

Research Article

Influence of Material Strength on the Optimized Weight and Collapse Safety Margin of Special Steel Moment Frames using S235 and Alloy Steels

Ashkan KhodabandehLou^{1*}

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran



Citation: KhodabandehLou, A. (2026), "Influence of Material Strength on the Optimized Weight and Collapse Safety Margin of Special Steel Moment Frames using S235 and Alloy Steels", *Journal of Steel & Structures*, 20(53), pp.144-171. (in Persian)

doi <https://doi.org/10.22034/jss.2026.594733.1049>

Article info:

Article History:

Received: 15 May 2026

Revised: 31 August 2026

Accepted: 9 September 2026

Published: 23 September 2026

Keywords:

Special Steel Moment Frames
S235 Steel
Alloy Steel
Shape Memory Alloys (SMA)
Nonlinear Analysis

ABSTRACT

Background: This research aims to provide a comprehensive and comparative evaluation of the seismic performance of special steel moment frames designed using conventional S235 steel, and shape memory alloys (SMA). The necessity of this study lies in accurately identifying the influence of different mechanical properties of steels such as yield strength, stress-strain behavior, ductility, and energy absorption capacity on structural performance indicators under severe earthquakes.

Methods: In this study, numerical models of special steel moment frames were developed using nonlinear analysis software, and their behavior under seismic loading was investigated. To achieve a more accurate assessment, the seismic performance of the frames was evaluated using nonlinear analyses, including nonlinear static (pushover) analysis and nonlinear dynamic analysis. This analytical framework enabled a direct comparison of the structural behavior of the frames while accounting for differences in the mechanical properties of the steels used.

Results: The results indicate that the type of steel has a significant effect on the seismic response of special moment frames. Although the use of high-strength steels can increase the initial load-carrying capacity of the structure, this increase in strength does not necessarily lead to improved seismic performance. The findings reveal that shape memory alloys exhibit higher yield strength but lower ductility, despite having an initial elastic modulus similar to conventional steel. In contrast, S235 steel, due to its more favorable ductility and greater ability to dissipate seismic energy, demonstrates more stable and safer behavior in the inelastic range and can improve the overall seismic performance of the structure.

Conclusion: The results also show that shape memory alloys (SMA), owing to their deformation recovery capability and high energy absorption and dissipation capacity, have considerable potential to enhance the seismic performance of steel structures. The use of such materials can reduce residual deformations and improve the re-centering capability of structures after earthquakes, and thus can be proposed as a novel approach in the seismic design and retrofit of steel frames.

* Corresponding Author's E-mail: a.khodabandehlou@iau.ac.ir



Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Introduction

Special Moment-Resisting Steel Frames (SMRSFs) are widely used in high-seismicity regions due to their ductility, energy dissipation, and inelastic deformation capacity. Under performance-based seismic design, these systems must undergo severe earthquakes by dissipating seismic energy through plastic deformation without experiencing global instability or brittle failure. While conventional S235 steel is widely utilized for its stable inelastic behavior and high ductility, high-strength alloy steels have recently gained attention to reduce member sizes and increase load capacity. However, the higher yield strength of alloy steels often comes at the expense of ductility, potentially leading to localized plastic deformation, elevated structural demands, and reduced energy dissipation. Accurately evaluating these systems requires nonlinear analysis to capture structural behavior from the elastic range up to collapse. Nonlinear static (pushover) analysis is used to assess capacity curves, plastic hinge distribution, and drift controls, while Incremental Dynamic Analysis (IDA) evaluates collapse capacity under scaled ground motions. Accordingly, this study systematically compares the seismic performance of SMRSFs designed with S235 versus high-strength alloy steels. The evaluation focuses on the influence of steel type on structural weight, stiffness, ductility, energy dissipation, drift, collapse capacity, and the adjusted collapse margin ratio (ACMR).

Methods

This study evaluates 5-story and 10-story special steel moment frames designed with either conventional S235 structural steel or high-strength alloy steel. Numerical modeling and nonlinear analyses are conducted in OpenSees, while design checks, data processing, and performance-based constraints are managed in MATLAB. In the design phase, the frames are designed according to AISC-LRFD criteria, evaluating member capacities under combined axial, bending, and shear demands. The optimization process also incorporates geometric compatibility constraints at beam-

to-column connections, ensuring stable column transitions and appropriate beam-to-column flange width ratios. Performance-based seismic evaluation is performed via nonlinear static (pushover) analysis using a first-mode lateral load pattern. The analysis targets displacement levels corresponding to Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP) performance levels, calculated using the ASCE 41-13 displacement coefficient method. To determine collapse capacity, Incremental Dynamic Analysis (IDA) is conducted under a suite of scaled ground motions. Global collapse is defined by a 10% maximum inter-story drift limit, the IDA curve slope falling below 20% of its initial elastic slope, or numerical non-convergence. Finally, seismic safety is verified per FEMA P695 by converting the Collapse Margin Ratio (CMR) to the Adjusted Collapse Margin Ratio (ACMR) using Spectral Shape Factors (SSF) and comparing it against code acceptance limits.

Results

Design optimization results show that using high-strength alloy steel does not reduce structural weight. For the 5-story frames, S235 designs (12.335 to 12.936 units) were lighter than alloy steel designs (12.892 to 13.418 units). Similarly, in 10-story frames, S235 designs weighed between 43.509 and 44.125 units, compared to 45.257 to 45.737 units for alloy steel, proving S235 is more economical. All frames satisfied performance-based design limits, inter-story drift controls, strong-column/weak-beam criteria, and member strength interactions. Pushover analysis confirmed that both frame types safely accommodated inelastic deformations at target displacement levels, though lateral displacement profiles were highly influenced by the steel type and resulting section sizes.

Incremental Dynamic Analysis (IDA) verified that all configurations met FEMA P695 collapse safety margins, but high-strength steel did not improve performance. In 5-story frames, S235 designs achieved higher Adjusted Collapse Margin Ratios (ACMR of 3.56 to 3.87) than alloy steel designs (ACMR of 3.35 to 3.38). Likewise, in 10-story frames, S235 consistently showed higher safety

margins (ACMR of 2.92 to 2.95) compared to alloy steel (ACMR of 2.84 to 2.85). The superior seismic performance of S235 steel is attributed to its high material ductility and stable energy dissipation, promoting uniform plastic deformation. Conversely, while high-strength steels increase member stiffness, their lower ductility can cause localized damage concentration and premature instability. Therefore, material selection must balance strength, ductility, stiffness, and energy dissipation.

Conclusion

In this study, the seismic performance of 5-story and 10-story special steel moment frames designed with S235 steel and high-strength alloy steel was evaluated using nonlinear analyses. Numerical modeling was conducted in OpenSees, and the seismic response of the frames was investigated via nonlinear static (pushover) and incremental dynamic analyses. The collapse capacity and the adjusted collapse margin ratio (ACMR) were subsequently evaluated using the FEMA P695 methodology. The main conclusions of this research can be summarized as follows:

- The application of high-strength alloy steel does not necessarily reduce the weight and initial cost of steel moment frames. In both the 5-story and 10-story structures, the frames designed with S235 steel exhibited lower optimal weights than the corresponding alloy steel designs.
- All examined frames, designed with either S235 or alloy steel, satisfied the seismic acceptance criteria of FEMA P695 and exhibited acceptable collapse safety margins.
- A comparison of the ACMR values revealed that the frames designed with S235 steel in most cases possessed higher collapse safety margins than the frames designed with high-strength alloy steel.
- Increasing the yield strength of the steel alone does not guarantee improved seismic performance, as the inelastic response of the structure depends on parameters such as ductility, energy dissipation capacity, stiffness distribution, plastic hinge sequence, and member stability.
- S235 steel, due to its appropriate ductility and stable hysteretic behavior in the inelastic range, represents an economical and reliable option for achieving the target seismic safety in special steel moment frames.

- The findings of this study suggest that in the optimization of special moment frames, material selection should be conducted by simultaneously evaluating economic and performance-based indicators. Therefore, the use of high-strength steels without considering their ductile behavior and energy dissipation capacity may not lead to a noticeable improvement in seismic performance.

Overall, the findings of this research confirm that S235 steel in special steel moment frames can provide a highly satisfactory and economical performance while fully meeting design codes and seismic acceptance criteria. Consequently, utilizing this type of steel in seismically active regions, particularly where ductility and collapse safety are of primary concern, represents a technically and economically justifiable strategy.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

The authors declare that no generative AI or AI-assisted technologies were used in the writing, editing, or preparation of this manuscript. All parts of this paper, including conceptualization, data analysis, drafting of the text, and scientific revisions, were performed exclusively by the authors. The authors take full responsibility for the content and accuracy of the information presented herein.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors avoided data fabrication, falsification, and plagiarism, and any form of misconduct.

Funding

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Author's contributions

The author confirms sole responsibility for the conceptualization, structural modeling, data analysis, and the preparation of the entire manuscript.

