

# بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد

اشکان خدابنده‌لو<sup>۱\*</sup>، امیر کرامت<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران  
۲- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران  
\* a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir، ۹۶۹، صندوق پستی

## چکیده

هدف از این تحقیق، ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های فولادی با مهاربندی همگرای ضربدری بهینه‌سازی شده در چهارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد می‌باشد. امروزه تأثیر زلزله بر طراحی یک سازه با هدف بهینه‌نمودن وزن سازه و کاهش هزینه ساخت اولیه سازه، در نظر گرفته می‌شود. چنین سازه‌ای اگرچه کم‌ترین هزینه ساخت را خواهد داشت ولی در رابطه با هزینه‌های عملیاتی در اثر وقوع زلزله در طول مدت بهره‌برداری از آن، نمی‌توان برآوردی داشت. تحلیل هزینه چرخه عمر، روشی مناسب جهت بررسی هزینه و عملکرد سازه‌هایی است که برای مدت طولانی باید خدمت‌رسانی داشته باشند. این تحقیق مشتمل بر دو گام اصلی است؛ در گام اول، دو قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، با استفاده از الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد و با در نظرگیری وزن سازه به‌عنوان تابع هدف و روش تابع جریمه خارجی، بهینه‌سازی شده‌اند. در این فاز از مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees، جهت انجام مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی، و از نرم‌افزار متلب برای پیاده‌سازی موضوع بهینه‌سازی استفاده شده است. در گام دوم به بررسی هزینه چرخه عمر قاب‌های حاصل از روند بهینه‌سازی، با استفاده از رابطه ون و کانگ پرداخته شده است. با توجه به نتایج به‌دست آمده، مشاهده شد که قرارگیری مهاربند در دهانه‌های کناری موجب کاهش تقریباً ۱۰٪ هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای نسبت به قاب‌های مهاربندی با قرارگیری مهاربند در دهانه وسط، می‌شود.

## واژگان کلیدی

هزینه چرخه عمر، الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم، بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد، قاب مهاربندی ضربدری

## Investigating life cycle cost in optimized bracing frames based on performance

A. KhodaBandehLou, A. Karamat

### Abstract

The purpose of this research is to evaluate the life cycle cost of performance-based optimally designed concentrically braced frames. Today, the effect of earthquake on the design of a structure is considered with the aim of optimizing the weight and reducing the initial construction cost of the structure. Although such a structure will have the lowest construction cost, it is not possible to estimate the cost due to an earthquake during its operation. Life cycle cost analysis is a suitable method to examine the cost and performance of structures that should be in service for a long time. In the first step of this study, two three-span ten-story frames with a concentrically bracing system with the position of the bracing in the middle span and the side spans, using the center of mass meta-heuristic algorithm in the framework of the performance-based design method, and considering the weight of the structure as the objective function and the external penalty function method have been optimized. In this study, OpenSees software was used to perform nonlinear modeling and analysis, and MATLAB software was used to implement the optimization problem. In the second step, the life cycle of the frames resulting from the optimization process has been investigated using the Wen and Kang relationship. According to the obtained results, placing the brace in the side spans reduces the structural component life cycle by almost 10% compared to the brace frames with the placement of the brace in the middle span.

### Keywords

Life Cycle Cost, Center of Mass Algorithm, Performance-Based Optimization, Concentrically Braced Frame

## ۱- مقدمه

در طول تاریخ مهندسان سازه همیشه در تلاش برای طراحی سازه‌های بهینه‌ای بوده‌اند که به دلیل محدود بودن منابع، همواره ارزان باشد و در عین حال تمامی محدودیت‌های موجود در طراحی را برآورده سازد. بسیاری از مهندسان در طراحی بهینه سازه‌ها تنها به کاهش هزینه‌های اولیه ساخت، که در واقع اغلب وزن سازه می‌باشد، بسنده می‌کنند؛ درحالی‌که هزینه‌های احتمالی چرخه عمر (LCC)<sup>۱</sup> آن سازه ممکن است تا چندین برابر هزینه اولیه ساخت منجر به خسارات مالی گردد [۱]. در صنعت ساخت‌وساز، تصمیم‌گیری‌ها برای انتخاب سیستم‌های سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز نیازمند در نظر گرفتن هزینه‌های خسارات وارده در زلزله و برخی اثرات دیگر حاصل از آن در طول عمر مفید سازه می‌باشد. تحلیل هزینه چرخه عمر می‌تواند به عنوان یک ابزار مهم برای طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد که در آن می‌توان هزینه اولیه ساخت و هزینه‌های چرخه عمر سازه را کنترل نمود [۲].

پس از خسارت‌های بزرگی که در زلزله‌های دهه ۹۰ در آمریکا و ژاپن ایجاد شد، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای تغییرات چشمگیری داشتند؛ اگرچه در این زلزله‌ها تلفات جانی چندانی نبود، ولی خسارات اقتصادی هنگفتی به جا ماند و این امر به طور شفاف نشان می‌داد که تأمین ایمنی جانی نباید به عنوان تنها معیار طراحی مورد استفاده قرار گیرد و بایستی سطوح عملکرد پیش‌تری در طراحی‌ها کنترل و احراز گردد. در طی چند سال اخیر طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)<sup>۲</sup> در آیین‌نامه‌ها معرفی شده و گسترش چشمگیری پیدا کرده است؛ از طرفی ارتقای قدرت محاسباتی کامپیوترها و سیستم‌های سخت‌افزاری این امکان را برای افراد ایجاد کرده‌اند که به جای روش قدیمی طراحی و انجام تحلیل‌های ساده، از روش‌های بهینه‌سازی<sup>۳</sup> و تحلیل‌های پیشرفته غیرخطی استفاده کنند.

لذا امروزه می‌توانیم برای طراحی سازه‌های جدید، از یک الگوریتم فراابتکاری برای یافتن بهترین طرح و انجام یک تحلیل دینامیکی برای رسیدن به پاسخ سازه استفاده کنیم. این امکان قبلاً فقط برای ارزیابی ساختمان‌های موجود امکان‌پذیر بود که روش‌های ارزیابی عملکرد در آن زمان توسط آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مختلفی معرفی شده بود [۳ و ۴].

هدف اصلی طراحی بر اساس عملکرد، طراحی سازه‌هایی است که رفتار آن‌ها قابل‌پیش‌بینی باشد. روش کنونی طراحی سازه‌ها بر اساس طراحی به روش مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر بارهای وارده است. صرف‌نظر از کمبودهایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای، تنها از طریق مقاومت در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی‌دهد [۵]. در حقیقت هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکرد آن‌ها قابل‌پیش‌بینی باشد؛ چراکه دخیل‌نمودن کارفرمایان در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه مستلزم معلوم‌بودن نحوه عملکرد سازه در این سطوح می‌باشد [۶].

بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل نمایند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده، در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود [۷]. بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر مانند کنترل تغییرمکان نسبی هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای هستند [۸].

سازه‌های طراحی‌شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، مجموعه‌ای از سطوح رفتار عملکردی از پیش تعریف‌شده‌ای مطابق با سطوح خطر متناظر را ارضا می‌نمایند. در این رویکرد به دلیل آن که پاسخ لرزه‌ای سازه از طریق تحلیل غیرخطی انجام می‌شود، بدین سبب هزینه محاسباتی آن نیز از فرآیند تحلیل خطی بیش‌تر است. از این رو یکی از دغدغه‌های اصلی طراحان سازه، طراحی سازه‌های مقرون‌به‌صرفه با عملکرد قابل‌قبول در برابر زلزله است. بدین منظور روش‌های بهینه‌سازی سازه در سال‌های اخیر از طریق ادغام با روش طراحی مبتنی بر عملکرد توسعه یافته‌اند [۹].

برای پیاده‌سازی روند طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد (PBOD)<sup>۴</sup>، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ضروری می‌باشد. الگوریتم‌های بهینه‌سازی به دو گروه اصلی الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان<sup>۵</sup> و الگوریتم‌های فراکاوشی<sup>۶</sup> تقسیم‌بندی می‌شوند. با توجه به پیچیدگی الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان و حجم بالای

<sup>۴</sup> Performance Base Optimization Design

<sup>۵</sup> Gradient-Based Algorithm

<sup>۶</sup> Metaheuristic Algorithm

<sup>۱</sup> Life Cycle Cost

<sup>۲</sup> Performance Base Design

<sup>۳</sup> Optimization



محاسبات در مسائلی با تعداد متغیرهای زیاد مانند مسائل بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، الگوریتم‌های فراکاوشی جهت تسریع روند مسائل بهینه‌سازی در سال‌های اخیر گسترش یافته‌اند [۱۰-۱۳]. الگوریتم‌های فراکاوشی برگرفته از طبیعت با رفتار تصادفی برای حل مسائل پیچیده در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته‌اند [۱۴]. محبوبیت‌های این الگوریتم‌های بدون مشتق در انعطاف‌پذیری و سادگی آن‌ها نهفته است [۱۵-۱۶]. در ادامه مطالب ذکر شده به مرور تعدادی از کارهای انجام شده در زمینه بهینه‌سازی با توجه به نگرش طراحی بر اساس عملکرد و همچنین ارزیابی هزینه چرخه عمر پرداخته شده است. پژوهش‌های مختلفی در رابطه با بهینه‌سازی قاب‌های فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری صورت گرفته است.

**کاوه و نصرالهی**، در مطالعه خود به بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با به‌کارگیری الگوریتم فراکاوشی جستجوی سیستم شارژ شده (CSS)<sup>۱</sup> پرداخته‌اند [۱۷]. در این مطالعه، از تحلیل بار افزون<sup>۲</sup> مبتنی بر مفهوم اتصال نیمه‌صلب در فرآیند بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است.

**میلانی و قلی‌زاده** در مطالعه خود به بهینه‌سازی بر اساس عملکرد قاب‌های خمشی ویژه فولادی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم (CMO)<sup>۳</sup> پرداخته‌اند [۱۸].

**مقدم و همکاران** در تحقیق خود طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی در چهارچوب بهینه‌سازی به‌هنگام‌شونده و طراحی بهینه‌الگوی بار پرداخته‌اند [۱۹].

**قلی‌زاده و همکاران** در مطالعه خود به بررسی ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد پرداخته‌اند. در این مطالعه در فاز بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از سه الگوریتم فراکاوشی الهام گرفته از طبیعت یعنی الگوریتم آتش‌بازی بهبودیافته (IFWA)<sup>۴</sup>، الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم و الگوریتم بهبودیافته بهینه‌سازی بر خورد ذرات (ECBO)<sup>۵</sup>، استفاده شده است [۲۰].

**سعادت و همکاران** در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کردند [۲۱]. در حوزه تحلیل هزینه چرخه عمر در سازه‌ها نیز در سال‌های اخیر مطالعاتی انجام شده است.

**رضوی و قلی‌زاده**، به بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی با و بدون در نظر گرفتن تأثیر هزینه چرخه عمر در تابع هدف در فرآیند بهینه‌سازی، پرداخته‌اند. سپس عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بهینه به‌دست آمده با تابع هدف هزینه کل<sup>۶</sup> (مجموع هزینه اولیه<sup>۷</sup> و هزینه چرخه عمر)، و تابع هدف هزینه اولیه را مقایسه کرده‌اند [۲۲].

**قادری و قلی‌زاده** در مطالعه خود، شاخص خستگی کم‌چرخه<sup>۸</sup> در قاب‌های خمشی ویژه فولادی بهینه‌سازی شده با در نظر گرفتن اثرات توأم هزینه چرخه عمر و سطوح اطمینان<sup>۹</sup> مختلف را بررسی نمودند [۲۳].

**کاوه و همکاران**، بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثرات خسارت عناصر سازه‌ای در هزینه چرخه عمر با تابع هدف هزینه کل را مدنظر قرار داده‌اند [۲۴].

**ژیانگ<sup>۱۰</sup> و همکاران** در تحقیقی که انجام داده‌اند به ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های فولادی مجهز به دیوار پانلی فولادی تحت زلزله پرداخته‌اند. آن‌ها روش ساده‌شده‌ای برای تخمین هزینه چرخه عمر برای اجتناب از محاسبات پیچیده ارائه دادند [۲۵].

**لاگاروس<sup>۱۱</sup> و ماگولا<sup>۱۲</sup>** در مطالعه خود، هزینه چرخه عمر در قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه فولادی و بتنی را با رویکرد طراحی حداقل هزینه، مورد بررسی و تحلیل قرار داده‌اند [۲۶]. با توجه به مطالب ذکر شده و مرور تعدادی از پیشینه تحقیقات صورت گرفته در رابطه با بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد و ارزیابی هزینه چرخه عمر، ضرورت بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی آشکار می‌شود که در این مطالعه به بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی ضربدری پرداخته شده است.

