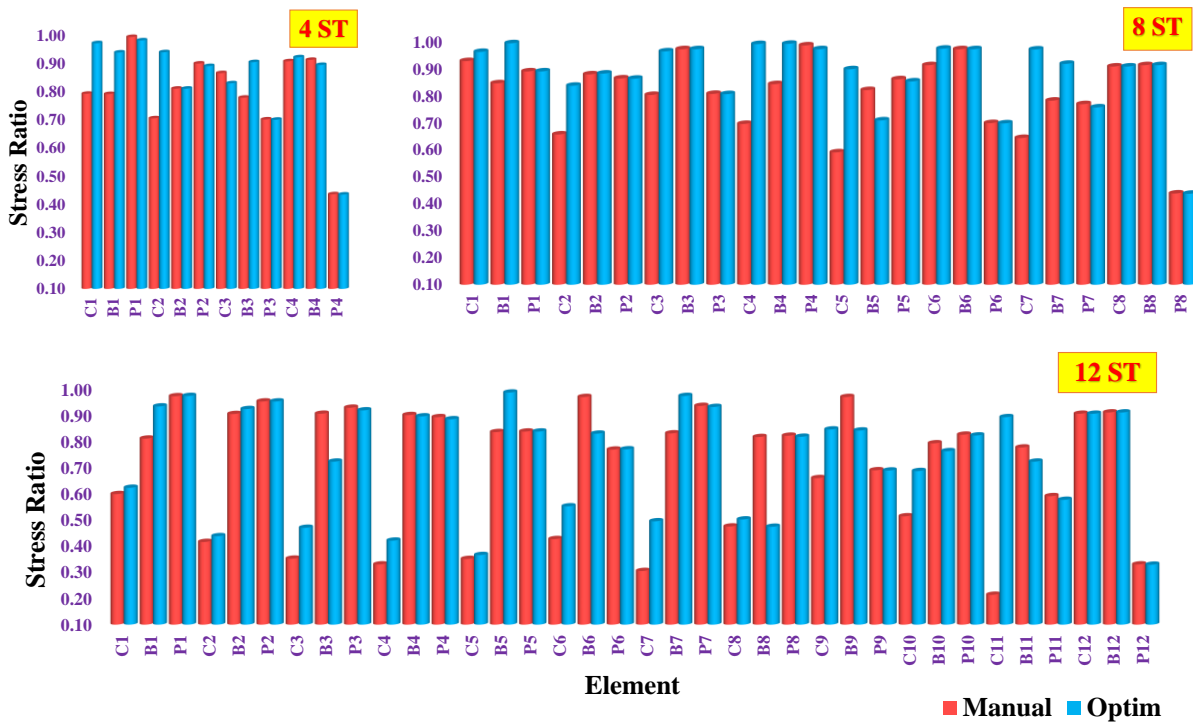
در شکل ۴، نسبت تنش هر عضو ارائه شده که با ترکیبی از حروف نشان دهنده نوع عضو (ستون، تیر و ورق) و عددی که نمایانگر شماره طبقه بوده نشان داده شده است. علاوه بر این، میانگین نسبت تنش کلیه اعضا و دررفت هر سازه در شکل ۴ و جدول ۵ ارائه شده است که

مقاطع به دست آمده برای عناصر مختلف در هر دو مدل بهینه و دستی به همراه درصد کاهش وزن مدل‌ها، در جدول ۶ ارائه شده است. نتایج نشان داد که استفاده از الگوریتم ژنتیک عملکرد مطلوبی در کاهش وزن سازه‌ها داشته است. برای سازه ۴ طبقه، وزن سازه حدود ۲۷ درصد کاهش یافت، در حالی که این مقدار برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه حدود ۱۰ درصد بود.

