

# طراحی بهینه بر مبنای عملکرد تحت مجموعه رکوردهای زلزله با استفاده از مفهوم تئوری تغییر شکل یکنواخت

رضا کرمی محمدی<sup>۱\*</sup>، علی قاسم اف<sup>۲</sup>

۱. دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

rkarami@kntu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۳/۲/۱۱]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۲/۱۱/۳۰]

**چکیده**- طراحی بر مبنای عملکرد یکی از روش‌های جدید در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، به عنوان جایگزینی برای روش‌های متداول طراحی که بر مبنای نیرو است. یکی از روش‌های طراحی بهینه بر مبنای عملکرد که در سال‌های اخیر برای بهینه‌سازی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها معرفی شده است، بهینه‌سازی بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت است. بررسی پیشینه‌ی بهینه‌سازی با استفاده از این تئوری نشان می‌دهد که تاکنون بیشتر پژوهشگران از این تئوری برای بهینه‌سازی پاسخ سازه‌ها تحت هر رکورد زلزله به صورت مجزا برده‌اند. این مقاله با استفاده از مفهوم تئوری تغییر شکل یکنواخت الگوریتمی را برای طراحی بهینه بر مبنای عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی ارائه می‌دهد و از آن جهت طراحی بهینه‌ی سازه‌های سه و نه طبقه قاب خمشی فولادی تحت هم‌زمان هفت رکورد زلزله بهره می‌گیرد. همچنین نتایج حاصل از بهینه‌یابی تحت مجموعه رکوردهای زلزله با طرح‌های بهینه‌ی بدست آمده با استفاده از الگوریتم مشابه و تحت آنالیز پوش‌اور، مقایسه شده‌اند.

**واژگان کلیدی:** بهینه‌سازی سازه‌ای، طراحی بر مبنای عملکرد، تئوری تغییر شکل یکنواخت، آنالیز تاریخیچه زمانی، آنالیز پوش‌اور.

## ۱- مقدمه

سایر روش‌های موجود در زمینه‌ی بهینه‌سازی سازه‌ای دارد و مبتنی بر مفهوم عملکرد سازه و توزیع یکنواخت تقاضای تغییر شکلی در طی تحریکات لرزه‌ای است. در این روش هدف اختصاص مقاطعی به اعضای سازه است به شکلی که اعضا هم‌زمان به ظرفیت تغییر شکلی مجازشان دست یابند، ثابت شده است که در این حالت وزن سازه کمینه خواهد بود بنابراین طراحی صورت گرفته برای سازه بهینه است [۳]. با توجه به اساس این رویکرد، بهینه‌سازی بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت را می‌توان جزء یکی از روش‌های طراحی بهینه بر مبنای عملکرد (PBD) دانست.

با مروری بر مطالعات و پژوهش‌های صورت گرفته به

بهینه‌سازی از جمله مباحث مورد توجه و علاقه‌ی اکثر مهندسين در حوزه‌های مختلف است. از تکنیک‌های بهینه‌یابی می‌توان برای حل تعداد زیادی از مسائل مهندسی بهره برد. برخی از این کاربردها در [۱] اشاره شده است. انتخاب و اختصاص مقاطعی به اعضای یک سازه که در ضمن ارضای محدودیت‌های طراحی کمینه وزن را نیز برای سازه در پی داشته باشد، هدفی است که می‌تواند با استفاده از تکنیک‌های بهینه‌یابی میسر شود. یکی از روش‌هایی که در سال‌های اخیر برای بهینه‌سازی سازه‌ها پیشنهاد و مورد استفاده قرار گرفته است، بهینه‌سازی بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت است. این روش که اولین بار به وسیله‌ی کرمی محمدی [۲] پیشنهاد شده است، اساسی متفاوت از

۱ Performance-Based Design Optimization

هفت و یا تعداد بیشتری شتاب‌نگاشت استفاده می‌توان مقدار متوسط اثر آن‌ها را در نظر گرفت [۷ و ۸]. در این مقاله با توجه به رویکرد گفته شده در آیین نامه، طراحی بهینه بر مبنای عملکرد با استفاده از یک روش پیشنهادی مبتنی بر تئوری تغییر شکل یکنواخت برای دو سازه‌ی سه و نه طبقه قاب خمشی فولادی تحت هم‌زمان هفت رکورد زلزله انجام شده است. همچنین برای مقایسه نتایج حاصل از طراحی بهینه‌ی سازه‌ها تحت آنالیز پوش‌اور و نیز پاسخ آن‌ها تحت این هفت رکورد نیز ارائه شده است.

## ۲- طراحی بهینه بر مبنای عملکرد با استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت

مطالعات و پژوهش‌های انجام شده به وسیله‌ی پژوهشگران در حوزه‌هایی همچون تأثیر ماهیت دینامیکی نیروهای لرزه‌ای بر پاسخ سازه‌ها، الگوهای توزیع بار جانبی و تأثیر آن‌ها بر تقاضای تغییر شکلی و الگوهای توزیع بهینه‌ی مقاومت برشی و سختی در سازه‌ها، منجر به ایجاد مفهوم جدیدی تحت عنوان تئوری تغییر شکل یکنواخت شد. الگوریتم اولیه‌ی این روش اولین بار به وسیله‌ی کرمی محمدی [۲] به عنوان یک فرآیند تکرار شونده برای تعیین الگوی بهینه توزیع مقاومت برای یک مدل ساختمان برشی تحت یک زلزله‌ی داده شده پیشنهاد شد. همچنین کرمی محمدی و همکاران [۳] الگوریتم و روش دستیابی به تغییر شکل یکنواخت یا هر گونه توزیع تغییر شکل مورد نظر را بر اساس تغییر در مقاومت اجزای مختلف سازه ارائه کردند. بر اساس الگوریتم پیشنهاد شده به وسیله‌ی کرمی محمدی، مقدم و حاجی رسولی‌ها [۹ و ۱۰] با ارائه‌ی روش کارآمدی برای دستیابی سریع‌تر به تغییر شکل یکنواخت الگوریتم پیشنهادی وی را بهبود بخشیدند و از آن در طراحی بهینه‌ی سایر سیستم‌های سازه‌ای از جمله در بهینه‌سازی سازه‌های شبه خرابایی بهره بردند. در این روش به منظور رسیدن به طراحی بهینه به تدریج در یک فرآیند تکرار شونده با انتقال مصالح ناکارآمد از بخش‌های قوی به ضعیف سازه، سعی می‌شود که یک