## ۲- روش‌شناسی تحقیق

<sup>7</sup> Initial Cost

<sup>8</sup> Low Cycle Fatigue Damage Index

<sup>9</sup> Confidence Level

<sup>10</sup> Jiang

<sup>11</sup> Lagaros

<sup>12</sup> Magoula

<sup>1</sup> Charged System Search

<sup>2</sup> Push Over Analysis

<sup>3</sup> Center Of Mass Optimization Algorithm

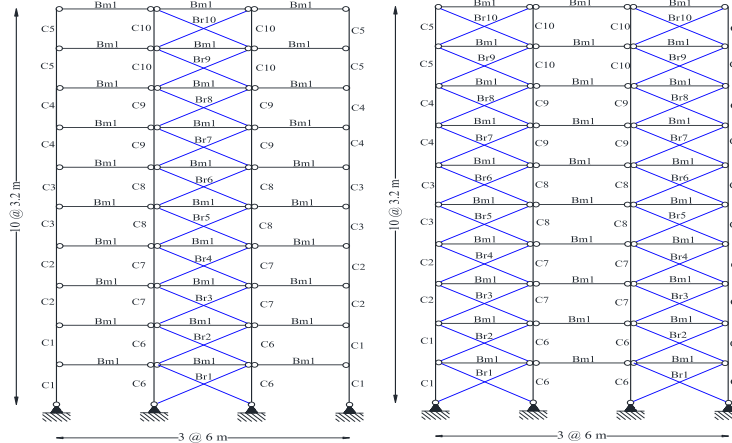
<sup>4</sup> Improved Fireworks Algorithm

<sup>5</sup> Enhanced Colliding Bodies Optimization

<sup>6</sup> Total Cost



پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه AISC 360-22، و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه ASCE 41-13، صورت گرفته است [۲۷ و ۲۸]. صحت‌سنجی بر اساس پژوهش قلی‌زاده و عبادی جلال انجام شده است [۱۳]. در آخر میزان هزینه چرخه عمر قاب‌های مهاربندی طراحی شده با استفاده از رابطه ون و کانگ محاسبه شده است [۱۶].



شکل ۱- قاب‌های مهاربندی مورد مطالعه

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱)، مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (1)$$

که در آن ( $Q_D$ ) بار مرده و ( $Q_L$ ) بار زنده به ترتیب مقادیر ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر را دارند. مطابق معیار AISC 360-22 هر المان قاب خمشی باید روابط (۲) و (۳) را ارضا نماید [۲۷]:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2: \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (2)$$

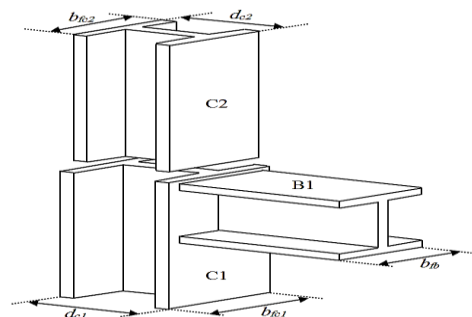
$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2: \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

که در آن ( $P_n$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_c$ ) ضریب مقاومت برای فشار، ( $M_n$ ) مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، و ( $M_{ux}$ ) و ( $M_{uy}$ ) مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ( $\phi_b$ ) ضریب کاهش مقاومت خمشی است ( $\phi_c = \phi_b = 0.9$ ). همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا نماید:

$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

در این مطالعه قاب‌های سه دهانه ۱۰ طبقه مهاربندی فولادی با سیستم مهاربندی ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه وسط، و دهانه‌های کناری نشان داده شده در شکل (۱)، در نرم‌افزار Opensees به صورت غیرخطی طراحی شده‌اند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و محاسبه تغییر مکان هدف در طی فرآیند بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab کنترل شده است. از تحلیل بار افزون برای به دست آوردن

در فرآیند بهینه‌سازی مقید مبتنی بر عملکرد ارائه شده در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته شده است. نوع اول، قیدهای هندسی هستند. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد. در همه طرح‌های به دست آمده مقاطع از نظر فنی و اجرایی برای ابعاد تیر و ستون در روند بهینه‌سازی به عنوان قید در نظر گرفته شده‌اند و حل‌ها از نظر قیود اجرایی قابل قبول هستند. ولی با توجه به این که در قاب مهاربندی کنترل‌کننده دریافت سازه، مهاربند می‌باشد، ضوابط اجرایی برای عضو مهاربند صورت نگرفته است (شکل (۲)).

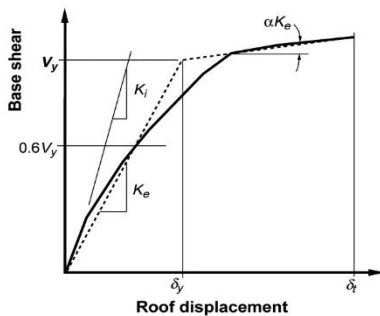


شکل ۲- ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال [۱۸]

بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود [۲۸]:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

که در آن ( $T_e$ ) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی، ( $C_0$ ) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، ( $C_1$ ) ضریب تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی، ضریب ( $C_2$ ) اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییرمکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق دستورات ASCE 41-13 در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند [۲۸]. همچنین ( $S_d$ ) شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  است. مقدار  $T_e$  بر اساس رابطه (۷) و شکل (۳)، محاسبه می‌شود:



شکل ۳- منحنی ساده‌شده نیرو-تغییرمکان [۲۷]

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن ( $T_i$ ) پریود اصلی الاستیک سازه، ( $K_i$ ) و ( $K_e$ ) به‌ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) می‌باشد. مقدار  $K_a$  برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) محاسبه می‌شود [۲۹]. شتاب به‌دست‌آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) متناظر سطح ایمنی جانی است (شکل (۳)). جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از روابط (۸) و (۹) استفاده شده است (شکل (۴)).

که در آن ( $P_{br}$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_U$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_{br}$ ) ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند و برابر با ۰/۹ است. که هم اعضای فشاری و هم اعضای کششی باید قید مورد نظر را ارضا نمایند.

## ۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد

قیده‌های طراحی در هر هدف عملکردی بر اساس ASCE 41-13 در نظر گرفته می‌شود [۲۸]. اهداف عملکردی پیش‌گیری از فروریزش<sup>۱</sup> برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال، ایمنی جانی<sup>۲</sup> ۱۰٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۳</sup> برای سطح عملکرد ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد. به‌منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) استفاده شده است. به‌طوری‌که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییرمکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای به‌صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0Q_D + 0.25Q_L \quad (5)$$

بعد از تعریف اهداف عملکردی، نوبت به بررسی طرح انجام‌شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌رسد. در این مطالعه جهت تحلیل سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش‌آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول، سازه باید برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقلی با ترکیب بار رابطه (۱) در طراحی اعضا جهت جوابگویی در برابر بارهای ثقلی با توجه به آیین‌نامه AISC 360-22، بر روی تیرها اعمال می‌شود [۲۷].