تعیین‌کننده‌ای دارد. در تمامی موارد، میانگین نسبت تنش در سازه‌های بهینه طراحی شده بالاتر از سازه‌های طراحی شده به صورت دستی است، که نشان‌دهنده بهینه‌سازی ساختمان با رعایت محدودیت‌های مجاز دررفت است. از سوی دیگر، این موضوع بیانگر موفقیت الگوریتم ژنتیک در دستیابی به سازه‌های بهینه در مقایسه با سازه‌های طراحی شده به روش دستی است. بنابراین، با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی، امکان طراحی سازه‌هایی با وزن کمتر، نسبت تنش و دررفت بهینه‌تر و کاهش محافظه‌کاری در فرایند طراحی فراهم می‌شود.

جدول ۵- مقادیر متوسط نسبت تنش و دررفت در سازه‌های با طراحی بهینه و دستی

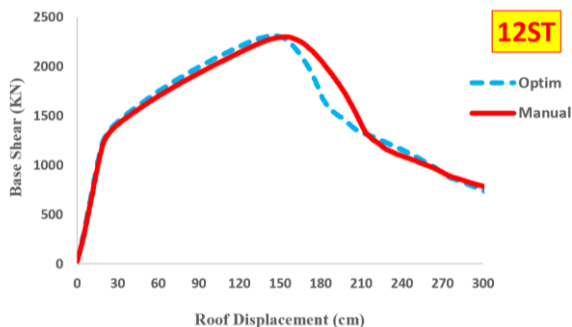
۱۲		۸		۴		تعداد طبقات و نوع سازه
دستی	بهینه	دستی	بهینه	دستی	بهینه	
۰/۷۰	۰/۷۴	۰/۸۰	۰/۷۸	۰/۷۹	۰/۸۵	میانگین نسبت تنش
۰/۹۷	۰/۹۹	۰/۹۳	۰/۹۹	۰/۶۱	۰/۶۵	دررفت



شکل ۴- مقایسه نسبت تنش سازه‌های طراحی شده دستی با طراحی بهینه

جدول ۶- مقایسه وزن و مقاطع سازه‌های طراحی شده با روش دستی و الگوریتم بهینه‌یابی

۱۲		۸		۴		تعداد طبقات	
دستی	بهینه	دستی	بهینه	دستی	بهینه	شماره طبقه	
W14X311	W14X311					۱۲	ستون‌ها
W14X233	W10X88					۱۱	
W14X233	W14X211					۱۰	
W14X233	W14X193					۹	
W14X233	W14X311	W14X311	W14X311			۸	
W14X500	W14X370	W14X176	W12X96			۷	
W14X500	W14X370	W14X176	W14X193			۶	
W14X500	W14X500	W14X176	W14X132			۵	
W550	W14X500	W14X257	W12X190	W14X311	W14X211	۴	
W550	W14X500	W14X257	W14X233	W14X74	W14X68	۳	
W550	W550	W14X257	W14X211	W14X132	W12X96	۲	
W550	W550	W14X257	W14X257	W14X132	W12X106	۱	
W14X211	W14X211					۱۲	
W10X39	W12X45					۱۱	
W10X39	W21X50					۱۰	
W12X136	W12X152					۹	
W10X39	W18X71	W14X211	W14X211			۸	
W10X39	W21X44	W10X39	W14X38			۷	
W12X136	W21X68	W12X136	W12X136			۶	
W10X39	W14X38	W10X39	W24X55			۵	
W10X39	W10X39	W10X39	W14X38	W14X211	W24X94	۴	
W10X39	W12X45	W12X136	W12X136	W10X39	W14X38	۳	
W10X39	W16X40	W10X39	W14X211	W10X39	W10X39	۲	
W10X39	W14X38	W10X39	W14X38	W10X39	W14X38	۱	
0.10	0.10					۱۲	ورق‌ها
0.10	0.10					۱۱	
0.10	0.10					۱۰	
0.15	0.15					۹	
0.15	0.15	0.10	0.10			۸	
0.15	0.15	0.10	0.10			۷	
0.20	0.20	0.15	0.15			۶	
0.20	0.20	0.15	0.15			۵	
0.20	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	۴	
0.20	0.20	0.20	0.20	0.10	0.10	۳	
0.20	0.20	0.20	0.20	0.10	0.10	۲	
0.20	0.20	0.20	0.20	0.10	0.10	۱	
72.29	65.20	30.41	27.60	11.33	8.28	وزن (tonf)	
-9.81		-9.24		-26.92		درصد تغییر	