وسیله‌ی پژوهشگران مختلف در زمینه‌ی PBDO، می‌تواند به روشنی دید که در بیشتر موارد طراحی بهینه‌ی سازه‌ها بر اساس آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش‌اور)<sup>۱</sup> بوده است و در تعداد کمی از این مطالعات از آنالیز دینامیکی غیرخطی (آنالیز تاریخچه زمانی)<sup>۲</sup> جهت بهینه‌سازی استفاده شده است. اگرچه آنالیز دینامیکی غیرخطی نسبت به آنالیز استاتیکی غیرخطی، روش جامع‌تر و دقیق‌تری را برای تعیین پاسخ سازه فراهم می‌آورد، با این حال به دلیل تلاش محاسباتی بالاتر و نیز وابستگی شدید به خصوصیات رکوردهای انتخاب شده برای تحلیل، از محبوبیت کمتری در بین طراحان و پژوهشگران به خصوص در بحث بهینه‌سازی با توجه به تعداد بالای آنالیزهای لازم به منظور دستیابی به طرح بهینه برخوردار است. بهینه‌سازی با استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت با توجه به تعداد آنالیزهای بسیار کمتری که در مقایسه با سایر روش‌های بهینه‌یابی برای همگرایی به جواب بهینه نیاز دارد، یک روش مطلوب به منظور طراحی بهینه‌ی سازه‌ها تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی است.

بررسی پیشینه‌ی الگوریتم بهینه‌سازی با استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت نشان می‌دهد که تاکنون بیشتر پژوهشگران از این الگوریتم برای بهینه‌سازی پاسخ سازه‌ها تحت هر رکورد زلزله به صورت مجزا بهره برده‌اند (به عنوان نمونه در [۴ و ۵]). از آن جایی که زلزله‌ها ذاتاً تصادفی هستند، بعید خواهد بود که زلزله یکسانی در زمان آینده تکرار شود. این مطلب حاکی از آن است که طراحی بر اساس تنها یک رکورد کافی نیست و در نظر گرفتن چندین زلزله در کنترل پاسخ‌های دینامیکی یک ساختمان ضروری است [۶]. از این رو آیین‌نامه‌ها توصیه کرده‌اند که در تحلیل تاریخچه زمانی بایستی پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس کمینه سه شتاب‌نگاشت محاسبه شود؛ چنانچه کمتر از هفت شتاب‌نگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید پیشینه‌ی اثر آن‌ها و چنانچه از

<sup>۱</sup> Pushover analysis

<sup>۲</sup> Time history analysis

طراحی بر مبنای عملکرد همچون ASCE 41-6 [V] یا FEMA 273 [۱۵] برای کلیه اعضای یک سازه ثابت نیست. از سوی دیگر در این آیین‌نامه‌ها برخی از تلاش‌ها در اعضای یک سازه ممکن است کنترل شونده به وسیله تغییر شکل و برخی کنترل شونده نیرو باشند؛ به عنوان مثال عملکرد خمشی در تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده به وسیله تغییر شکل است در حالی که تلاش خمشی در ستون‌ها بسته به میزان نیروی محوری ممکن است کنترل شونده نیرو و یا تغییر شکل باشد. بنابراین در طراحی بهینه بر مبنای عملکرد و با در نظر گرفتن ضوابط و معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌های طراحی بر مبنای عملکرد امکان دستیابی به حالت یکنواختی از تغییر شکل در کل سازه امکان پذیر نیست و به کار بردن اصطلاح الگوریتم تغییر شکل یکنواخت معنای خود را تا حدودی از دست می‌دهد. در این پژوهش سعی شده است با توجه به مفاهیم اساسی این تئوری و الگوریتمی که پیش از این تحت عنوان تغییر شکل یکنواخت مطرح شده است، روشی برای رسیدن همزمان اعضا به ظرفیت مجازشان ارائه شود. الگوریتم مطرح شده را می‌توان بهینه‌سازی بر پایه‌ی ایجاد خرابی یکنواخت در سازه نامید، چرا که سعی شده است اعضای سازه به صورت همزمان به ظرفیت مجازشان دست یابند و یا به عبارتی خرابی به صورت یکنواخت و همزمان در کل سازه رخ دهد.