پس از انجام مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقلی که هنگام آنالیز پوش‌آور به‌صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق آیین‌نامه ASCE 41-13، از ترکیب بار رابطه (۵) به‌دست می‌آید. در آنالیز پوش‌آور، مودهای شکل نرمالیزه‌شده به‌عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییرمکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد، ادامه می‌یابد. تغییرمکان هدف

<sup>1</sup> Collapse Prevention

<sup>2</sup> Life Safety

<sup>3</sup> Immediate Occupancy

$$g_2 = \frac{\theta}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن  $(\theta)$  چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکرد و  $(\theta_y)$  مطابق رابطه (۱۲) بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

که در آن  $(Z)$  مدول مقطع پلاستیک،  $(F_{ye})$  تنش تسلیم مورد انتظار فولاد،  $(I)$  طول عضو،  $(E)$  مدول الاستیسیته،  $(P)$  و  $(P_{ye})$  به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون هستند.

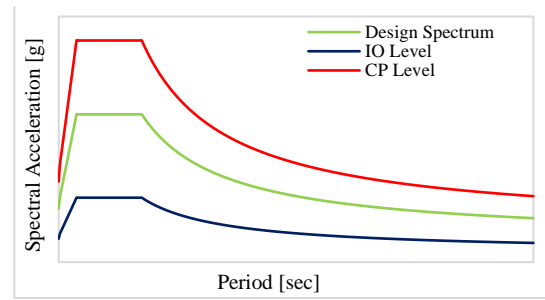
مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت  $P/P_{CL}$  و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آن‌ها طبق ضوابط جدول ۶-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 تعیین می‌شود. که  $P_{CL}$ ، حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون احتمال کماتش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجا که کماتش در دسته شکست‌های ترد قرار دارد، رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد، ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت  $P/P_{CL}$  از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو، کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) در آیین‌نامه ASCE 41-13 پیشنهاد شده است.

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

$(M_{Ux})$  و  $(M_{Uy})$  به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند.  $(M_{CLx})$  و  $(M_{CLy})$  حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای  $x$  و  $y$  هستند. همچنین قیود مربوط به تغییر مکان محوری بادبندها مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود:

$$g_3 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (14)$$

که در آن  $(\Delta_b)$  تغییر مکان محوری مهاربندها و  $(\Delta_b)_{all}$  تغییر مکان مجاز محوری آن‌ها در سطح مورد نظر می‌باشد که مطابق جدول ۷-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادبندها در نظر گرفته می‌شود. برای



شکل ۴- شتاب طیف در سطوح عملکردی [۲۷]

$$S_{50\%*50y} = S_{10\%*50y} \left( \frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2\%50y} = S_{10\%*50y} \left( \frac{3}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن  $(S_{10\%*50y})$  شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)،  $(P_R)$  دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و  $(S_{50\%*50y})$  و  $(S_{2\%50y})$  به ترتیب شتاب متناظر با سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش است.

در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد باید سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از این رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضا نماید. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. در نهایت فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود. ضوابط مربوط به دریافت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۱۰) می‌باشد:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن  $(\Delta)$  دریافت طبقات و  $(\Delta_{all})$  دریافت مجاز طبقات می‌باشد. مقادیر مجاز دریافت نسبی طبقات در سه سطح CP، LS و IO با توجه به FEMA 356 به ترتیب برابر ۰/۰۵ و ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق رابطه (۱۱) اعمال می‌شود:

مهارندهایی که تحت کشش هستند این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود.

جدول ۱- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادبندها در کشش [۲۷]

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$8.0 \Delta_T$
CP	$11.0 \Delta_T$

که  $(\Delta_p)$  و  $(\Delta_r)$  تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و کشش هستند.

در جدول ۷-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود.

جدول ۲- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در فشار [۲۷]

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$6.0 \Delta_T$
CP	$7.0 \Delta_T$

## ۲-۲- الگوریتم مرکز جرم

در مطالعه حاضر مسئله بهینه‌سازی با هدف کمینه‌کردن وزن قاب در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، به صورت روابط (۱۵) و (۱۶) فرمول‌بندی شده است:

$$\text{Minimize : } W = \sum_{i=1}^m \rho_i A_i L_i \quad (15)$$

$$\text{subject to the constraints: } g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \quad \dots, \quad g_n \leq 0 \quad (16)$$

که در آن  $(W)$  وزن سازه،  $(m)$  تعداد المان‌های قاب،  $(\rho)$ ،  $(A)$  و  $(L)$  به ترتیب وزن واحد حجم فولاد، سطح مقطع و طول عضو هستند. همچنین  $(g_1)$  و  $(g_2)$  و  $\dots$  و  $(g_n)$ ، توابع قیدهای طراحی مسئله بهینه‌سازی هستند که با توجه به نوع المان و نوع مسئله تعریف می‌شوند. ضوابط هندسی<sup>۱</sup> در محل اتصال و قیدهای مقاومتی<sup>۲</sup> مطابق با آیین‌نامه ANSI/AISC 360-22 و همچنین قیدهای عملکردی<sup>۳</sup> مطابق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13، قیدهای طراحی به‌کارگرفته‌شده در مسئله بهینه‌سازی مورد مطالعه در این

تحقیق هستند [۲۸]. در مطالعه حاضر از الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO)، به دلیل داشتن یک متغیر تنظیم و همچنین توانایی آن در حل مسائل پیچیده، به‌عنوان الگوریتم بهینه‌ساز به‌منظور بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است [۱۳].