Conflicts of interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper. There is no conflict of interest associated with the publication of this manuscript.

Acknowledgements

The author received no financial support for the research, authorship, and/or publication of this article. No specific grants from any funding agency in the public, commercial, or not-for-profit sectors were provided for this research.

مقاله پژوهشی

بررسی تأثیر مقاومت مصالح بر وزن بهینه و حاشیه ایمنی فروریزش قاب‌های خمشی ویژه ساخته شده با فولادهای S235 و آلیاژی

اشکان خدابنده‌لو*

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران



Citation: KhodabandehLou, A. (2026), "Influence of Material Strength on the Optimized Weight and Collapse Safety Margin of Special Steel Moment Frames using S235 and Alloy Steels", *Journal of Steel & Structures*, 20(53), pp.144-171. (in Persian)

doi <https://doi.org/10.22034/jss.2026.594733.1049>

چکیده

زمینه پژوهش: این پژوهش با هدف ارزیابی جامع و مقایسه‌ای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی طراحی شده با فولاد معمولی S235، و فولادهای حافظه‌دار (SMA) انجام شده است. ضرورت این مطالعه در شناخت دقیق تأثیر ویژگی‌های مکانیکی مختلف فولادها، از جمله مقاومت تسلیم، رفتار تنش-کرنش، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی، بر شاخص‌های عملکردی سازه در برابر زلزله‌های شدید نهفته است.

روش پژوهش: در این مطالعه، مدل‌های عددی قاب‌های خمشی ویژه فولادی با استفاده از نرم‌افزارهای تحلیلی غیرخطی ایجاد شدند و رفتار آنها تحت اثر بارگذاری‌های لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. به منظور دستیابی به ارزیابی دقیق‌تر، عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی شامل تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) و تحلیل دینامیکی ارزیابی شد. این چارچوب تحلیلی، امکان مقایسه مستقیم رفتار سازه‌های قاب‌ها را با در نظر گرفتن تفاوت در خصوصیات مکانیکی فولادهای مورد استفاده، فراهم ساخت.

یافته‌ها: نتایج حاصل نشان داد که نوع فولاد مصرفی، تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه دارد. به گونه‌ای که استفاده از فولادهای حافظه‌دار شکلی بالا، اگرچه می‌تواند ظرفیت باربری اولیه سازه را افزایش دهد، اما این افزایش مقاومت، الزاماً به بهبود عملکرد لرزه‌ای منجر نمی‌شود. یافته‌ها بیانگر آن است که فولادهای حافظه‌دار شکلی، علی‌رغم مدول الاستیسیته مشابه با فولادهای معمولی، دارای مقاومت تسلیم بالاتر اما ظرفیت شکل‌پذیری کم‌تری هستند. در مقابل، فولاد S235 به دلیل شکل‌پذیری مناسب‌تر و قابلیت بیش‌تر در استهلاک انرژی لرزه‌ای، رفتار پایدارتر و ایمن‌تری در محدوده غیرالاستیک از خود نشان می‌دهد و می‌تواند موجب بهبود عملکرد لرزه‌ای کلی سازه شود.

نتیجه‌گیری: نتایج نشان داد که فولادهای حافظه‌دار به دلیل برخورداری از قابلیت بازیابی تغییر شکل و ظرفیت بالای جذب و اتلاف انرژی، از ظرفیت قابل توجهی برای ارتقای عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی برخوردار هستند. استفاده از این نوع مصالح می‌تواند با کاهش تغییر شکل‌های ماندگار و بهبود بازگشت‌پذیری سازه پس از زلزله، به عنوان رویکردی نوین در طراحی و بهسازی لرزه‌ای قاب‌های فولادی مطرح شود.

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:

تاریخ دریافت: ۲۵ اردیبهشت ماه ۱۴۰۵

تاریخ بازنگری: ۹ شهریور ماه ۱۴۰۵

تاریخ پذیرش: ۱۸ شهریور ماه ۱۴۰۵

تاریخ انتشار: ۱ مهر ماه ۱۴۰۵

واژگان کلیدی:

قاب خمشی ویژه فولادی

فولاد S235

فولاد آلیاژی

آلیاژهای حافظه‌دار (SMA)

تحلیل غیرخطی

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: a.khodabandehlou@iau.ac.ir

حقوق نشر این مقاله برای نویسنده (گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه‌های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می‌باشد. برای اطلاعات بیش‌تر، لطفاً به وبسایت

مربوطه مراجعه فرمایید. <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>



زمین‌لرزه، یکی از مهم‌ترین مخاطرات طبیعی است که می‌تواند خسارات جانی و مالی گسترده‌ای به سازه‌ها وارد کند. از این‌رو، طراحی سازه‌ها به گونه‌ای که بتوانند در برابر بارهای لرزه‌ای مقاومت مناسبی از خود نشان دهند، همواره یکی از اهداف اصلی مهندسی سازه بوده است. با توجه به ماهیت تصادفی و غیرقابل پیش‌بینی زمین‌لرزه‌ها، تعیین دقیق نیروهای وارد بر سازه با عدم قطعیت‌های قابل توجهی همراه است. اگر طراحی سازه‌ها به گونه‌ای انجام شود که در هنگام وقوع زلزله در محدوده رفتار کاملاً الاستیک باقی بمانند، لازم است ظرفیت مقاومتی اعضای سازه‌ای به میزان قابل توجهی افزایش یابد که این امر منجر به افزایش وزن و هزینه ساخت سازه خواهد شد. به همین دلیل، در آیین‌نامه‌های نوین طراحی لرزه‌ای، اجازه داده می‌شود که سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های شدید وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شوند و بخشی از انرژی لرزه‌ای را از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک مستهلک نمایند [۱-۳].

در طراحی لرزه‌ای مدرن، استفاده از سیستم‌های سازه‌ای شکل‌پذیر که قادر به جذب و استهلاک انرژی لرزه‌ای باشند، اهمیت ویژه‌ای دارد. یکی از متداول‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در سازه‌های فولادی، قاب‌های خمشی ویژه فولادی (SMRF)^۱ است. در این سیستم‌ها، اتصالات تیر به ستون به گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند دوران‌های پلاستیک قابل توجهی را تحمل کنند و از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک تیرها، انرژی ناشی از زلزله را مستهلک نمایند. این ویژگی موجب می‌شود قاب‌های خمشی ویژه از شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالایی برخوردار باشند و عملکرد مناسبی در برابر زمین‌لرزه‌های شدید از خود نشان دهند [۴ و ۵].

عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی به عوامل متعددی از جمله هندسه سازه، نوع سیستم باربر جانبی، جزئیات اتصالات و به ویژه ویژگی‌های مکانیکی فولاد مورد استفاده وابسته است. مشخصاتی مانند مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی، سختی اولیه، شکل‌پذیری و رفتار تنش-کرنش فولاد می‌توانند تأثیر قابل توجهی بر رفتار غیرخطی سازه و نحوه توزیع تغییرشکل‌های پلاستیک در اعضا داشته باشند. در بسیاری از سازه‌های فولادی متداول، از فولادهای ساختمانی معمولی مانند S235 استفاده می‌شود که به دلیل شکل‌پذیری مناسب و رفتار پایدار در ناحیه غیرخطی، عملکرد مطلوبی در طراحی لرزه‌ای دارند. در سال‌های اخیر، با

پیشرفت فناوری تولید فولاد، استفاده از فولادهای آلیاژی حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی، مورد توجه قرار گرفته است. این فولادها معمولاً دارای مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی بیش‌تری نسبت به فولادهای معمولی هستند و می‌توانند موجب کاهش ابعاد مقاطع و وزن سازه شوند. با این حال، افزایش مقاومت فولاد، لزوماً به معنای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه نیست. در بسیاری از موارد، فولادهای حافظه‌دار شکلی دارای شکل‌پذیری کم‌تری نسبت به فولادهای معمولی هستند و این موضوع می‌تواند منجر به تمرکز تغییرشکل‌ها و افزایش احتمال شکست ترد در اعضای سازه‌ای شود [۶-۸].

از دیدگاه طراحی لرزه‌ای، شکل‌پذیری یکی از مهم‌ترین پارامترهایی است که رفتار سازه را در محدوده غیرخطی کنترل می‌کند. سازه‌هایی که از شکل‌پذیری بالاتری برخوردار هستند می‌توانند انرژی لرزه‌ای بیش‌تری را از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک جذب کنند و احتمال فروپاشی در آن‌ها کاهش می‌یابد. به همین دلیل، در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، تأکید ویژه‌ای بر استفاده از مصالحی با شکل‌پذیری مناسب شده است. در قاب‌های خمشی ویژه فولادی، انتظار می‌رود مفاصل پلاستیک عمدتاً در تیرها تشکیل شوند و ستون‌ها در محدوده الاستیک باقی بمانند تا از ایجاد مکانیزم‌های نامطلوب خرابی جلوگیری شود.