روش مطرح شده شامل دو فاز است؛ در فاز اول از جستجو به منظور افزایش سرعت همگرایی فضای جستجو به صورت پیوسته در نظر گرفته شده است بدین ترتیب در هر مرحله از تکرار الگوریتم مشخصه‌ی مدول پلاستیک مقطع اصلاح شده و سایر مشخصات مقطع با استفاده از درون‌یابی خطی تعیین می‌شود. همچنین در این فاز از جستجو تنها اعضای کنترل شونده به وسیله تغییر شکل تغییر می‌کنند بنابراین نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR)<sup>۲</sup> برای گروه‌هایی از اعضای سازه که

حالت تغییر شکل یکنواخت در سازه ایجاد شود؛ نشان داده شده است، که به ازای وزن سازه‌ای یکسان با یکنواخت شدن تقاضای تغییر شکل در سازه، عملکرد لرزه‌ای آن تحت تحریکات لرزه‌ای بهبود پیدا می‌کند. از سوی دیگر چنانچه بیشینه تقاضای شکل پذیری به عنوان پارامتر تقاضای سازه در نظر گرفته شود، سازه‌ای که در آن کلیه تقاضای شکل پذیری به مقدار هدف رسیده باشند (توزیع یکنواخت تقاضای شکل پذیری) نسبت به سازه‌ای که این شرایط را نداشته باشد، وزن کمتری خواهد داشت [۳]. این بدان دلیل است که در سازه‌ی با توزیع غیریکنواخت شکل پذیری از ظرفیت مصالح به طور کامل استفاده نشده است. با توجه به آنچه ذکر شد می‌توان چنین استدلال کرد که تئوری تغییر شکل یکنواخت نه تنها قادر می‌باشد تا با یکنواخت کردن توزیع تقاضاهای شکل پذیری برای یک سازه با وزن مشخص، عملکرد لرزه‌ای آن را بهبود ببخشد؛ بلکه قادر خواهد بود با رساندن این مقادیر به حد مجازشان وزن سازه را نیز کاهش دهد. بنابراین برخلاف سایر روش‌های بهینه‌یابی که ممکن است یکنواخت شدن تغییر شکل‌ها را در کنار وزن سازه به عنوان یک هدف بهینه‌سازی و تحت عنوان یک مسئله‌ی بهینه‌سازی چندهدفه<sup>۱</sup> در نظر بگیرند (به عنوان مثال در [۱۱])، در این روش از یکنواخت شدن تغییر شکل‌ها به عنوان ابزاری برای رسیدن به طراحی بهینه با کمینه وزن استفاده می‌شود. تئوری تغییر شکل یکنواخت تاکنون مبنای مطالعات تحقیقاتی زیادی قرار گرفته است. از جمله‌ی این مطالعات می‌توان به [۱۲-۱۴] اشاره کرد.

اگرچه اساس این تئوری و الگوریتم مطرح شده بر مبنای ایجاد حالت یکنواختی از تغییر شکل در کل سازه می‌باشد و مطالعات صورت گرفته در خصوص این تئوری و کاربرد آن در حوزه‌ی بهینه‌سازی سازه‌های مختلف نیز بر همین پایه استوار بوده است؛ اما در واقع حد مجاز مقادیر تغییر شکلی ارائه شده در آیین‌نامه‌های

<sup>۲</sup> Demand Capacity Ratio

<sup>۱</sup> Multi-objective optimization

چرخش از انحنا<sup>۱</sup> استفاده شده است، با این فرض که نسبت تقاضا به ظرفیت این دو تقریباً برابر است.

۳- ضریب تغییرات (COV)<sup>۲</sup> نسبت تقاضا به ظرفیت گروه‌های اعضای سازه با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$COV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{ng} (DCR_i - DCR_{ave})^2}{ng - 1}}}{DCR_{ave}}, \quad DCR_{ave} = \frac{1}{ng} \sum_{i=1}^{ng} DCR_i \quad (2)$$

۴- چنانچه ضوابط خاتمه ارضا شود، فرآیند بهینه‌سازی در فاز اول متوقف خواهد شد، در غیر این صورت فرآیند ادامه می‌یابد. ضوابط خاتمه به صورت زیر بیان می‌شود:

- کاهش COV به مقدار مطلوب (مثلاً کمتر از ۱۰٪) در ضمن بیشتر بودن مقدار  $DCR_{ave}$  از یک مقدار مورد نظر (به عنوان مثال ۷۰٪)

- کاهش تغییرات وزن به مقدار کافی (۱/۰٪)

۵- در این مرحله مقطع اختصاص یافته به هر یک از گروه‌های اعضای سازه با استفاده از رابطه‌ی زیر اصلاح می‌شود:

$$[Z_i]_{n+1} = [Z_i]_n \cdot (1 + \alpha_i (DCR_i - 1)) \quad (3)$$

در رابطه‌ی بالا  $[Z_i]_n$  و  $[Z_i]_{n+1}$  مدول پلاستیک مقطع گروه عضو  $i$  به ترتیب در تکرارهای  $n$  و  $n+1$  و  $\alpha_i$  ضریب همگرایی است که برای هر یک از گروه اعضای سازه با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha_i = 0.3 |DCR_i - 1| \quad (4)$$

با استفاده از مشخصه‌ی جدید  $Z$  مقطع سایر مشخصات مقطع با استفاده از درون یابی خطی تعیین می‌شود.

۶- گام‌های دوم تا پنجم تکرار می‌شود تا زمانی که شرایط خاتمه ارضا شود.

در فاز دوم از جستجو ابتدا برای هر گروه از اعضای سازه نزدیک‌ترین مقطع گسسته به مقطع فرضی به دست آمده در فاز اول شناسایی و انتخاب شده و سازه دوباره آنالیز می‌شود. سپس نسبت تقاضا به ظرفیت برای هر گروه از

رفتارشان کنترل شونده نیرو است، در این فاز از جستجو یک فرض شده است.

فاز اول جستجو شامل مراحل زیر است:

۱- یک طراحی دلخواه اولیه برای سازه در نظر گرفته می‌شود. در این پژوهش در طرح اولیه، سطح مقطع کلیه‌ی اعضا برابر با بیشینه سطح مقطع مجازشان در نظر گرفته شده است. بنابراین وزن در نظر گرفته شده برای سازه در نقطه‌ی شروع بیشینه مقدار ممکن است.