## ۲-۳- هزینه چرخه عمر

آنالیز هزینه چرخه عمر، یک ابزار کارآمد در روند طراحی سازه‌ها محسوب می‌شود. این آنالیز به‌عنوان یک ضابطه عملکردی سازه‌ای با در نظرگیری خسارت‌های آتی ناشی از زلزله به‌کار گرفته می‌شود. به‌طور کلی، سازه‌ای که برای سطح پایینی از بار طراحی شده، احتمال خطر خرابی بالاتری خواهد داشت. از سوی دیگر، سازه‌ای که برای بار بیش‌تر طراحی شده است، هزینه‌های عملکردی بهبود یافته<sup>۱</sup> بیش‌تری دارد. بنابراین باید بار طراحی طوری انتخاب گردد که تعادلی بین عملکرد سازه‌ای و هزینه برقرار شود. هزینه کلی یک سازه  $(C_{TOT})$ ، نه تنها برای یک سازه جدید می‌تواند محاسبه گردد، بلکه برای ساختمان‌های موجود که مدتی از عمر آن‌ها گذشته است نیز قابل محاسبه است. این پارامتر به‌صورت تابعی از زمان و مشخصات طرح با رابطه (۱۷) بیان می‌شود [۱۶].

$$C_{TOT}(t, s) = C_{IN}(s) + C_{LS}(t, s) \quad (17)$$

$(C_{IN})$  هزینه اولیه یک سازه جدید (یا مقاوم‌سازی‌شده)،  $(C_{LS})$  هزینه چرخه عمر سازه در زمان حال،  $(s)$  بردار طراحی است و مشخصات بارگذاری، سازه و مصالح را در خود دارد و  $(t)$  زمان می‌باشد. ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه  $(\theta)$  به‌عنوان بهترین شاخص برای توصیف خرابی سازه‌ای، مرتبط با همه انواع خسارت است. عموماً پذیرفته شده است که جابه‌جایی نسبی طبقه می‌تواند به‌عنوان یک ضابطه حالت حدی قابل‌اعتماد برای تعیین خسارت‌های مورد انتظار استفاده شود. از سوی دیگر مناسب‌ترین معیار شدت مرتبط با خسارت تجهیزات، ماکزیمم شتاب طبقه است.

در این مقاله علاوه بر بررسی آستانه دریافت برای قاب‌های خمشی فولادی [۸]، آستانه دریافت برای قاب‌های مهاربندی فولادی با درون‌یابی ساده، بر اساس دریافت‌های مجاز قاب‌های مهاربندی در سطوح مختلف عملکرد در نظر گرفته شده است.

<sup>3</sup> Performance-Based Design Constraints

<sup>1</sup> Geometric Constraints

<sup>2</sup> Strength Constraints



در جدول (۳) حدود دریفت طبقه بر اساس حالات حدی مختلف برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی فولادی ارائه شده است.

جدول ۳- حدود دریفت طبقه برای قاب‌های خمشی و مهاربندی

[۱۳]

Limit State	Steel Moment Frame Inter-Story Drift (%)	Braced Frame Inter-Story Drift (%)
(I) None	$\Delta \leq 0.2$	$\Delta \leq 0.18$
(II) Slight	$0.2 < \Delta \leq 0.5$	$0.18 < \Delta \leq 0.4$
(III) Light	$0.5 < \Delta \leq 0.7$	$0.4 < \Delta \leq 0.5$
(IV) Moderate	$0.7 < \Delta \leq 1.5$	$0.5 < \Delta \leq 0.75$
(V) Heavy	$1.5 < \Delta \leq 2.5$	$0.75 < \Delta \leq 1.5$
(VI) Major	$2.5 < \Delta \leq 5.0$	$1.5 < \Delta \leq 2.0$
(VII) Collapsed	$\Delta > 5.0$	$\Delta > 2.0$

فرمول‌بندی هزینه حالت حدی که به هزینه خرابی بالقوه ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر سازه اتفاق افتد اشاره دارد، عبارت است از:

$$C_{LS}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (18)$$

$(C_{dam}^i)$  هزینه حالت حدی برای حالت حدی نام،  $(C_{con}^i)$  هزینه تعمیر خرابی،  $(C_{con}^{i,\theta})$  هزینه خسارت تجهیزات ناشی از خسارت سازه‌ای که توسط ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه کمی‌سازی شده و  $(C_{con}^{i,acc})$  هزینه خسارت تجهیزات ناشی از شتاب طبقه،  $(C_{ren}^i)$  هزینه خسارت اجاره،  $(C_{inc}^i)$  هزینه زیان درآمد،  $(C_{inj}^i)$  هزینه جراحات و صدمات و  $(C_{fat}^i)$  هزینه مرگ‌ومیر انسان است.

بر اساس مدل توزیع پواسون وقوع زلزله و فرضی که ساختمان‌های تخریب‌شده بعد از خرابی جدی ناشی از زلزله به‌سرعت به وضعیت اولیه خود بازسازی می‌گردد، ون و کانگ رابطه (۱۹) را برای محاسبه هزینه حالت حدی بر اساس جابه‌جایی نسبی طبقات ارائه نمودند.

$$C_{LS}^d(t, s) = \frac{v}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^{i,d} P_i^{d,i} \quad (19)$$

$(C_{LS}^{i,d})$  هزینه خرابی برای نقض حالت حدی نام برای دو شاخص خرابی است. هر حالت حدی با ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه و ماکزیمم شتاب طبقه تعریف می‌شود.  $(\lambda)$  نرخ تنزل ارزش بین ۳ تا ۶ درصد است.  $(N)$  نیز تعداد کل حالات حدی است  $(N = 7)$ . در این پژوهش نرخ تنزل ارزش ۵ درصد در نظر گرفته شده است.  $(v)$  نرخ وقوع سالیانه زلزله که مطابق با فرآیند پواسون

مدل‌سازی شده است. احتمالات  $(P_i^d)$  و  $(P_i^{acc,i})$  بر اساس رابطه (۲۰) محاسبه می‌شوند:

$$P_i^{d,i} = P(DI > DI_i) - P(DI > DI_{i+1}) \quad (20)$$

که  $(DI_i)$  و  $(DI_{i+1})$  کران پایین و کران بالای حالت حدی نام برای دو شاخص خرابی در نظر گرفته شده می‌باشند. احتمال فراگذشت وقوع زلزله برای هر حالت حدی  $P(DI > DI_i)$ ، به صورت رابطه (۲۱) بیان می‌شود:

$$P(DI > DI_i) = \frac{-1}{v \cdot t} \ln[1 - P_t(DI > DI_i)] \quad (21)$$

$P_t(DI > DI_i)$  احتمال فراگذشت در یک دوره  $[0, t]$  است.  $(t)$  عمر سرویس‌دهی یک ساختمان جدید یا عمر باقی‌مانده یک ساختمان بهسازی شده است. به‌منظور محاسبه  $P(DI > DI_i)$  یافتن  $t$  سال اول احتمال فراگذشت الزامی است. در این تحقیق عمر سرویس‌دهی سال اول در نظر گرفته شده  $(t = 1)$  و احتمال فراگذشت سالیانه  $\bar{P}(DI > DI_i)$  به صورت زیر به دست می‌آید:

برای حداقل سه سطح خطر زلزله (به‌عنوان مثال ۱۰٪، ۵۰٪، و ۲٪ در ۵۰ سال) با احتمال فراگذشت سالیانه متناظر (۱/۳۹٪، ۲۱۰٪/۰/۴۰۴٪ و ۰/۴۰۴٪) مقادیر شاخص‌های خرابی در نظر گرفته شده محاسبه می‌شوند. بنابراین، ماکزیمم شاخص‌های خرابی محاسبه‌شده در هر سطح خطر، یک احتمال فراگذشت سالیانه برابر با سطح خطر فعلی دارند. سپس یک منحنی با استفاده از ماکزیمم شاخص‌های خرابی و احتمال فراگذشت سالیانه متناظر آن‌ها در تمامی سطوح خطر بر اساس توابع توانی یا نمایی به صورت رابطه (۲۱) و (۲۲)، برازش داده می‌شود.