برای ارزیابی دقیق عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی ضروری است. این روش‌ها امکان بررسی رفتار واقعی سازه پس از تسلیم اعضا را فراهم می‌کنند و می‌توانند اطلاعات ارزشمندی در مورد ظرفیت تغییرشکل، توزیع مفاصل پلاستیک و مکانیزم‌های خرابی ارائه دهند. یکی از روش‌های متداول در این زمینه، تحلیل استاتیکی غیرخطی^۲ است که در آن سازه تحت بارهای جانبی افزایشی قرار می‌گیرد تا زمانی که به نقطه ناپایداری برسد. منحنی ظرفیت حاصل از این تحلیل می‌تواند برای تخمین سطح عملکرد سازه در برابر زلزله‌های مختلف مورد استفاده قرار گیرد [۹ و ۱۰].

با وجود کاربرد گسترده تحلیل پوش‌آور، این روش در برخی موارد قادر به در نظر گرفتن اثرات پیچیده دینامیکی و تأثیر مودهای ارتعاشی بالاتر نیست. به همین دلیل، استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان یکی از دقیق‌ترین روش‌های ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است. در این روش، سازه تحت رکوردهای واقعی زمین‌لرزه قرار می‌گیرد و پاسخ آن در طول زمان محاسبه می‌شود. این نوع تحلیل می‌تواند رفتار واقعی

² Pushover Analysis

¹ Special Moment Resisting Frames

سازه در شرایط زلزله را با دقت بیشتری شبیه‌سازی کند و اطلاعات دقیق‌تری درباره ظرفیت لرزه‌ای سازه ارائه دهد [۱۱ و ۱۲].

در مطالعات اخیر، پژوهشگران متعددی به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی و تأثیر ویژگی‌های مصالح بر رفتار سازه پرداخته‌اند. نتایج این تحقیقات نشان می‌دهد که تغییر در مشخصات مکانیکی فولاد می‌تواند تأثیر قابل‌توجهی بر سختی اولیه، ظرفیت تغییرشکل، میزان جذب انرژی و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های خمشی داشته باشد. در برخی مطالعات، استفاده از فولادهای حافظه‌دار شکلی منجر به کاهش وزن سازه شده است، اما در عین حال کاهش شکل‌پذیری و افزایش احتمال تمرکز تنش در برخی اعضا نیز گزارش شده است [۱۳-۱۵]. با وجود تحقیقات انجام‌شده در زمینه رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، هنوز بررسی‌های محدودی در خصوص مقایسه مستقیم عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه، طراحی‌شده با فولادهای آلیاژی و فولاد ساختمانی معمولی S235، انجام شده است. بسیاری از مطالعات موجود بیش‌تر بر رفتار کلی سیستم‌های سازه‌ای یا بهینه‌سازی مقاطع تمرکز داشته‌اند و تأثیر تفاوت‌های رفتار تنش-کرنش این دو نوع فولاد بر پاسخ غیرخطی سازه به‌طور جامع مورد بررسی قرار نگرفته است. درحالی‌که شناخت دقیق این تفاوت‌ها می‌تواند نقش مهمی در انتخاب مصالح مناسب برای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله داشته باشد. با توجه به مطالب بیان‌شده، اگرچه مطالعات متعددی در زمینه ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی انجام شده است، اما بررسی تأثیر نوع فولاد مورد استفاده به‌ویژه مقایسه بین فولاد ساختمانی معمولی S235 و فولادهای آلیاژی حافظه‌دار شکلی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه هنوز به‌طور کامل مورد مطالعه قرار نگرفته است. به‌طور خاص، تفاوت در ویژگی‌های مکانیکی این فولادها می‌تواند بر پارامترهایی مانند سختی اولیه سازه، ظرفیت شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی و نحوه گسترش مفاصل پلاستیک در اعضا تأثیر بگذارد. از این‌رو، انجام مطالعات تحلیلی برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه طراحی‌شده با این دو نوع فولاد می‌تواند به درک بهتر تأثیر نوع مصالح بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها کمک نماید. بر این اساس، هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی طراحی‌شده با فولاد آلیاژی و فولاد S235 با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی است.

با وجود گسترش مطالعات مربوط به رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی در دهه‌های اخیر، بخش قابل‌توجهی از این تحقیقات عمدتاً بر بهبود جزئیات لرزه‌ای، ارزیابی رفتار کلی سیستم، توسعه روش‌های طراحی، یا بهینه‌سازی ابعاد و مقاطع اعضا متمرکز بوده‌اند. در این میان، هرچند استفاده از فولادهای آلیاژی به‌دلیل مزایایی نظیر افزایش مقاومت تسلیم و نهایی، کاهش ابعاد مقاطع، کاهش وزن سازه و بهبود برخی شاخص‌های اقتصادی و اجرایی مورد توجه قرار گرفته است؛ اما تأثیر این نوع فولادها بر عملکرد لرزه‌ای کلی قاب‌های خمشی ویژه هنوز به‌صورت جامع و نظام‌مند روشن نشده است. این موضوع از آن جهت حائز اهمیت است که افزایش مقاومت مصالح لزوماً به معنای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه نیست؛ زیرا در طراحی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر شکل‌پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی، نحوه توزیع غیرخطی تغییرشکل‌ها، توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و ظرفیت پایداری در برابر فروریزش، نقشی تعیین‌کننده‌تر از صرف افزایش مقاومت اولیه اعضا ایفا می‌کنند. از این‌رو، ممکن است استفاده از فولادهای آلیاژی با وجود افزایش ظرفیت باربری و سختی اولیه، هم‌زمان موجب تغییر در الگوی پاسخ غیرالاستیک سازه، کاهش شکل‌پذیری مؤثر، تمرکز تقاضاهای غیرخطی در برخی ترازها، یا تغییر در ظرفیت جذب و استهلاک انرژی شود؛ موضوعی که در قاب‌های خمشی ویژه، به‌عنوان یکی از سیستم‌های اصلی باربر جانبی در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

از سوی دیگر، بررسی دقیق این تفاوت‌ها تنها با اتکا به تحلیل‌های خطی یا شاخص‌های مقاومتی اولیه کافی نیست و لازم است رفتار سازه در سطوح مختلف شدت زلزله، از محدوده بهره‌برداری تا ناحیه نزدیک به فروریزش، با استفاده از ابزارهای تحلیل غیرخطی ارزیابی شود. در همین راستا، تحلیل پوش‌آور می‌تواند درک مناسبی از توزیع ظرفیت، سختی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه ارائه دهد، اما برای ارزیابی واقع‌بینانه‌تر پاسخ لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش، استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشنده (IDA)^۱ ضروری است؛ زیرا این روش قادر است پاسخ سازه را تحت مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله واقعی و در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای بررسی کرده و تصویری دقیق‌تر از حاشیه ایمنی و رفتار نزدیک به ناپایداری ارائه نماید. با وجود این، در مطالعات پیشین، مقایسه مستقیم و متمرکز میان قاب‌های خمشی ویژه فولادی طراحی‌شده با فولاد ساختمانی متداول S235 و

^۱ Incremental Dynamic Analysis

خاصی نظیر تغییر در شکل‌پذیری و توزیع تقاضاهای غیرخطی را به‌همراه دارد که در مطالعات جامع شی^۴ و همکاران، مورد بررسی قرار گرفته است.

تحقیقات اخیر وانگ^۵ و همکاران و لی^۶ و همکاران نیز با تمرکز بر رفتار لرزه‌ای و ارزیابی فروریزش قاب‌های خمشی ساخته شده با فولادهای پرمقاومت، نشان داده‌اند اگرچه این فولادها منجر به کاهش وزن سازه می‌شوند، اما نیازمند بازنگری در معیارهای پذیرش و کنترل تمرکز آسیب هستند. پژوهش حاضر با الهام از این چارچوب‌های متدولوژیک و با هدف پرنمودن شکاف‌های دانشی موجود، به ارزیابی مقایسه‌ای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی متعارف (S235) و قاب‌های بهینه‌سازی شده با فولادهای آلیاژی می‌پردازد [۱۸-۲۳].

در سال‌های اخیر، مطالعات گسترده‌ای بر روی ارزیابی حاشیه ایمنی فروریزش و بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی ویژه تحت زلزله‌های شدید تمرکز یافته‌اند. در این راستا، بهره‌گیری از چارچوب ارزیابی احتمالاتی FEMA P695 در تلفیق با الگوریتم‌های بهینه‌سازی سازه‌ای، به‌عنوان یک رویه استاندارد جهت تعیین حاشیه ایمنی فروریزش قاب‌های فولادی تثبیت شده است. از سوی دیگر، طراحی اعضای این قاب‌ها طبق الزامات ضرایب بار و مقاومت بر اساس مشخصات AISC 360-22 و ضوابط لرزه‌ای AISC 341-16 صورت می‌پذیرد تا عملکرد مناسب در محدوده غیرخطی تضمین شود. پژوهش‌های اخیر در حوزه تحلیل فروریزش و بهینه‌سازی سازه‌ای (نظیر مطالعات انجام شده در سال‌های ۲۰۲۱ تا ۲۰۲۴ در زمینه قاب‌های فولادی پیشرفته و مصالح با رفتار نوین) نشان می‌دهند که کنترل تغییر مکان‌های نسبی و بهبود ضریب تعدیل حاشیه فروریزش، مستلزم لحاظ دقیق معیارهای تسلیم مصالح و رفتار هیسترتیک مفاصل پلاستیک در قالب تحلیل‌های دینامیکی فزاینده است.