۲- سازه تحت هر رکورد آنالیز شده و نسبت تقاضا به ظرفیت پارامترهای پاسخ برای هر عضو و به ازای هر رکورد محاسبه می‌شود؛ سپس متوسط این مقادیر برای هفت رکورد به عنوان پارامتر پاسخ سازه در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه در عمل اعضای سازه در تعدادی گروه (ng) دسته‌بندی می‌شوند به شکلی که اعضای قرار گرفته در یک گروه سطح مقطع یکسانی داشته باشند، DCR هر گروه از اعضای سازه برابر با بیشینه DCR اعضای قرار گرفته در آن گروه در نظر گرفته می‌شود. مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE 41-06 [۷] نسبت تقاضا به ظرفیت برای هر یک از گروه‌های اعضای سازه می‌تواند به صورت زیر تعریف شود:

$$DCR_i = \begin{cases} \frac{\theta_{max}^i}{\theta_{all}^i}, & \text{for beams / columns with } \frac{P_{max}^i}{P_{all}^i} < 0.5 \\ \frac{P_{max}^i}{P_{all}^i} + \frac{M_{max}^i}{M_{all}^i}, & \text{for columns with } \frac{P_{max}^i}{P_{all}^i} \geq 0.5 \end{cases} \quad (1)$$

در رابطه‌ی بالا  $\theta_{max}^i$  بیشینه مقدار به دست آمده از آنالیز برای چرخش خط واصل گروه عضو  $i$  و  $\theta_{all}^i$  حد مجاز این چرخش است، که بر اساس جداول ASCE 41-06 [۷] تعیین می‌شود.  $P_{max}^i$  و  $M_{max}^i$  به ترتیب بیشینه نیروی محوری و لنگر خمشی گروه عضو  $i$ ، و  $P_{all}^i$  و  $M_{all}^i$  به ترتیب ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی گروه عضو  $i$  می‌باشد که بر اساس آیین‌نامه‌ی AISC 360-10 [۱۶] تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که در این مقاله به جای

<sup>۱</sup> Curvature

<sup>۲</sup> Coefficient of variation

است. مدول الاستیک و تنش تسلیم مصالح فولادی به ترتیب برابر با ۲۰۰ GPa و ۳۴۵ MPa برای تمامی اعضا در نظر گرفته شده است. همچنین شیب سخت‌شدگی کرنش برابر با ۰.۳٪ مدول الاستیک است. مقاطع مورد استفاده برای ستون‌ها شامل مقاطع IPB، و برای تیرها از نوع IPE به همراه هشت مقطع تیر ورق فرضی با مشخصات از پیش تعریف شده می‌باشد. وزن واحد طول مقاطع تیر ورق مطابق با جدول ۱ است. رکوردهای مورد استفاده برای بهینه‌سازی، برگرفته از شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور ارائه شده در پروژه‌ی SAC [۱۷] برای منطقه‌ی سیاتل (منطقه‌ای که در سازه در آن واقع شده است) و برای دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال) است. مشخصات این رکوردها در جدول ۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است از آن جایی که در این مطالعه آنالیز به صورت دو بعدی صورت می‌گیرد، به ازای هر شتاب‌نگاشت تنها یکی از مؤلفه‌ی افقی آن که بیشترین مقدار بیشینه شتاب زمین (PGA)<sup>۲</sup> را دارد، برای انجام آنالیز انتخاب شده است. به منظور مقیاس‌سازی رکوردها از روش کمینه‌سازی مربع خطاها<sup>۳</sup> استفاده شده است [۱۸ و ۱۹]. در این روش هر رکورد زلزله به شکلی مقیاس می‌شود که بهترین انطباق را با طیف طراحی در یک تعداد  $N_T$  از پروده‌های سازه داشته باشد. ضریب مقیاس،  $\lambda$  از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda = \frac{\sum_{T_i=T_A}^{T_B} S_a^{recond}(T_i) \times S_a^{target}(T_i)}{\sum_{T_i=T_A}^{T_B} (S_a^{recond}(T_i))^2} \quad (۶)$$

که  $T_A$  و  $T_B$  به ترتیب برابر با ۰/۲ T و ۱/۵ T می‌باشند.

جدول (۱) وزن واحد طول مقاطع تیر ورق

Section Name	G (kN/m)
PG1	1.37
PG2	1.54

<sup>۲</sup> Peak Ground Acceleration

<sup>۳</sup> Least square error

اعضای سازه محاسبه شده و در صورتی که این نسبت برای گروهی بزرگ‌تر از یک باشد، مقطع قوی‌تری به آن گروه اختصاص داده می‌شود. در این فاز نسبت تقاضا به ظرفیت هم برای اعضای کنترل شونده به تغییر شکل و نیز اعضای کنترل شونده بر اساس نیرو کنترل می‌شود.