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma (DI_i)^{-k} \quad (21)$$

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma \cdot e^{-k \cdot DI_i} \quad (22)$$

پارامترهای  $(\gamma)$  و  $(k)$  با استفاده از بهترین برازش جفت‌های  $\bar{P}_i - DI_i$  برای دو شاخص خرابی تعیین می‌گردند. از این رو مقدار  $\bar{P}(DI > DI_i)$  دقیقاً از منحنی برازش‌شده به دست می‌آید. در این مقاله در محاسبه هزینه حالت حدی جابه‌جایی نسبی طبقه  $(C_{LS}^{\theta})$  تنها هزینه خرابی  $(C_{dam})$  در نظر گرفته شده است.

### ۳- نتایج عددی

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های ۳ دهانه ۱۰ طبقه نشان داده شده در شکل (۱) هستند، که در همه آن‌ها اتصال تیر به ستون‌ها به صورت مفصلی است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۵ متر،

در جدول (۵) بهترین حل‌های به‌دست‌آمده به‌وسیله الگوریتم مرکز جرم نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس عملکرد همگی قابل قبول هستند.

منحنی دررفت قاب‌های بهینه در شکل‌های (۵) و (۶) و همچنین منحنی‌های برازش‌شده با توابع نمایی و توانی در شکل‌های (۷) و (۸) نشان شده است. نتایج حاصل از تحلیل چرخه عمر و برازش منحنی با توابع نمایی و توانی با استفاده از نقاط  $0.99/9$ ،  $0.99/5$ ،  $0.90$ ،  $0.50$ ،  $0.10$  و  $0.2$  در جدول (۶) نشان داده شده است. با توجه به نمودار شکل (۶) که در قاب مهاربندی همگرا، عملکرد مهاربند کنترل‌کننده دررفت می‌باشد، در این نمودار به‌دلیل تسلیم مهاربند در طبقه اول دررفت در این طبقه بیش‌تر از سایر طبقات شده است.

و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مقاطع HSS استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف  $F_y=344.74$  MPa است. برای تعریف مشخصات مقاطع W پس از تسلیم، 3% سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به‌ترتیب، برای همه اعضای فولادی برابر  $200$  (GPa) و  $7850$  ( $\text{kg/m}^3$ ) می‌باشد. همچنین مقادیر بار مرده و زنده به‌ترتیب  $2500$  ( $\text{kg/m}$ ) و  $1000$  ( $\text{kg/m}$ ) است. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۵ متر فرض می‌شود. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌اور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه استفاده می‌شود.

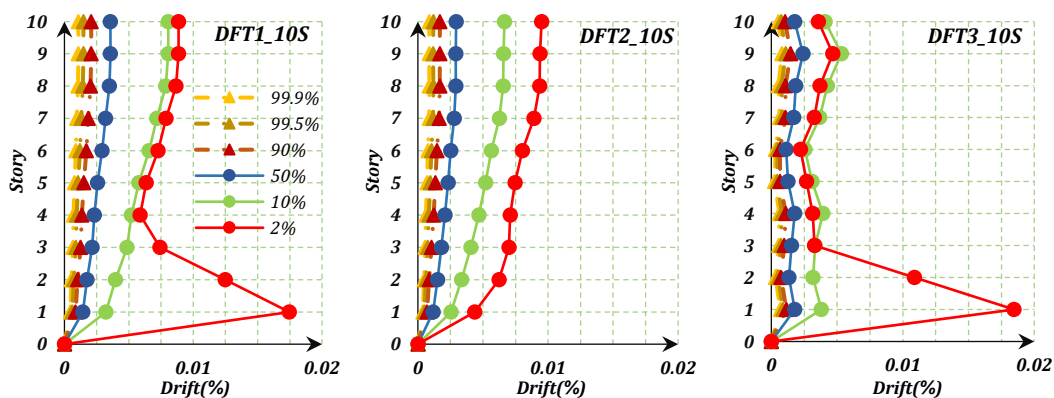
در جدول (۴) مقاطع مورد استفاده در فرآیند بهینه‌سازی در این مطالعه نشان داده شده است. در قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه، سازه‌های بهینه با دهانه مهاربندی در وسط با DFT1 تا DFT3 و سازه ۱۰ طبقه با دهانه‌های مهاربندی کناری با DOT1 تا DOT3 نام‌گذاری شده‌اند.

جدول ۴- لیست مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون و مهاربند [۱۷]