اگرچه بهره‌گیری از فولادهای حافظه‌دار شکلی به‌عنوان راهکاری مؤثر در کاهش مقاطع سازه‌ای و وزن کلی اسکلت مطرح است، اما رفتار غیرخطی و حاشیه ایمنی فروریزش این قبیل سازه‌ها زمانی که تحت الگوریتم‌های بهینه‌سازی حداقل وزن قرار می‌گیرند، با ابهامات جدی روبه‌رو است. کاهش ابعاد مقاطع در

قاب‌های مشابه طراحی شده با فولاد آلیاژی پرمقاومت، به‌ویژه از منظر شاخص‌های مهمی از جمله سختی اولیه، شکل‌پذیری، دررفت بین‌طبقه‌ای، ظرفیت اتلاف انرژی، الگوی گسترش مفاصل پلاستیک، ظرفیت فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده، کمتر مورد بررسی دقیق قرار گرفته است.

بر این اساس، هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی و مقایسه جامع عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی طراحی شده با فولاد S235 و فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی است تا مشخص شود تغییر نوع فولاد، علاوه بر اثرگذاری بر وزن و مقاومت سازه، چه تأثیری بر پاسخ غیرخطی و ایمنی لرزه‌ای آن در سطوح مختلف بارگذاری دارد. برای دستیابی به این هدف، قاب‌های مورد مطالعه با در نظر گرفتن الزامات طراحی لرزه‌ای، مدل‌سازی شده و رفتار آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی در محیط نرم‌افزار OpenSees مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این مطالعه، از تحلیل پوش‌آور برای بررسی ظرفیت کلی و روند رفتار غیرخطی سازه و از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای ارزیابی دقیق‌تر ظرفیت فروریزش و تعیین شاخص‌های عملکردی استفاده شده است. در نهایت، اثر نوع فولاد بر پارامترهایی نظیر وزن سازه، سختی اولیه، میزان شکل‌پذیری، ظرفیت جذب و اتلاف انرژی، دررفت طبقات، ظرفیت فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده (ACMR) بر مبنای دستورالعمل FEMA P695 به‌صورت نظام‌مند بررسی و مقایسه می‌شود [۱۶ و ۱۷].

ارزیابی دقیق ایمنی لرزه‌ای و پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی، نیازمند چارچوب‌های محاسباتی مستحکم و مبتنی بر احتمالات است. در این راستا، دستورالعمل FEMA P695، به‌عنوان استاندارد مرجع برای تعیین فاکتورهای عملکرد لرزه‌ای شناخته می‌شود و پژوهش‌های متأخری نظیر الکادی^۱ و لیگنوس^۲ و چندرامون^۳ و همکاران با به‌کارگیری این متدولوژی، ضمن تحلیل اثرات طول مدت زلزله، ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی را با دقت بالایی کالیبره کرده‌اند. هم‌زمان، به‌دلیل مزایای وزنی و اقتصادی فولادهای حافظه‌دار شکلی، گرایش به استفاده از این مصالح در سیستم‌های باربر جانبی افزایش یافته است؛ با این حال استفاده از این مصالح، چالش‌های

⁴ Shi

⁵ Wang

⁶ Li

¹ Elkady

² Lignos

³ Chandramohan

فولادهای حافظه‌دار شکلی به دلیل ثابت ماندن مدول یانگ ($E \approx 200 \text{ GPa}$)، سختی جانبی سازه را نسبت به مقاومت آن به شدت کاهش داده و آسیب پذیری قاب را در برابر پدیده‌های ناپایداری هندسی نظیر اثرات $P-\Delta$ دوچندان می‌سازد. بخش عمده‌ای از ادبیات فنی موجود، ارزیابی فروریزش بر مبنای FEMA P695 را بر روی قاب‌های طراحی شده با مقاطع متداول و بدون اعمال فرآیند بهینه‌سازی حداقل وزن انجام داده‌اند؛ بنابراین، چگونگی اثر متقابل سبک‌سازی مقاطع با کاهش شکل‌پذیری چرخه‌ای فولادهای حافظه‌دار شکلی بر نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده و ارزیابی کمی این تضاد رفتاری، شکاف اصلی پژوهش حاضر را تشکیل می‌دهد که در این مطالعه به صورت جامع مورد واکاوی قرار گرفته است.

۲- روش تحقیق

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی با ارتفاع‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های فولادی با ۵ و ۱۰ طبقه طراحی و مورد مطالعه قرار گرفتند. در طراحی این قاب‌ها از دو نوع مصالح شامل فولاد ساختمانی معمولی S235 و فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی استفاده شده است تا تأثیر نوع فولاد بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه ارزیابی شود. فرآیند مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها به صورت غیرخطی و با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. به منظور اعتبارسنجی مدل اجزای محدود در نرم‌افزار OpenSees، نمونه اتصال تیر به ستون آزمایشگاهی SAC-PN1 برگرفته از مطالعات تجربی پوپوف^۱ و همکاران و FEMA-355D، با استفاده از مدل رفتاری منوگوتو-پینتو^۲ (Steel02)، شبیه‌سازی شد. برای اعضای تیر و ستون از المان‌های غیرخطی (NonLinearBeamColumn) با رویکرد پلاستیسیته توزیع یافته و پنج نقطه انتگرال‌گیری استفاده شد. مقطع با فایبرهای غیرخطی معادل‌سازی شده و رفتار مصالح فولادی با مدل Steel02 همراه با پارامترهای کالیبره شده ($cR_1=0.925$, $cR_2=0.15$, $R_0=18.0$) و $b=0.015$ تعریف شد [۲۴-۲۶].

در این پژوهش، به منظور بررسی اثر نوع فولاد بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، دو گروه مصالح شامل فولاد ساختمانی متداول S235 و یک فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی (Alloy Steel) در طراحی و تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفتند. انتخاب این دو گروه فولادی با هدف مقایسه هم‌زمان اثر

افزایش مقاومت تسلیم و تغییرات شکل‌پذیری بر رفتار غیرخطی، توالی تشکیل مفاصل پلاستیک، ظرفیت اتلاف انرژی و ایمنی فروریزش انجام شد. فولاد S235 به دلیل کاربرد گسترده در ساخت‌وساز، رفتار شکل‌پذیر، پایداری مناسب در ناحیه غیرارتجاعی و عملکرد مطلوب تحت بارگذاری چرخه‌ای، به عنوان مبنای مقایسه در نظر گرفته شد. در مقابل، فولاد آلیاژی به دلیل مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی بالاتر، ظرفیت بیش‌تری برای کاهش ابعاد مقاطع و افزایش سختی اولیه فراهم می‌کند؛ اما این افزایش مقاومت لزوماً به بهبود عملکرد لرزه‌ای منجر نمی‌شود؛ زیرا کاهش نسبی شکل‌پذیری و تمرکز آسیب در برخی اعضا می‌تواند بر نحوه توزیع تغییرشکل‌های غیرالاستیک و میزان اتلاف انرژی اثرگذار باشد.

مشخصات مکانیکی و پارامترهای رفتاری مصالح مورد استفاده در این پژوهش مورد بازبینی کامل قرار گرفتند. برای مقاطع فولادی معمولی رده S235، تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال، مقاومت کششی نهایی ۳۶۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال و نسبت سخت‌شوندگی کرنش ۱ درصد منظور شده است.

برای شبیه‌سازی دقیق رفتار چرخه‌ای و غیرخطی مصالح، مدل عددی قاب‌ها در نرم‌افزار OpenSees توسعه داده شد. رفتار رفت و برگشتی فولاد با استفاده از مدل مصالح تک‌محوره Steel02 شبیه‌سازی شد. این مدل که بر پایه رابطه تحلیلی جوفره-منگوتو-پینتو (Giuffrè-Menegotto-Pinto) توسعه یافته است، برای مدل‌سازی رفتار فولاد تحت بارگذاری‌های متناوب لرزه‌ای بسیار کارآمد بوده و به خوبی اثر باوشینگر^۳ و افت سختی در چرخه‌های متوالی را شبیه‌سازی می‌کند. پارامترهای کنترل‌کننده انتقال از رفتار الاستیک به پلاستیک در این مدل (R_0 , r_1 و r_2) به همراه ضریب سخت‌شوندگی پس از تسلیم (b) بر اساس مشخصات مکانیکی فولادهای S235 و آلیاژی تنظیم شدند. با اعمال مستقیم تفاوت مقاومت تسلیم (f_y)، مقاومت نهایی (f_u) و تغییرشکل‌های پلاستیک این دو نوع فولاد در مدل Steel02، شبیه‌سازی دقیق چرخه‌های هیستریزس، روند تشکیل مفاصل پلاستیک، میرایی هیستریک و ظرفیت نهایی فروریزش قاب‌ها میسر شد.