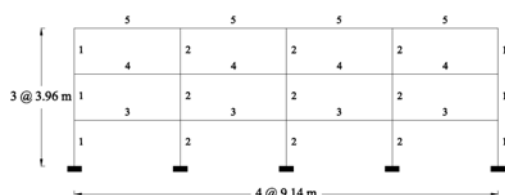
### ۳- نتایج عددی

در این بخش دو سازه‌ی قاب خمشی فولادی سه و نه طبقه به عنوان مبنا با استفاده از روش پیشنهادی مبتنی بر تئوری تغییر شکل یکنواخت و تحت همزمان هفت رکورد زلزله بهینه شده‌اند. همچنین در این بخش برای مقایسه، نتایج به دست آمده از طراحی بهینه‌ی قاب‌ها با استفاده از روش مشابه و تحت آنالیز پوش‌اور ارائه شده است. آنالیز پوش‌اور مطابق با ضوابط ASCE 41-06 [۷] انجام شده است. مدل‌های مورد مطالعه برگرفته از مدل‌های ساختمانی این مورد در پروژه‌ی SAC [۱۷] برای منطقه‌ی سیاتل<sup>۱</sup> است و مشخصات کلی آن‌ها شامل هندسه، بارگذاری و مشخصات مصالح بر همین اساس انتخاب شده است. سازه‌ها بر روی خاک نوع C فرض شده‌اند. طراحی سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE 41-06 [۷] انجام شده است. همچنین طیف طراحی مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE 7-10 [۸] در نظر گرفته شده است. پارامترهای تعریف‌کننده‌ی طیف طراحی شتاب شامل مقادیر پارامترهای شتاب پاسخ در دوره‌های کوتاه ( $S_S$ ) و دوره یک ثانیه ( $S_1$ ) بر اساس نقشه‌های ارائه شده در ASCE 7-10 [۸] برای منطقه‌ی سیاتل به ترتیب برابر با 1.360 g و 0.527 g تعیین می‌شود؛ همچنین مقادیر ضرایب منطقه ( $F_a$ ) و ( $F_v$ ) به ترتیب برابر با ۱ و ۱/۳ می‌باشند. مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE 41-06 [۷] بار ثقلی در نظر گرفته شده ( $Q_G$ ) برای ترکیب با آثار بار لرزه‌ای به صورت زیر تعریف شده است:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۵)$$

در رابطه‌ی بالا  $Q_D$  و  $Q_L$  به ترتیب بارهای مرده و زنده

<sup>۱</sup> Seattle

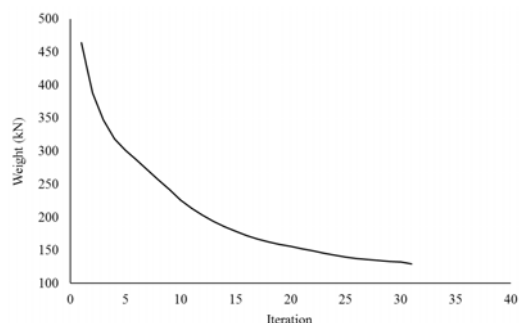


شکل (۱) قاب خمشی فولادی سه طبقه

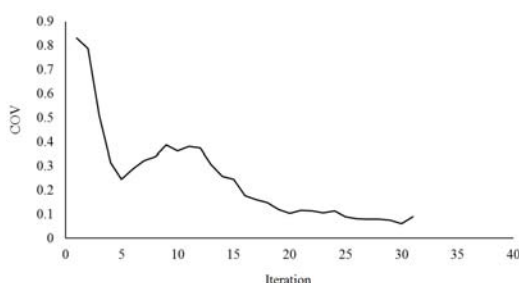
جدول (۳) طراحی بهینه برای قاب سه طبقه

Element Group	Section	
	Optimized by time history analysis	Optimized by pushover analysis
1	IPB200	HE220B
2	IPB340	HE650B
3	IPE400	IPE600
4	IPE400	PG1
5	IPE360	IPE400
Weight (kN)		212.98
Number of analyses		52

شکل های ۲ و ۳ به ترتیب تاریخچه همگرایی وزن و COV را در فرآیند بهینه سازی تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی برای قاب سه طبقه نشان می دهند. با توجه به شکل ۲ می توان دید که چه گونه در ۳۱ مرحله وزن قاب از بیشینه مقدار ممکن تا حدود ۷۰٪ کاهش یافته است. همچنین شکل ۳ نشان می دهد که با کاهش وزن سازه، به طور کلی ضریب تغییرات DCR اعضا نیز کاهش یافته است که به معنای یکنواخت شدن میزان خسارت در سازه می باشد.



شکل (۲) تغییرات وزن در فرآیند بهینه سازی برای قاب سه طبقه



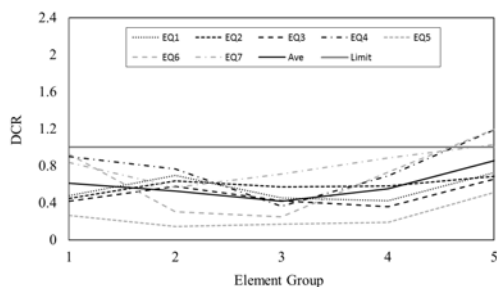
PG3	1.71
PG4	1.88
PG5	2.05
PG6	2.22
PG7	2.39
PG8	2.56

جدول (۲) مشخصات رکوردها

ID No.	SAC Name	Record Information	Earthquake Magnitude	PGA (g)
1	SE05	West. Washington, Olympia, 1949	6.5	0.38
2	SE08	West. Washington, Seattle Army B., 1949	6.5	0.39
3	SE11	Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	0.75
4	SE13	Puget Sound, Wa., Federal OFC B., 1949	7.1	0.37
5	SE16	Eastern Wa., Tacoma County, 1949	7.1	0.57
6	SE17	Llolleo, Chile, 1985	8	0.7
7	SE19	Vinadel Mar, Chile, 1985	8	0.54