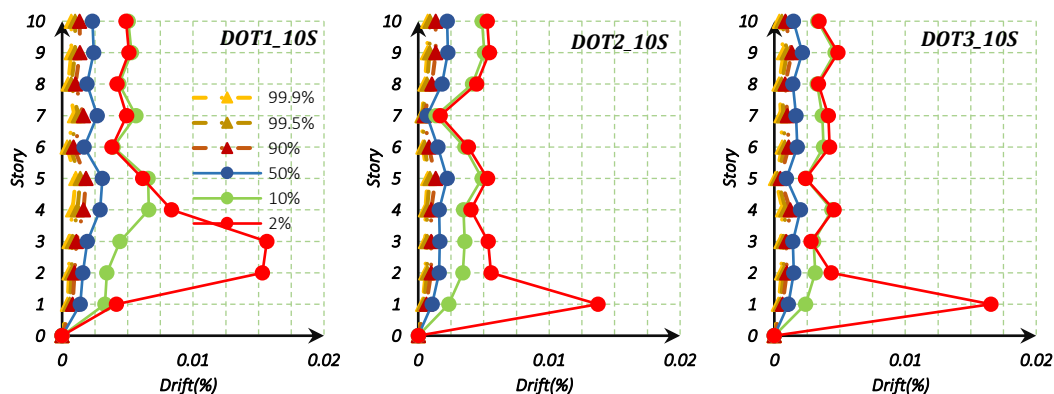
Columns			Beams			Braces					
1	W14×48	14	W14×283	1	W12×19	14	W21×57	1	HSS3×3×0.188	14	HSS6×6×0.500
2	W14×53	15	W14×311	2	W12×22	15	W24×55	2	HSS3×3×0.250	15	HSS6×6×0.625
3	W14×68	16	W14×342	3	W12×35	16	W21×68	3	HSS3×3×0.313	16	HSS8×8×0.500
4	W14×74	17	W14×370	4	W12×50	17	W24×62	4	HSS3×3×0.375	17	HSS7×7×0.625
5	W14×82	18	W14×398	5	W18×35	18	W24×76	5	HSS3-1/2×3-1/2×0.313	18	HSS8×8×0.625
6	W14×132	19	W14×426	6	W16×45	19	W24×84	6	HSS3-1/2×3-1/2×0.375	19	HSS9×9×0.625
7	W14×145	20	W14×455	7	W18×40	20	W27×94	7	HSS4×4×0.375	20	HSS10×10×0.625
8	W14×159	21	W14×500	8	W16×50	21	W27×102	8	HSS4-1/2×4-1/2×0.375	21	HSS10×10×0.750
9	W14×176	22	W14×550	9	W18×46	22	W27×114	9	HSS4×4×0.500	22	HSS12×12×0.750
10	W14×193	23	W14×605	10	W16×57	23	W30×108	10	HSS5×5×0.375	23	HSS14×14×0.875
11	W14×211	24	W14×665	11	W18×50	24	W30×116	11	HSS4-1/2×4-1/2×0.500		
12	W14×233	25	W14×730	12	W21×44			12	HSS6×6×0.375		
13	W14×257			13	W21×50			13	HSS5×5×0.500		

جدول ۵- حل‌های بهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه

Design variables	DFT1	DFT2	DFT3	DOT1	DOT2	DOT3
C1	1	10	6	6	6	7
C2	1	6	6	6	6	6
C3	1	5	3	3	2	1
C4	1	1	1	2	1	1
C5	1	1	1	1	1	1
C6	15	11	3	2	1	1
C7	13	7	1	2	1	1
C8	6	6	1	1	1	1
C9	3	1	1	1	1	1
C10	1	1	1	1	1	1
Br1	18	15	19	19	19	19
Br2	18	14	19	19	19	19
Br3	16	14	18	18	16	19
Br4	18	14	18	18	19	18
Br5	18	14	18	19	19	19
Br6	16	14	16	18	18	16
Br7	16	12	16	18	16	16
Br8	15	12	14	14	15	14
Br9	14	12	12	14	13	12
Br10	10	7	7	8	12	12
Bm1	3	3	3	3	3	3
Weight (Kg)	27603.7	27617	28140	38717.3	38889.6	38897.3
Period (s)	1.12	1.08	1.07	1.02	1.01	0.98



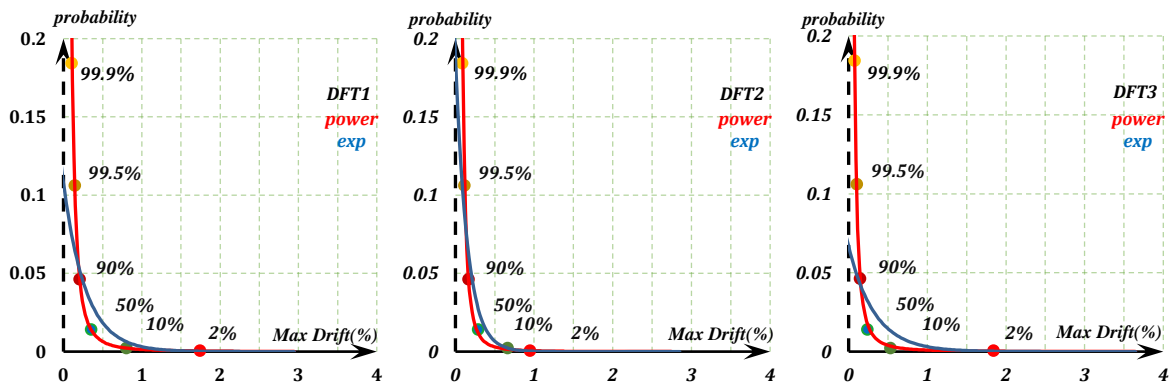
شکل ۵- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DFT1 و DFT2 و DFT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی



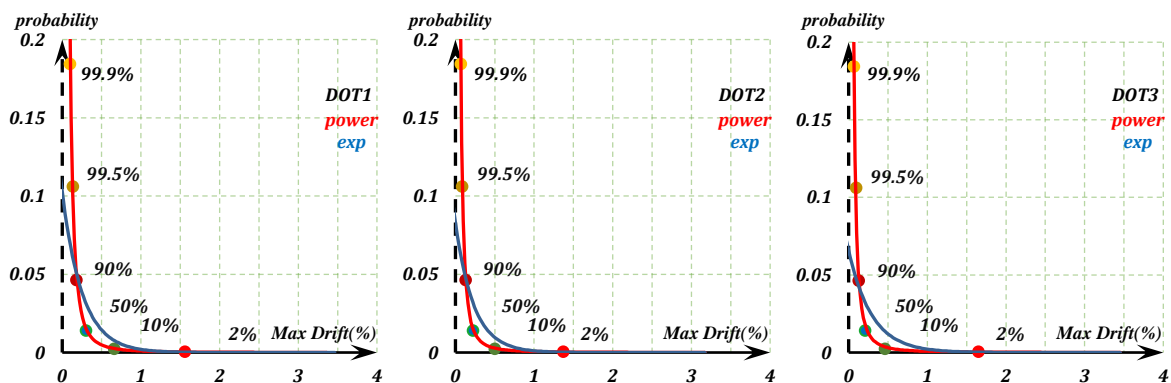
شکل ۶- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DOT1 و DOT2 و DOT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه‌های کناری مهاربندی

جدول ۶- حل‌های بهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه

Design variables	DFT1	DFT2	DFT3	DOT1	DOT2	DOT3
LCC (EXP)	85747.75	72215.14	31063.44	45990.73	30487.35	30446.52
LCC (POW)	152373.8	102760	30947.27	55630.16	30403.44	30160.13
Total Cost (EXP)	113350.75	99832.14	59203.44	84707.73	69377.35	69343.52
Total Cost (POW)	179976.8	130376.9	59087.27	94347.16	69297.44	69060.13