به منظور شبیه‌سازی دقیق رفتار غیرخطی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی و در نظر گرفتن رفتار سوپرالاستیک در دمای محیط، از مدل رفتاری خودمرکزگرا (Self-Centering) با حلقه پسماند

³ Bauschinger Effect

¹ Popov

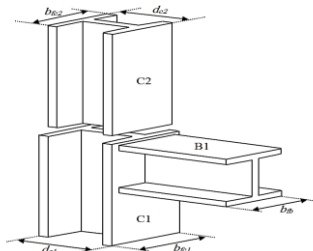
² Menegotto-Pinto

درجه سانتی گراد) رفتار سوپرا الاستیک کامل با قابلیت بازیابی تغییر شکل را فراهم می آورد.

در مرحله نخست، قاب‌های مورد مطالعه بر اساس ضوابط طراحی آیین‌نامه طراحی اعضا بر مبنای روش ضرایب بار و مقاومت AISC (LRFD) طراحی شدند و تمامی کنترل‌های مقاومتی اعضای سازه‌ای شامل ظرفیت خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها مطابق الزامات این آیین‌نامه انجام شده است [27]. علاوه بر این، ارزیابی عملکرد سازه‌ها با استفاده از معیارهای عملکردی ارائه شده در دستورالعمل ANSI/AISC 341-16 صورت گرفته است تا سطح عملکرد سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای مورد بررسی قرار گیرد [5].

به منظور بررسی رفتار غیرخطی قاب‌ها و تعیین ظرفیت تغییر شکل و مقاومت آن‌ها، از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. این تحلیل امکان ارزیابی نحوه تشکیل مفصل پلاستیک، توزیع خسارت در اعضا و تعیین نقاط عملکردی سازه را فراهم می‌کند. همچنین برای ارزیابی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای و بررسی ظرفیت فروپاشی قاب‌ها، تحلیل دینامیکی افزایشی انجام شده است. در این روش، سازه‌ها تحت مجموعه‌ای از رکوردهای زمین لرزه قرار گرفته و شدت رکوردها به صورت تدریجی افزایش داده شده است تا پاسخ سازه از محدوده الاستیک تا آستانه فروپاشی مورد بررسی قرار گیرد. در نهایت، با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه و حاشیه ایمنی لرزه‌ای آن‌ها بر اساس دستورالعمل FEMA P695 ارزیابی شده است. نتایج حاصل از این تحلیل‌ها امکان مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه ساخته شده با فولاد S235 و فولاد آلیاژی را فراهم کرده و تأثیر ویژگی‌های مکانیکی این دو نوع فولاد بر پارامترهایی نظیر سختی اولیه، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی و ظرفیت فروپاشی سازه مورد بررسی قرار گرفته است [19].

در این تحقیق، در کنترل اجرایی مانند شکل (1)، باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشد. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد.



شکل ۱- ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال

پرچم گونه (Flag-Shaped) استفاده شده است. این مدل به گونه‌ای تنظیم و کالیبره شده که مراحل انتقال فاز بارگذاری از آستنتیت به مارتنزیت و بازیابی الاستیک فاز مارتنزیت به آستنتیت در چرخه باربرداری را به خوبی بازتولید کرده و مانع از تشکیل تغییرشکل‌های پسماند پس از باربرداری زلزله شود. از سوی دیگر، مدل Steel02 بر پایه رابطه جیوفر-منگوتو-پیتو صرفاً جهت شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای فولادهای مرسوم ساختمانی و اثر باوشینگر مورد استفاده قرار گرفته است.

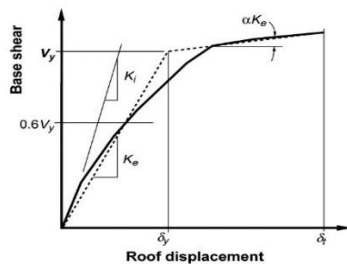
فولاد آلیاژی مورد استفاده در این مطالعه از رده فولادهای ساختمانی کم‌آلیاژ و پرمقاومت (HSLA) تحت شناسه استاندارد S355J2 مطابق با استاندارد DIN EN 10025-2 معادل ASTM A572 Grade 50 است. ترکیب شیمیایی وزنی این فولاد حداکثر شامل ۰/۲۲ درصد کربن، ۱/۶۰ درصد منگنز (Mn)، ۰/۵۵ درصد سیلیسیم (Si)، ۰/۲۵ درصد فسفر (P) و ۰/۲۵ درصد گوگرد (S) است. همچنین حضور عناصر میکروآلیاژی کنترل‌شده شامل وانادیوم (V)، نیوبیوم (Nb) و تیتانیوم (Ti) در مجموع کم‌تر از ۰/۱۵ درصد، موجب ریزدانه‌گی ساختار فریت-پرلیت، افزایش تنش تسلیم تا ۳۵۵ مگاپاسکال و حفظ قابلیت جوش پذیری و چقرمگی مناسب در مقایسه با فولاد معمولی S235 شده است. به منظور کالیبراسیون دقیق مدل رفتاری چرخه‌ای، پارامترهای مربوط به منحنی انتقال و سخت‌شوندگی در ورودی مصالح Steel02 مطابق با مقادیر استاندارد و معتبر مراجع به صورت زیر تعیین شدند:

- ضریب سخت‌شوندگی پس از تسلیم: $b = 0.01$ الی 0.02 (بسته به رفتار تجربی فولادهای مورد مطالعه)
- پارامتر انحنای اولیه: $R_0 = 18.0$ الی 20.0
- پارامترهای نرخ تغییر انحنای تحت بارگذاری چرخه‌ای: $a_1 = 0.925$ و $a_2 = 0.15$
- پارامترهای مربوط به سخت‌شوندگی ایزوتروپیک فشاری و کششی (a_3, a_4, a_5, a_6) جهت جلوگیری از پیچیدگی‌های غیرضروری و تمرکز بر سخت‌شوندگی کینماتیک چرخه‌ای، برابر با صفر در نظر گرفته شدند.
- مشخصات ترمومکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA) از نوع نایتینول (Ti-Ni) شامل دمای شروع فاز آستنتیت A_s برابر با منفی ۱۰ درجه سانتی گراد، دمای پایان فاز آستنتیت A_f برابر با مثبت ۳۵ درجه سانتی گراد، دمای شروع فاز مارتنزیت M_s برابر با منفی ۵۰ درجه سانتی گراد و دمای پایان فاز مارتنزیت M_f برابر با منفی ۲۵ درجه سانتی گراد است که در دمای محیط (حدود ۲۰ تا ۲۵

تغییر مکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد، ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف بر اساس ASCE 41-13 با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5)$$

که (T_e) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۶) است، (C_0) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چنددرجه آزادی، (C_1) ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی و ضریب (C_2) اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق ضوابط ASCE 41-13 در مطالعه حاضر اعمال شده‌اند. همچنین (S_a) ، شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. مقدار T_e بر اساس رابطه (۶) و شکل (۲)، محاسبه شده است [۳]:



شکل ۲- منحنی ساده‌شده نیر-تغییر مکان

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6)$$

که (T_i) پریود اصلی الاستیک سازه، (K_i) و (K_e) به‌ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) است. مقدار S_a برای هریک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) محاسبه می‌شود. شتاب به‌دست‌آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی است [۶]. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هریک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی را می‌توان به‌صورت زیر ارائه نمود:

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۲) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

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

که (Q_D) بار مرده برابر ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده (Q_L) برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است. مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید ضوابط (۲) و (۳) را ارضا نماید [۲۷]:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \quad (2)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \quad (3)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0$$

که (P_n) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، (P_u) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، (ϕ_c) ضریب مقاومت برای فشار، (M_n) مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، (M_{ux}) و (M_{uy}) مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و (ϕ_b) ضریب کاهش مقاومت خمشی است $(\phi_c = \phi_b = 0.9)$.