شکل ۵- منحنی‌های پوش‌آور ساختمان‌ها

جدول ۷- خلاصه‌ای از نتایج حاصل از منحنی‌های پوش‌آور

$\delta_u$ (cm)	$V_{max}$ (KN)	$V_d$ (KN)	تعداد طبقات و نوع سازه
۷۱/۵۱	۱۲۶۸/۳۱	۵۲۶/۲۲	بهبینه ۴
۷۳/۳۵	۱۳۵۴/۵۵	۵۲۶/۲۲	دستی
۱۳۲/۷۶	۲۱۰۰/۱۴	۹۳۰/۵۳	بهبینه ۸
۱۴۲/۲۲	۲۰۸۴/۶۹	۹۳۰/۵۳	دستی
۱۷۶/۰۰	۲۳۱۱/۷۵	۱۰۰۷/۵۴	بهبینه ۱۲
۱۹۲/۳۱	۲۲۹۸/۰۷	۱۰۰۷/۵۴	دستی

با بررسی نتایج مشخص می‌گردد که در همه سازه‌ها به جز ۴ طبقه، مدل‌های بهینه‌سازی شده حداکثر برش پایه بالاتری را در مقایسه با رویکرد طراحی دستی نشان می‌دهند. در این سازه‌ها علاوه بر بهبود وزن، از نظر مقاومت نیز عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های طراحی شده دستی دارند؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که افزایش وزن مقاطع و سازه لزوماً منجر به افزایش عملکرد سیستم نمی‌شود و اغلب بهینه‌سازی مناسب، می‌تواند منجر به بهبود رفتار سازه نیز گردد.

## ۶- خلاصه و نتیجه‌گیری

این پژوهش با هدف بهینه‌سازی طراحی سیستم‌های دیوار برشی فولادی (SPSW) و کاهش محافظه‌کاری در طراحی مرسوم این سیستم‌ها انجام شد. هدف اصلی، دستیابی به طرح‌هایی بود که علاوه بر رعایت الزامات ایمنی لرزه‌ای، از نظر اقتصادی نیز مقرون‌به‌صرفه باشند. برای این منظور، از الگوریتم ژنتیک به‌عنوان ابزاری کارآمد در بهینه‌سازی مسائل مهندسی استفاده شد. ابتدا یک مدل عددی از سازه‌های SPSW با نرم‌افزار OpenSees توسعه داده شد و پس از صحت‌سنجی، این مدل با کد بهینه‌سازی نوشته‌شده در MATLAB ادغام گردید. این فرآیند به انتخاب مقاطع بهینه برای سازه‌هایی با ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه منجر شد. سپس، سازه‌های بهینه‌شده تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفته و رفتار و عملکرد آن‌ها با سازه‌های طراحی‌شده به روش دستی مقایسه شدند.