### ۳-۱- قاب سه طبقه

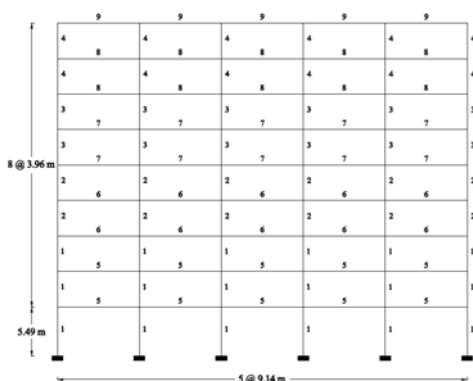
هندس و گروه بندی اعضای قاب سه طبقه مورد مطالعه در شکل ۱ نشان داده شده است. ۲۷ عضو قاب در پنج گروه مطابق شکل ۱ دسته بندی شده اند. بار مرده ی وارد بر تیرهای طبقات اول و دوم برابر با ۲۱ kN/m و بار مرده ی وارد بر تیرهای بام برابر با ۱۸/۲ kN/m است. همچنین بار زنده ی ۴/۴ kN/m بر تیرهای تمامی طبقات اعمال شده است. وزن لرزه ای در نظر گرفته شده برای طبقات اول و دوم برابر با ۴۶۸۹ kN و برای بام برابر با ۵۰۷۳ kN می باشد. نتایج به دست آمده از بهینه سازی تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی برای قاب سه طبقه در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین در این جدول نتایج به دست آمده از بهینه یابی با استفاده روش مشابه و تحت آنالیز پوش اور برای مقایسه ارائه شده است. همان گونه که دیده می شود، وزن قاب بهینه شده تحت مجموعه ی رکوردهای زلزله ۳۹/۲۸٪ سبک تر از وزن قاب بهینه شده تحت آنالیز پوش اور است.



شکل (۵) نسبت تقاضا به ظرفیت گروه‌های اعضا در طرح بهینه برای قاب سه طبقه، بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور

### ۳-۲- قاب نه طبقه

شکل ۶ هندسه و گروه‌بندی اعضای قاب نه طبقه را نشان می‌دهد. ۹۹ عضو قاب مطابق شکل ۶ در نه گروه دسته‌بندی شده‌اند. بار مردهی  $18/2 \text{ kN/m}$  بر تیرهای طبقات اول تا هشتم و بار مردهی  $18/2 \text{ kN/m}$  بر تیرهای طبقه‌ی بام وارد می‌شود. همچنین وزن لرزه‌ای در طبقه‌ی اول برابر با  $4940 \text{ kN}$ ، در طبقات دوم تا هشتم برابر با  $4855 \text{ kN}$  و برای طبقه‌ی بام برابر با  $230 \text{ kN}$  نظر گرفته شده است. جدول ۴ طراحی بهینه‌ی به دست آمده برای قاب را ارائه می‌کند. در این جدول همچنین طرح بهینه‌ی به دست آمده تحت آنالیز پوش‌اور نیز ارائه شده است. با توجه به جدول ۴ می‌توان دید که وزن قاب بهینه شده تحت مجموعه‌ی رکوردهای زلزله  $34/45\%$  سبک‌تر از طراحی بهینه تحت آنالیز پوش‌اور است.



شکل (۶) قاب خمشی فولادی نه طبقه

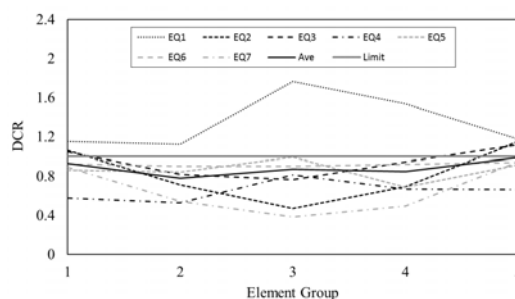
جدول (۴) طراحی بهینه برای قاب نه طبقه

Element Group	Section
---------------	---------

شکل (۳) تغییرات COV در فرآیند بهینه‌سازی برای قاب سه طبقه

شکل ۴ چگونگی توزیع DCR گروه‌های اعضا را در طرح بهینه برای قاب سه طبقه، به ازای هر هفت رکورد زلزله و همچنین مقدار متوسط آن نشان می‌دهد. همان گونه که دیده می‌شود، مقدار متوسط DCR برای تمامی گروه‌های اعضا کمتر و در عین حال نزدیک به حد مجاز است. این مسئله نشان دهنده‌ی آن است که گروه‌های اعضای سازه در فرآیند بهینه‌سازی تا حد ممکن ضعیف شده‌اند. همچنین شکل ۵ مقادیر DCR گروه‌های اعضا را برای قاب بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور، تحت مجموعه‌ی هفت رکورد زلزله نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۵ می‌توان دید که برای قاب بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور نیز متوسط نسبت‌های تقاضا به ظرفیت تمامی گروه‌های اعضا به ازای هفت رکورد کمتر از حد مجاز است. البته با توجه به بیشتر بودن وزن قاب در این حالت مقادیر متوسط DCR به مقدار بیشتری از حد مجاز فاصله دارند.

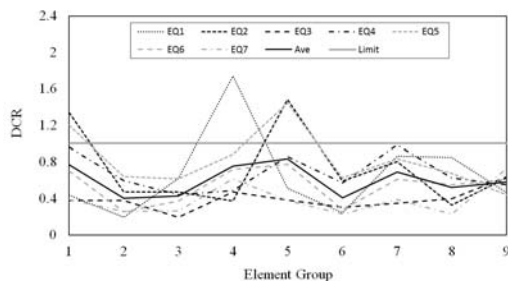
مطلب دیگری که در شکل ۵ دیده می‌شود، توزیع نسبتاً یکنواخت متوسط مقادیر DCR برای قاب بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور است. این مطلب حاکی از آن است که الگوی توزیع DCR در آنالیز پوش‌اور و آنالیز تاریخیچه زمانی برای قاب سه طبقه تفاوت چندانی نمی‌کند و تنها در آنالیز پوش‌اور نسبت به آنالیز تاریخیچه زمانی، DCR اعضا به مقدار بیشتری در نظر گرفته می‌شود.