ضوابط طراحی هر هدف عملکردی بر اساس ASCE 41-13 در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکرد پیش‌گیری از فروریزش برای سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال، ایمنی جانی ۱۰ درصد در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰ درصد در ۵۰ سال است [۳]. به‌منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون)، استفاده شده است. به‌طوری‌که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار ثقلی در تحلیل لرزه‌ای به‌صورت رابطه (۴) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0Q_D + 0.25Q_L \quad (4)$$

در آنالیز پوش‌آور مودهای شکل نرمالیزه‌شده به‌عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که

ضوابط مربوط به دریف‌ت طبقات برای هریک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۷) است:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (7)$$

که (Δ) دریف‌ت طبقات و $(\Delta)_{all}$ دریف‌ت مجاز طبقات است. مقادیر مجاز دریف‌ت نسبی طبقات در سه سطح IO, LS و CP، با توجه به FEMA 356 به ترتیب برابر ۰/۰۰۵، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است [۲۰]. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق رابطه (۸) اعمال می‌شود:

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (8)$$

که (θ) چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکرد است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون، احتمال کمانش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آن‌جاکه کمانش، از شکست‌های ترد محسوب می‌شود، 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 (۹) توسط ASCE 41-13 پیشنهاد شده است [۳].

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} \leq 1 \quad (9)$$

که (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.

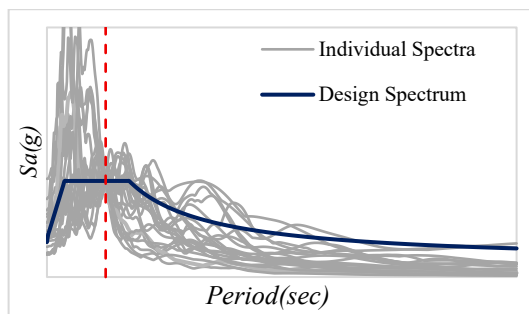
یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA P695 رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA) به منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد [۱۹]. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول (۱) ارائه شده در این تحقیق بر سطح خطر بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌گیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزاینده، تکنیکی است که

تأثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...) تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. مقصود از لحظه فروریزش، زمانی است که یکی از شرایط زیر محقق شود:

- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۱۰٪ تجاوز کند.

- کاهش شیب منحنی IDA به کم‌تر از ۲۰٪ متوسط شیب اولیه منحنی.
- عدم همگرایی در آنالیز

به منظور مقیاس نمودن رکوردهای ارائه شده در جدول (۱)، طیف هریک از رکوردها ترسیم می‌شود و نسبت شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب حاصل از طیف رکورد، محاسبه می‌شود و برای اعمال به سازه، در رکورد مورد نظر ضرب می‌شود (شکل (۳)) [۶].



شکل ۳- مقیاس نمودن رکوردها به طیف طراحی

به منظور ارزیابی حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها بر اساس متدولوژی دستورالعمل FEMA P695، تعیین شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه در سطح زلزله بیشینه محتمل (S_{MT}) الزامی است. در این پژوهش، انطباق سطوح خطر لرزه‌ای بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و آیین‌نامه ۷ ASCE صورت پذیرفته است. طیف بازتاب الاستیک ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) معرف سطح زلزله طرح (DBE) با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال یا دوره بازگشت ۴۷۵ سال) بوده و شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی به صورت $S_{DT} = A \cdot B(T) \cdot g$ تعیین می‌شود. از آن‌جاکه در متدولوژی FEMA P695 شتاب زلزله طرح معادل دوسوم شتاب زلزله حداکثر محتمل تعریف می‌شود ($S_{DT} = \frac{2}{3} S_{MT}$)، مقدار شتاب طیفی در سطح MCE (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) از طریق اعمال

و دوم، رسیدن بیشینه نسبت دریافت بین طبقه‌ای به مقدار حدی ۱۰ درصد. ثبت هریک از این دو حالت زودتر از دیگری، به منزله فروریزش سازه تلقی شده و تحلیل شتاب‌نگاشت مورد نظر در آن تراز متوقف شده است.

به منظور تعیین ضریب شکل طیفی (SSF) مطابق با متدولوژی دستورالعمل FEMA P695، نیاز به محاسبه پارامتر شکل‌پذیری دوره‌ای نهایی سازه (μ_T) است. این پارامتر مستقیماً از منحنی رفتار بارافزون غیرخطی سازه و بر اساس فرآیند دوطخطی‌سازی آیین‌نامه‌ای استخراج شده است. بدین منظور، منحنی برش پایه در برابر تغییرمکان جانبی بام بر مبنای اصل تعادل انرژی (تساوی مساحت زیر نمودار واقعی و نمودار ایده‌آل دوطخطی) دوطخطی‌سازی شده است. سختی الاستیک مؤثر (K_e) و مقاومت تسلیم مؤثر (V_y) به همراه تغییرمکان تسلیم مؤثر بام ($\delta_{y,eff}$) بر این اساس تعیین شده‌اند. نقطه تغییرمکان نهایی بام (δ_u) نیز معادل تغییرمکانی تعریف شده است که در آن برش پایه به دلیل زوال مقاومت سازه به ۸۰ درصد مقاومت بیشینه ($0.8 V_{max}$) افت پیدا می‌کند. در نهایت، پارامتر شکل‌پذیری μ_T از تقسیم δ_u بر $\delta_{y,eff}$ محاسبه شده است.

با توجه به وجود عدم قطعیت‌های^۴ (ذاتی و شناختی) موجود در مقاومت مصالح و بارگذاری سازه، پیش‌بینی دقیق شرایط و رفتار سازه کار دشواری است. بر این اساس روش‌های احتمالاتی مانند منحنی‌های شکنندگی^۵ با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله، برای بیان احتمال فروریزش^۶ سازه از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل (۴)). منحنی‌های شکنندگی فروریزش، ابزاری هستند که احتمال فروریزش سازه را به ازای شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کنند. یک منحنی شکنندگی می‌تواند از طریق تابع توزیع تجمعی (CDF)^۷، با استفاده از داده‌های فروریزش نتایج تحلیل IDA تعریف شود، که شدت زمین‌لرزه را به احتمال فروریزش مرتبط می‌سازد. تابع شکنندگی، یک احتمال شرطی است، به طوری که احتمال خرابی یک سازه در سطح معینی از خرابی یا فراتر از آن را به ازای یک شدت زلزله معین بیان می‌کند. این احتمال شرطی به صورت رابطه (۱۲) بیان می‌شود [۱۱]:

ضریب تبدیل ۱/۵ بر شتاب طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (S_{DT})، محاسبه شده است.

شتاب طیفی (S_{MT}) محاسبه شده از این رابطه به عنوان شاخص تقاضای جنبش زمین در تراز MCE جهت نرمال‌سازی و محاسبه نسبت حاشیه فروریزش مبنای ارزیابی قرار گرفته است.

مطابق با FEMA P695 نسبت محدوده فروریزش (CMR)^۱ برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش ($\hat{S}_{CT}$) به شدت بزرگ‌ترین زلزله محتمل (S_{MT})^۲ که به صورت رابطه (۱۰) ارائه شده است [۱۱].

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (10)$$

در رابطه فوق ($\hat{S}_{CT}$) شتابی است که در آن ۵۰٪ رکوردهای زلزله منجر به رسیدن سازه به سطح فروریزش می‌گردند و (S_{MT}) شتاب طیفی متناظر با بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار در زمان تناوب مود اول^۳ سازه است. نسبت محدوده فروریزش به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگ‌تر CMR نشان‌دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد. به منظور لحاظ نمودن این اثرات، مقادیر CMR به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح SSF متناظر با شکل‌پذیری و زمان تناوب سازه با توجه به مقادیر موجود آن در FEMA P695، که تابعی از پریود سازه در مود اول و شکل‌پذیری سازه است، به مقادیر $ACMR$ تبدیل می‌شوند (رابطه (۱۱)).

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (11)$$

در فرآیند انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده بر اساس متدولوژی FEMA P695، به منظور تعیین ظرفیت فروریزش سازه‌ها (S_{CT})، معیار توقف تحلیل و رخداد فروریزش بر اساس دو شرط کنترل شده است:

نخست، کاهش شیب مماس بر منحنی IDA به کم‌تر از ۲۰ درصد شیب الاستیک اولیه به نشانه ناپایداری دینامیکی سازه،

⁴ Uncertainty

⁵ Fragility Curve

⁶ Collapse

⁷ Cumulative Distribution Function

¹ Collapse Margin Ratio

² Maximum Considered Earthquake

³ Fundamental Period

$$P_f = P[LS/IM=y]$$

جدول ۱- رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی افزایشی

No.	Earthquake		
	M	Year	Name
1	6.7	1994	Northridge
2	6.7	1994	Northridge
3	7.1	1999	Duzce, Turkey
4	7.1	1999	Hector Mine
5	6.5	1979	Imperial Valley
6	6.5	1979	Imperial Valley
7	6.9	1995	Kobe, Japan
8	6.9	1995	Kobe, Japan
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
11	7.3	1992	Landers
12	7.3	1992	Landers
13	6.9	1989	Loma Prieta
14	6.9	1989	Loma Prieta
15	7.4	1990	Manjil, Iran
16	6.5	1987	Superstition Hills
17	6.5	1987	Superstition
18	7	1992	Cape Mendocino
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
21	6.6	1971	San Fernando
22	6.5	1976	Friuli, Italy

۳- تجزیه و تحلیل یافته‌ها

در این پژوهش تأثیر نوع فولاد بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی که بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد بهینه‌سازی شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفت. در این راستا، قاب‌های خمشی فولادی ۵ و ۱۰ طبقه به‌عنوان سازه‌های مورد مطالعه انتخاب شدند و طراحی آن‌ها با در نظر گرفتن ضوابط و معیارهای ارائه شده در دستورالعمل FEMA 350 انجام گرفت.