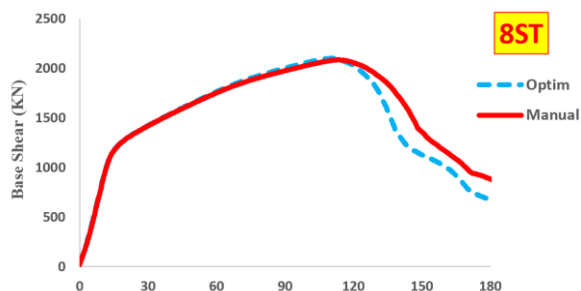
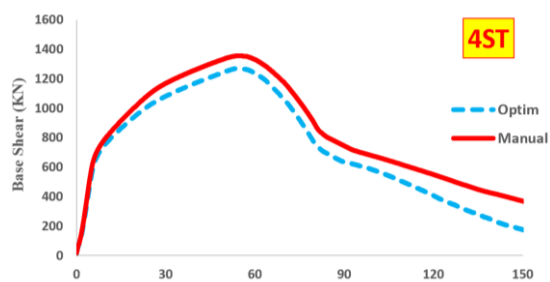
در ادامه هر مدل تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) قرار می‌گیرد تا منحنی رفتاری و ظرفیت سازه‌های طراحی شده بهینه و دستی با هم مقایسه گردند و بتوان به نتایج جامع‌تری دست پیدا نمود. برای این منظور قبل از اعمال بارهای جانبی، ساختمان‌ها با استفاده از ترکیب بار ثقیلی (زنده ۰/۲۵ + مرده ۱/۰۵)، تحت بارگذاری اولیه قرار گرفت. سپس هر سازه مطابق با الگوی مثلثی و بر اساس توزیع مد اول مطابق معادله (۱۷) تحت بارگذاری جانبی قرار گرفت. هر مدل تا ۱۰ درصد ارتفاع سازه هل داده شد.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{ns} W_i h_i^k} \quad (17)$$

که در آن  $C_{vx}$  ضریب توزیع عمودی را در هر طبقه نشان می‌دهد،  $W_x$  و  $W_i$  به ترتیب قسمتی از وزن لرزه‌ای تخصیص یافته به سطوح طبقه  $x$  و  $i$  را نشان می‌دهند.  $h_i$  و  $h_x$  ارتفاع از تراز پایه تا سطوح طبقه  $x$  و  $i$  هستند.  $k$  با استفاده از معادله (۱۸) تعیین می‌شود:

$$k = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \text{ sec} \\ 2 & T \geq 2.5 \text{ sec} \\ 0.5 T + 0.75 & \text{در غیراینصورت} \end{cases} \quad (18)$$

منحنی‌های تحلیل پوش‌آور برای هر مدل در شکل ۵ به همراه نتایج به دست آمده از این تحلیل‌ها در جدول ۷ ارائه شده است. در این جدول  $V_{Max}$ : حداکثر برش پایه محاسبه شده از طریق آنالیز پوش‌آور،  $V_D$ : برش پایه طراحی و  $\delta_u$ : جابه‌جایی نظیر با مقاومت  $0.18 V_{max}$  است.





construction configurations. *Engineering Structures*. 2023; 274: 115141.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115141>.

[2] Darvishi H, Mofid M. Structural performance assessment of large unstiffened openings in steel plate shear walls. *Engineering Structures*. 2021; 247: 112966.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112966>.

[3] Berman JW. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. *Engineering Structures*. 2011; 33(1): 230-244.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.10.015>.

[4] Moghimi H, Driver Robert G. Performance-Based Capacity Design of Steel Plate Shear Walls. I: Development Principles. *Journal of Structural Engineering*. 2014; 140(12): 04014097.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001023](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001023).

[5] Jalali SA, Banazadeh M. Computer-based evaluation of design methods used for a steel plate shear wall system. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2016; 25(17): 904-925.

<https://doi.org/10.1002/tal.1290>.

[6] Arezoomand Langarudi P, Ebrahimnejad M. Numerical study of the behavior of bolted shear connectors in composite slabs with steel deck. *Structures*. 2020; 26: 501-515.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.037>.

[7] Daryan AS, Salari M, Palizi S, Farhoudi N. Size and layout optimum design of frames with steel plate shear walls by metaheuristic optimization algorithms. *Structures*. 2023; 48: 657-668.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.118>.

[8] Sabouri-Ghomi S, Sajjadi SRA. Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners. *Journal of Constructional Steel Research*. 2012; 75: 152-159.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.018>.

[9] Jalali SA, Banazadeh M. Development of a new deteriorating hysteresis model for seismic collapse assessment of thin steel plate shear walls. *Thin-Walled Structures*. 2016; 106: 244-257.