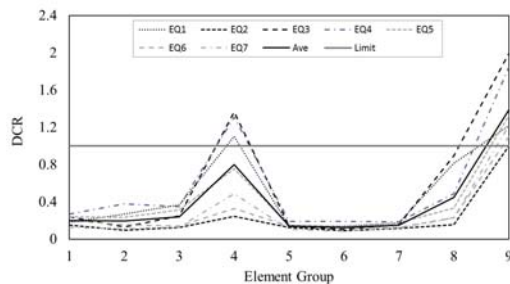
شکل (۴) نسبت تقاضا به ظرفیت گروه‌های اعضا در طرح بهینه برای قاب سه طبقه، بهینه شده تحت مجموعه‌ی هفت رکورد زلزله

از حد مجاز است. همچنین در قاب نه طبقه مقادیر DCR در طرح بهینه، در مقایسه با قاب سه طبقه به مقدار بیشتری از حد مجاز فاصله دارند. دلیل این مسئله امکان ایجاد ناپایداری در سازه در صورت ضعیف‌تر شدن گروه‌های اعضا است.

توزیع DCR گروه‌های اعضا در طرح بهینه شده با آنالیز پوش‌اور، تحت هفت رکورد زلزله در شکل ۱۰ نشان داده شده است. متوسط مقدار DCR هفت رکورد زلزله برای گروه عضو نه به مقداری بیشتر از حد مجاز رسیده است و این در حالی است که وزن این قاب بیشتر از طرح بهینه‌ی بدست آمده تحت آنالیز تاریخیچه زمانی است. از سوی دیگر الگوی توزیع DCR (خرابی) نیز کاملاً تغییر کرده است، به گونه‌ای که DCR متوسط برای برخی از گروه‌های اعضا به مقدار زیادی کمتر از حد مجاز است. این مطلب حاکی از آن است که برای قاب نه طبقه استفاده از آنالیز پوش‌اور در طراحی می‌تواند منجر به الگوی متفاوتی از خرابی در سازه تحت مجموعه رکوردهای زلزله شود که به خاطر وارد شدن آثار مودهای بالا در پاسخ سازه است.



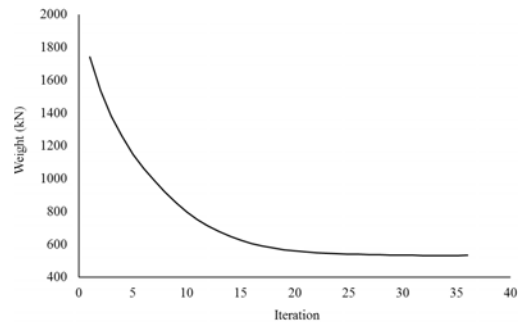
شکل (۹) نسبت تقاضا به ظرفیت گروه‌های اعضا در طرح بهینه برای قاب نه طبقه، بهینه شده تحت مجموعه‌ی هفت رکورد زلزله



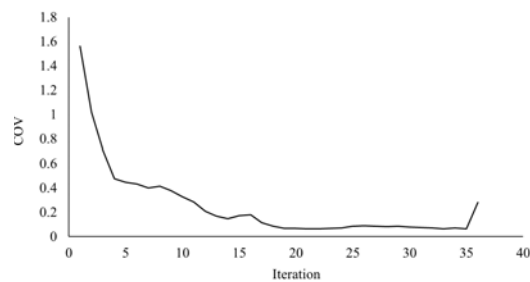
شکل (۱۰) نسبت تقاضا به ظرفیت گروه‌های اعضا در طرح بهینه برای قاب نه طبقه، بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور

	Optimized by time history analysis	Optimized by pushover analysis
1	IPB400	IPB600B
2	IPB300	IPB400B
3	IPB260	IPB340
4	IPB220	IPB280
5	IPE450	PG1
6	IPE450	PG1
7	IPE400	IPE600
8	IPE400	IPE500
9	IPE330	IPE330
Weight (kN)	533.7	814.24
Number of analyses	36	37

شکل‌های ۷ و ۸ به ترتیب تغییرات وزن و COV را در فرآیند بهینه‌سازی برای قاب نه طبقه نشان می‌دهند. با توجه به شکل ۷ می‌توان دید که وزن قاب در کمتر از ۳۶ تکرار تا ۷۰٪ کاهش یافته است. همچنین شکل ۸ نشان دهنده‌ی یکنواخت شدن توزیع DCR (کاهش COV) در سازه در طی فرآیند بهینه‌سازی است. افزایش COV در گام ۳۶ به خاطر گسسته سازی فضای جستجو و اختصاص مقاطع واقعی به اعضا در فاز دوم بهینه‌سازی است.



شکل (۷) تغییرات وزن در فرآیند بهینه‌سازی برای قاب نه طبقه



شکل (۸) تغییرات COV در فرآیند بهینه‌سازی برای قاب نه طبقه

شکل ۹ مقادیر DCR گروه‌های اعضای قاب نه طبقه را در طرح بهینه نشان می‌دهد. مقدار متوسط DCR به دست آمده از هفت رکورد زلزله برای تمامی گروه‌های اعضا کمتر