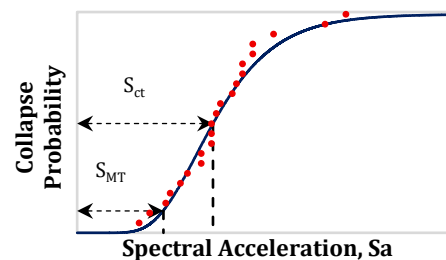
به منظور ارزیابی عملکرد احتمالات قاب‌های خمشی فولادی بهینه‌شده، سطح اطمینان (CL - Confidence Level) سازه در سطوح مختلف خطر زلزله مطابق با پیوست A دستورالعمل FEMA 350 محاسبه شده است. سطح اطمینان نشان‌دهنده میزان اطمینان آماری از برآورده شدن هدف عملکردی مورد نظر با در نظر گرفتن کلیه عدم قطعیت‌های موجود در تقاضا و ظرفیت سازه است و از رابطه (۱۳) به دست می‌آید:

$$CL = \Phi(K_x) \quad (13)$$

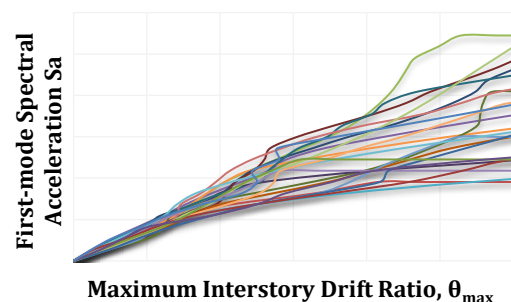
که Φ تابع توزیع نرمال استاندارد و متغیر (K_x) از طریق رابطه ضریب تقاضا به ظرفیت (λ) به صورت روابط (۱۴) و (۱۵) محاسبه می‌شود:

که (LS) حالت حدی یا سطح خرابی سازه و (IM) اندازه شدت زلزله است که به‌ازای یک مقدار مشخص y تعیین می‌شود. این فرمول‌بندی احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از حالت حدی تعیین‌شده در یک شدت زلزله معین را بیان می‌کند. ارزیابی فروریزش سازه‌ها بر اساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی ماحصل تحلیل دینامیکی افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA بیان می‌شوند (شکل ۵)).

در تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، شتاب طیفی الاستیک متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرایی ۵ درصد $[S_a(T_1, 5\%)]$ به‌عنوان شاخص شدت جنبش زمین (IM) برگزیده شده است. این انتخاب، علاوه بر انطباق کامل با چارچوب محاسباتی و ضوابط پذیرش دستورالعمل FEMA P695، ناشی از غلبه مود اول نوسان در رفتار لرزه‌ای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه مورد مطالعه (سهم مشارکت جرمی بالای ۷۵ درصد) و کارایی اثبات‌شده این شاخص در کاهش پراکندگی آماری پاسخ‌های غیرخطی در مقایسه با سایر شاخص‌های عمومی نظیر PGA است.



شکل ۴- منحنی شکنندگی حاصل از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی



شکل ۵- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی

به منظور شبیه‌سازی دقیق رفتار غیرخطی اعضا در نرم‌افزار OpenSees، از المان‌های با پلاستیسیته گسترده بر پایه توزیع انعطاف‌پذیری و مقاطع فایبر (NonlinearBeamColumn) استفاده شده است. مقاطع عرضی به المان‌های فایبری تقسیم‌بندی شده و رفتار تک‌محوره تنش-کرنش مصالح با استفاده از مدل (Steel02) Giuffre-Menegotto-Pinto، به تیرها اختصاص یافته است. اتصالات تیر به ستون از نوع گیردار صلب (Fully Restrained)، بوده و با فرض تعبیه ورق‌های پیوستگی و ورق‌های تقویتی جان متناسب با ضوابط لرزه‌ای، رفتار چشمه اتصال (Panel Zone) به صورت صلب در نظر گرفته شده و مدل‌سازی المان مجزای چشمه اتصال انجام نشده است. بدین ترتیب، ظرفیت اتلاف انرژی چرخه لرزه‌ای و گسترش مفاصل پلاستیک به صورت غیرخطی بر روی تارهای فایبری المان‌های تیر در بر اتصال متمرکز و ردیابی می‌شود.

در مرحله نخست، قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از دو نوع فولاد شامل فولاد معمولی S235 و فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی طراحی و بهینه‌سازی شدند. در این فرآیند، هزینه اولیه سازه به عنوان تابع هدف در نظر گرفته شد و قیود طراحی مبتنی بر عملکرد شامل الزامات مربوط به سطوح عملکردی و همچنین ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در فرآیند بهینه‌سازی لحاظ شد. نتایج حاصل از این مرحله نشان داد که استفاده از فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی لزوماً منجر به کاهش وزن یا هزینه اولیه سازه نمی‌شود. در هر دو قاب ۵ و ۱۰ طبقه مشاهده شد که استفاده از فولاد حافظه‌دار شکلی در بسیاری از حالت‌ها موجب افزایش سختی ستون‌ها شده و در فرآیند بهینه‌سازی به انتخاب مقاطع بزرگ‌تر منجر شده است. در نتیجه، وزن کل سازه و هزینه اولیه آن نسبت به حالتی که از فولاد S235 استفاده شده افزایش یافته است. در مرحله بعد، به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بهینه‌شده، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) انجام شد و ظرفیت فروریزش سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح‌شده (ACMR) برای قاب‌های مورد مطالعه محاسبه و با معیارهای پذیرش ارائه‌شده در دستورالعمل FEMA P695 مقایسه شد. نتایج نشان داد که مقادیر ACMR برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه طراحی‌شده در محدوده قابل قبول این دستورالعمل قرار داشته و در نتیجه این قاب‌ها از نظر ایمنی لرزه‌ای در سطح قابل قبولی ارزیابی می‌شوند.

$$K_x = \frac{\ln(\lambda)}{b \cdot \beta_{UT}} + \frac{b \cdot \beta_{UT}}{2} \quad (14)$$

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot \gamma_a \cdot D}{\phi \cdot C} \quad (15)$$

در این روابط، (D) تقاضای تغییر مکان جانبی برآورد شده، (C) ظرفیت جابه‌جایی متناظر با سطح عملکرد هدف، (γ) ضریب تقاضا، (φ) ضریب مقاومت، (β_{UT}) انحراف معیار عدم قطعیت کل ناشی از تحلیل و مصالح و (b) ضریب مقیاس‌بندی تقاضا نسبت به شدت زلزله است. بر این اساس، پارامترهای ارائه‌شده در جداول مقاطع بهینه (جدول‌های (۲)، (۳)، (۶) و (۷)) بدین شرح تعریف می‌شوند:

CL_{50%}: سطح اطمینان سازه در تراز خطر زلزله با احتمال فراگذشت ۵۰٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۷۲ سال).

CL_{2%}: سطح اطمینان سازه در تراز زلزله حداکثر محتمل با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال).

CL_{50%} و CL_{2%} به ترتیب نشان‌دهنده سطح اطمینان سازه بر اساس ضوابط FEMA 350 در ترازهای زلزله با احتمال فراگذشت ۵۰٪ در ۵۰ سال و ۲٪ در ۵۰ سال هستند.

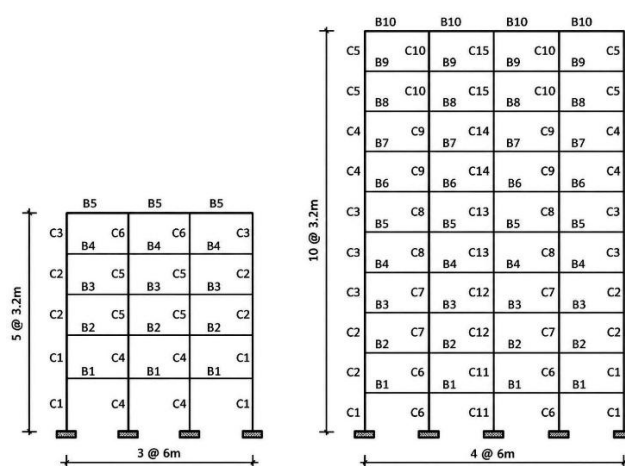
فرآیند تحلیل غیرخطی سازه‌ها در محیط نرم‌افزار OpenSees انجام شد و کنترل ضوابط طراحی در محیط Matlab صورت گرفت تا امکان بررسی هم‌زمان معیارهای اقتصادی و عملکردی سازه فراهم شود. سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش شامل قاب‌های خمشی فولادی ویژه ۵ و ۱۰ طبقه هستند. طول تمامی دهانه‌های قاب برابر با ۶ متر و ارتفاع تمام طبقات به صورت یکنواخت معادل ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. بار مرده گسترده وارد بر تیرها برابر با ۲۵۰۰ (kg/m) و بار زنده گسترده معادل ۱۰۰۰ (kg/m) تعریف شده است.