<https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.05.008>.

[10] Razavi SA, Siahpolo N, Adeli MM, Bahmani M, Mohebi SA, Barri B. Extension of Genetic Algorithm Relationships for Estimating the Global Ductility of EBFs under Near-fault Pulse-type Earthquake. *Analysis of Structure and Earthquake*. 2021; 18(3): 28-38.

<https://doi.org/10.30495/civil.2021.686510>.

[11] Karimi H, Kani IM. Finding the worst imperfection pattern in shallow lattice domes using genetic algorithms. *Journal of Building Engineering*. 2019; 23: 107-113.

<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.01.018>.

نتایج نشان داد که استفاده از الگوریتم ژنتیک، کاهش قابل توجهی در وزن سازه‌ها ایجاد کرده و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را نیز بهبود بخشیده است. برای سازه ۴ طبقه، کاهش وزن حدود ۲۷ درصد و برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه حدود ۱۰ درصد بود. همچنین، در سازه‌های بهینه‌شده، نسبت تنش اعضا نزدیک‌تر به حداکثر مجاز بود که نشان‌دهنده استفاده بهینه از ظرفیت مصالح است. علاوه بر این، کنترل دررفت به نحو مطلوب‌تری انجام شد و حداکثر برش پایه در این سازه‌ها بیشتر از سازه‌های طراحی‌شده دستی بود، که این امر بیانگر بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های بهینه‌شده است. این یافته‌ها نشان داد که افزایش وزن سازه لزوماً به بهبود عملکرد منجر نمی‌شود و رویکردهای بهینه‌سازی می‌توانند رفتار لرزه‌ای را بهبود بخشند و از مصرف غیرضروری مصالح جلوگیری کنند.

نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور نشان داد که سازه‌های طراحی‌شده با استفاده از الگوریتم ژنتیک عملکرد بهتری از منظر ظرفیت و شکل‌پذیری نهایی نسبت به سازه‌های طراحی‌شده به روش دستی دارند. به‌طور خاص، برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، مقادیر  $\delta_u$  و  $V_{max}$  در حالت بهینه‌سازی‌شده به‌طور قابل توجهی افزایش یافته‌اند، که بیانگر رفتار لرزه‌ای بهبودیافته این سازه‌هاست.

عملکرد مطلوب الگوریتم ژنتیک در این مطالعه نشان داد که این روش همچنان ابزار کارآمدی برای حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی در مهندسی عمران است. با این حال، بررسی و مقایسه الگوریتم‌های جدیدتر در تحقیقات آینده، به‌ویژه از منظر سرعت همگرایی و کاربردهای خاص دیگر، پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج این تحقیق مشروط به فرضیات، پارامترها و مدل‌های عددی مورد استفاده است. هرگونه تغییر در این عوامل می‌تواند به نتایج متفاوتی منجر شود و بر اهمیت انجام بررسی‌های بیشتر تأکید دارد.

به‌طور کلی، این پژوهش نشان داد که بهینه‌سازی طراحی سیستم‌های دیوار برشی فولادی با استفاده از الگوریتم ژنتیک، راهکاری مؤثر برای کاهش وزن سازه‌ها، بهبود عملکرد لرزه‌ای، و کاهش هزینه‌ها است. این رویکرد می‌تواند مبنایی برای تغییر در رویکردهای سنتی طراحی و ارائه توصیه‌هایی برای بهبود آیین‌نامه‌های مرتبط باشد.

## تقدیر و تشکر

این مقاله برگرفته از رساله دکتری آقای پویا آرزومند امیدو لنگرودی با عنوان "طراحی بهینه لرزه‌ای بر اساس عملکرد سازه‌های دیوار برشی فولادی با به‌کارگیری مکانیسم پس‌کشیدگی" در دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب می‌باشد.

## مراجع

[1] Wang C, Xu LY, Song LH, Fan JS. Numerical study of steel plate shear walls with diverse