#### ۴- نتیجه گیری

در این مقاله طراحی بهینه بر مبنای عملکرد (PBDO) دو سازه‌ی قاب خمشی فولادی سه و نه طبقه مطالعه است. بهینه‌سازی با استفاده از یک الگوریتم پیشنهادی مبتنی بر تئوری تغییر شکل یکنواخت و تحت همزمان هفت رکورد زلزله انجام شد. نتایج به دست آمده از بهینه‌سازی با استفاده از این الگوریتم نشان می‌دهد، که این روش سرعت بالایی در همگرایی به جواب بهینه در ضمن یکنواخت سازی میزان خسارت (نسبت تقاضا به ظرفیت) در سازه دارد. در خصوص قاب نه طبقه با توجه به امکان ایجاد ناپایداری در سازه امکان رسیدن DCR تمامی گروه‌های اعضا به حد نهایی مجاز تعریف شده در آیین‌نامه برای سطح عملکرد ایمنی جانی امکان پذیر نیست، پس برای این قاب مقادیر به دست آمده در طرح بهینه تا حدودی کمتر از حد نهایی مجاز تعریف شده در آیین‌نامه می‌باشد. همچنین در این مقاله طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده برای قاب‌ها تحت مجموعه رکوردهای زلزله (آنالیز تاریخیچه زمانی) با نتایج حاصل از بهینه‌سازی تحت آنالیز پوش‌اور مقایسه شده‌اند. در خصوص هر دو قاب مورد مطالعه وزن طرح‌های بهینه تحت آنالیز تاریخیچه زمانی تا حدود بین ۳۰ تا ۴۰٪ سبک‌تر از قاب‌های بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور است. با این حال زمان لازم برای بهینه‌سازی نیز در حالت اول (بهینه‌سازی تحت آنالیز تاریخیچه زمانی) به مقدار قابل توجهی بیشتر از حالت دوم (بهینه‌سازی تحت آنالیز پوش‌اور) است، با وجود اینکه تعداد تکرارهای لازم برای رسیدن به جواب بهینه تقریباً در دو حالت یکسان است. اگرچه برای قاب سه طبقه‌ی بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور مقادیر متوسط DCR تحت رکوردهای طراحی برای تمامی گروه‌های اعضا کمتر از حد مجاز است، اما برای قاب نه طبقه با وجود داشتن وزن بیشتر در مقایسه با طرح بهینه شده تحت آنالیز تاریخیچه زمانی، مقدار DCR متوسط برای یکی از گروه‌های اعضای قاب بیشتر از حد مجاز به دست آمده است. از سوی دیگر الگوی توزیع

DCR تحت مجموعه‌ی رکوردهای طراحی نیز برای قاب نه طبقه بهینه شده تحت آنالیز پوش‌اور کاملاً متفاوت از این الگو برای طرح بهینه شده تحت مجموعه‌ی این رکوردها می‌باشد. این مطلب نشان می‌دهد که بهینه‌سازی تحت آنالیز پوش‌اور برای سازه‌هایی با تعداد طبقات بالا می‌تواند منجر به الگوی متفاوتی از خرابی در سازه تحت مجموعه‌ی رکوردهای طراحی شود.

#### ۵- مراجع

[1] Schoofs, A.J.G., Structural optimization history and state-of-the-art, *Topics of Applied Mechanics: integration of theory and applications in applied mechanics*, 339-345 (1993).

[۲] کرمی محمدی، ر، اثر نحوه‌ی توزیع مقاومت برشی بر کاهش خرابی سازه‌ها در زلزله، رساله دکترا، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف (۱۳۸۰).

[3] Karami Mohammadi, R., El Nagggar, M.H., Moghaddam, H., Optimum strength distribution for seismic resistant shear buildings, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 41, no. 22-23, pp. 6597-6612 (2004).

[4] Moghaddam, H., Hajirasouliha, I., Doostan, A., Optimum seismic design of concentrically braced steel frames: concepts and design procedures, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, no. 2, pp. 151-166 (2005).

[5] Rahemi, M.A., Moghaddam, H., and Hajirasouliha, I., Optimum performance-based design of steel moment resistant frames for seismic excitations, *In 5th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering*, Tehran, Iran (2007).

[6] Zou, X.K., Chan, C.M., An optimal resizing technique for seismic drift design of concrete buildings subjected to response spectrum and time history loadings, *Computers and Structures*, vol. 83, no. 19-20, pp. 1689-1704 (2005).

[7] ASCE/SEI 41-06, *Seismic rehabilitation of existing buildings*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia (2007).

[8] ASCE/SEI 7-10, *Minimum design loads for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia (2010).

[9] Moghaddam, H., Hajirasouliha, I., A new approach for optimum design of structures under dynamic excitation, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 5, no. 1-2, pp. 69-84 (2004).

[10] Moghaddam, H., Hajirasouliha, I., Fundamentals of optimum performance-based

design for dynamic excitations, *Journal of Scientia Iranica*, vol. 12, no. 4, pp. 368-378 (2005).

[11] Xu, L., Gong, Y., and Grierson, D.E., Seismic design optimization of steel building frameworks, *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 2, pp. 277-286 (2006).

[12] Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., Moghaddam, H., Topology optimization for the seismic design of truss-like structures, *Computers and Structures*, vol. 89, no. 7-8, pp. 702-711 (2011).

[13] Hajirasouliha, I., Asadi, P., and Pilakoutas, K., An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 41, no. 4, pp. 663-679 (2012).

[14] Karami Mohammadi, R., Sharghi, A.H., On the optimum performance-based design of eccentrically braced frames, *Steel and Composite Structures*, accepted for publication (2013).

[15] FEMA-273, *NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C. (1997).

[16] ANSI/AISC 360-10, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois (2010).

[17] FEMA-355C, *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).

[18] Lagaros, N.D., Fragiadakis, M., Papadrakakis, M., Tsompanakis, Y., Structural optimization: A tool for evaluating seismic design procedures, *Engineering Structures*, vol. 28, no. 12, pp. 1623-1633 (2006).

[19] Liu, Z., Atamturktur, S., and Juang, C.H., Performance based robust design optimization of steel moment resisting frames, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 89, pp. 165-174 (2013).