شکل ۷- نمودار برازش منحنی احتمال وقوع در برابر دررفت متناظر برای قاب‌های DFT1 و DFT2 و DFT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر سطوح خطر ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، و ۲٪ در ۵۰ سال



شکل ۸- نمودار برازش منحنی احتمال وقوع در برابر دررفت متناظر برای قاب‌های DOT1 و DOT2 و DOT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه کناری مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر سطوح خطر ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، و ۲٪ در ۵۰ سال

محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده و محاسبات عددی و کدها در زبان برنامه‌نویسی Matlab کدنویسی شده است. از نتایج مهم این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

در قاب‌های بهینه به دست آمده، موضوع غیرمنحصر به فرد بودن<sup>۱</sup> مشاهده شد؛ بدین صورت که قاب‌های بهینه طراحی شده با

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی هزینه چرخه عمر سازه‌های بهینه مهاربندی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، برای موقعیت‌های ثابت مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، بر اساس وزن بهینه‌سازی شده‌اند؛ سپس سازه‌های بهینه به دست آمده، تحت آنالیز چرخه عمر قرار گرفته و هزینه چرخه عمر و هزینه کل این قاب‌ها

<sup>۱</sup> non-uniqueness



وزن یکسان، هزینه چرخه عمر و هزینه کل متفاوتی دارند. بنابراین، مسئله غیرمنحصربه‌فرد بودن را می‌توان با مقایسه طرح‌های بهینه بر اساس هزینه چرخه عمر و یا هزینه کل به‌جای وزن طرح‌های بهینه، حل نمود. به پدیده‌ای دارای پارامترهای متفاوت ولی تابع هدف یکسان گفته می‌شود.

با توجه به نتایج، قاب DFT3 دارای کم‌ترین مقدار هزینه چرخه عمر و هزینه کل است؛ که نشان می‌دهد در نظرگیری دهانه بیش‌تر مهاربندی در طراحی، موجب ایجاد سازه‌هایی با هزینه چرخه عمر کم نمی‌شود.

با توجه به نتایج مشاهده گردید با افزایش وزن سازه، هزینه عمر کم‌تر حاصل نمی‌شود.

همچنین در ارزیابی هزینه چرخه عمر، مقادیر به‌دست‌آمده برای هزینه چرخه عمر از برازش منحنی با تابع توانی مقدار بیش‌تری از هزینه چرخه عمر از برازش منحنی با تابع نمایی را نشان می‌دهد.

- [16] Wen, Y.K., and Kang, Y.J. (2001), "Minimum building life-cycle cost design criteria", *Journal of Structural Engineering*, 127(3), pp.338-346.
- [17] Kaveh, A.A., and Nasrollahi, A. (2014), "Charged system search and particle swarm optimization hybridized for optimal design of engineering structure", *Scientia Iranica*, 21(2), pp.295-305.
- [18] Gholizadeh, S., and Milany, A. (2018), "An improved fireworks algorithm for discrete sizing optimization of steel skeletal structures", *Engineering Optimization*, 50(11), pp.1829-1849.
- [19] Moghaddam, H., and Hajirasouliha, I. (2005), "Fundamentals of optimum performance-based design for dynamic excitations", *Scientia Iranica*, Vol 12, No 4, pp.368, 38.
- [20] Gholizadeh, S. (2015), "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", *Advances in Engineering Software*, 81, pp.50-65.
- [21] Saadat, S., Camp, C.V., and Pezeshk, S. (2014), "Seismic performance-based design optimization considering direct economic loss and direct social loss", *Engineering Structures*, 76, pp.193-201.
- [22] Razavi, N., and Gholizadeh, S. (2021), "Seismic collapse safety analysis of performance-based optimally designed reinforced concrete frames considering life-cycle cost", *Journal of Building Engineering*, 44, p.103430.
- [23] Ghaderi, M., and Gholizadeh, S. (2021), "Mainshock-aftershock low-cycle fatigue damage evaluation of performance-based optimally designed steel moment frames", *Engineering Structures*, 237, p.112207.
- [24] Kaveh, A., Fahimi-Farzam, M., and Kalateh-Ahani, M. (2015), "Performance-based multi-objective optimal design of steel frame structures: nonlinear dynamic procedure", *Scientia Iranica*, 22(2), pp.373-387.
- [25] Jiang, L., Jiang, L., Hu, Y., Ye, J., and Zheng, H. (2020), "Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls", *Engineering Structures*, 211, p.110399.
- [26] Lagaros, N.D., and Magoula, E. (2013), "Life-cycle cost assessment of mid-rise and high-rise steel and steel-reinforced concrete composite minimum cost building designs", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(12), pp.954-974.
- [27] AISC-LRFD, (2001), *Manual of steel construction: load & resistance factor design*, 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [28] ASCE 341-13. (2013), "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [۲۹] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [1] FEMA P695A. (2009), "Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters", Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [2] Eiben, A.E. , Smith, J.E. (2003), "Introduction to Evolutionary Computing", Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [3] Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., and Meyarivan, T.A.M.T. (2002), "A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6(2), pp.182-197.
- [4] Coello, C.A.C., Pulido, G.T., and Lechuga, M.S. (2004), "Handling multiple objectives with particle swarm optimization", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 8(3), pp.256-279.
- [5] Zou, X.K., Chan, C.M., Li, G., and Wang, Q. (2007), "Multiobjective optimization for performance-based design of reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering*, 133(10), pp.1462-1474.
- [6] Bazeos, N. (2009), "Comparison of three seismic design methods for plane steel frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(3), pp.553-562.
- [7] Priestley, M.J.N. (1998), "Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 31(4), pp.246-259.
- [8] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp. 561-582.
- [9] Chan, C.M. (2001), "Optimal lateral stiffness design of tall buildings of mixed steel and concrete construction", *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(3), pp.155-177.
- [10] Alimoradi, A., Pezeshk, S., and Foley, C.M. (2007), "Probabilistic performance-based optimal design of steel moment-resisting frames", *Journal of Structural Engineering*, 133(6), pp.767-776.
- [11] FEMA-302. (1997), "Nehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [12] FEMA-350. (2000), "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [13] Gholizadeh, S., and Ebadijalal, M. (2018), "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", *Advances in Engineering Software*, 123, pp.77-92.
- [14] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999), "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(1), pp.79-104.
- [15] Mitropoulou, C.C., Lagaros, N.D., and Papadrakakis, M. (2010), "Building design based on energy dissipation: a critical assessment", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), pp.1375-1396.