برای شبیه‌سازی دقیق رفتار غیرخطی هندسی و پدیده تشدید تغییر مکان‌ها ناشی از اثرات مرتبه دوم (P-Δ) در نرم‌افزار OpenSees، از تبدیل هندسی P-Delta (geomTransf PDelta) استفاده شده است. بدین ترتیب، برای تمامی المان‌های تیر و ستون استفاده شده است. بدین ترتیب، بارهای ثقلی منتقل‌شده به گره‌ها و تیرها در ترکیب بار ثقلی تشدید یافته، هم‌زمان با تغییر مکان جانبی طبقات، لنگرهای ثانویه ناشی از خروج از مرکزیت بار محوری ستون‌ها را مستقیماً در تحلیل منظور کرده و زوال سختی جانبی متأثر از اثرات مرتبه دوم را به صورت کاملاً غیرخطی محاسبه می‌نمایند. شرایط تکیه‌گاهی پای تمامی ستون‌ها در تراز فونداسیون به صورت کاملاً گیردار منظور شده و در تراز سقف‌ها صلبیت دیافراگم با قید افقی لحاظ شده است (شکل (۶)).

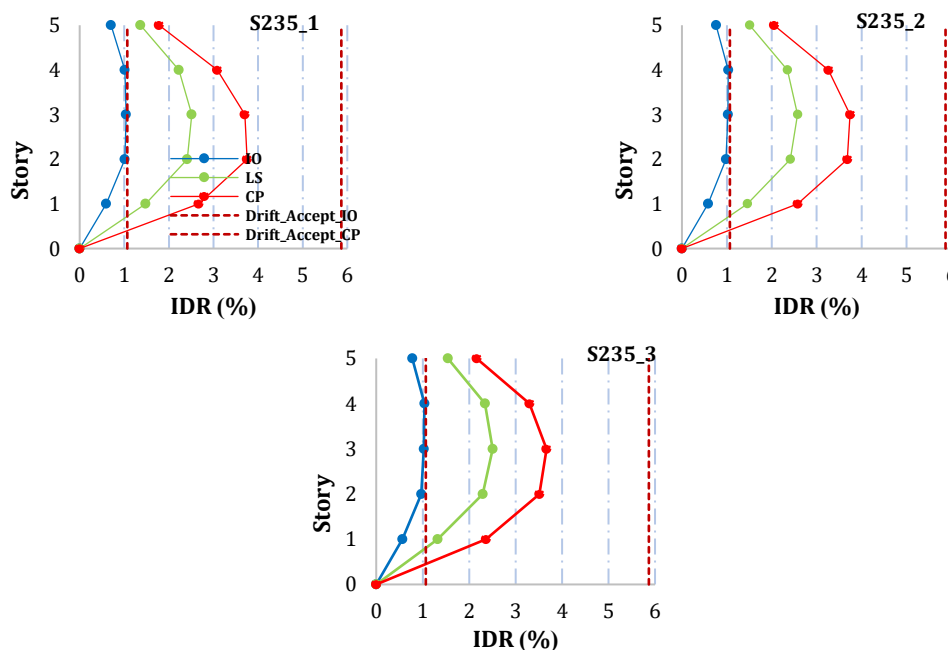
۳-۱- قاب‌های پنج طبقه

قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد S235 و در شکل (۱۲) نیز نمودار شکنندگی سه قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد S235 برای قاب پنج طبقه نشان داده شده است. در جدول (۴) نیز نتایج نسبت ظرفیت فروریزش برای قاب‌های بهینه با فولاد S235 ارائه شده است. در شکل‌های (۱۳) الی (۱۵) نمودار IDA سه قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد آلیاژی و در شکل (۱۶) نیز نمودار شکنندگی سه قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد آلیاژی برای قاب پنج طبقه نشان داده شده است. در جدول (۵) نیز نتایج نسبت ظرفیت فروریزش برای قاب‌های بهینه با فولاد آلیاژی ارائه شده است.

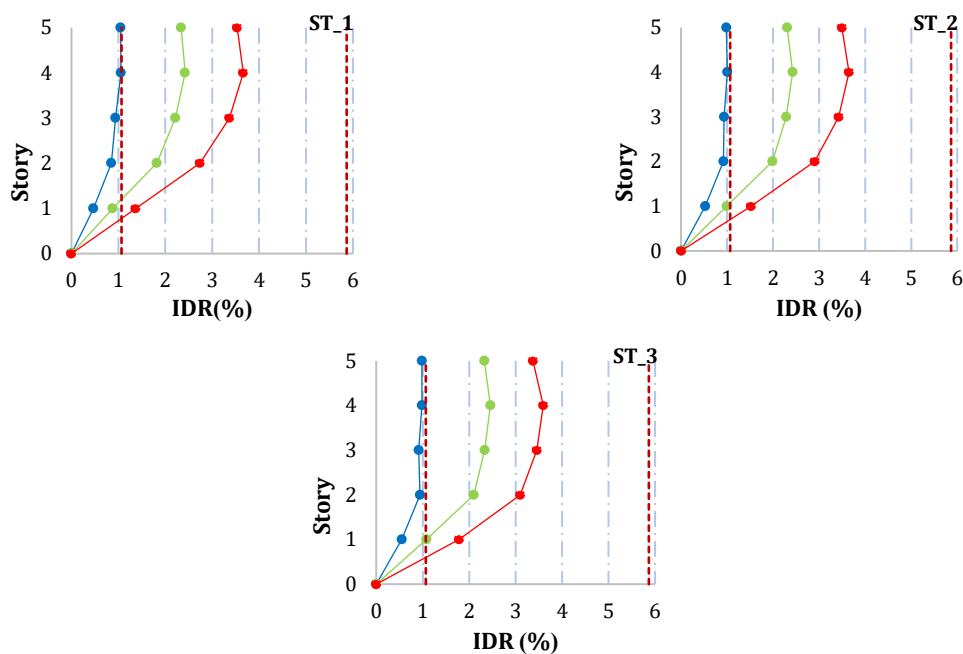
در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، سازه‌های بهینه با OD₅ نام‌گذاری شده‌اند. در جدول‌های (۲) و (۳) بهترین حل‌ها، نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو، طراحی بر اساس عملکرد و تیر ضعیف و ستون قوی همگی قابل قبول هستند. ادامه نتایج قاب‌های پنج طبقه به ترتیب نشان داده شده است. در شکل (۷) نمودار دریافت سه قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد S235 در سطوح عملکردی IO، LS و CP و در شکل (۸) نمودار دریافت سه قاب بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد و با استفاده از مصالح فولاد آلیاژی در سطوح عملکردی IO، LS و CP برای قاب پنج طبقه نشان داده شده است. در شکل‌های (۹) الی (۱۱) نمودار IDA سه



شکل ۶- سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش شامل قاب‌های خمشی فولادی ویژه ۵ و ۱۰ طبقه



شکل ۷- پروفیل دریافت قاب OD₅(S235)



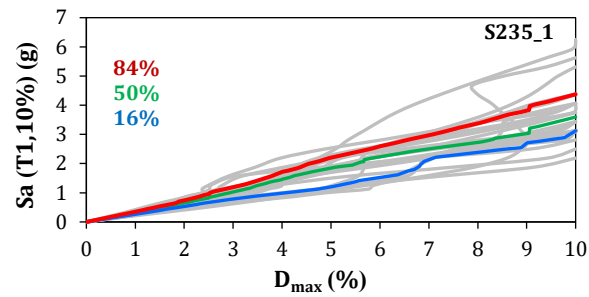
شکل ۸- پروفیل دریفت قاب ۵ طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{5(st)}$

جدول ۲- قاب‌های بهینه پنج طبقه (S235)

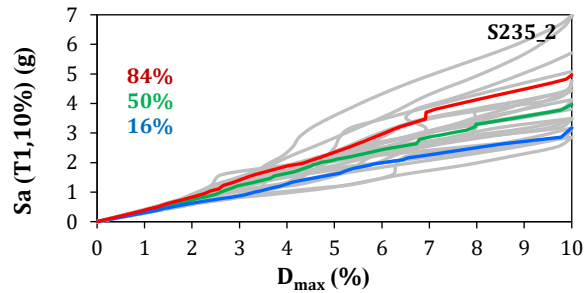
	OD_{5_1-S235}	OD_{5_2-S235}	OD_{5_3-S235}
C_1	W14x68	W14x68	W14x74
C_2	W14x68	W14x68	W14x68
C_3	W14x48	W14x48	W14x48
C_4	W14x159	W14x159	W14x159
C_5	W14x82	W14x82	W14x82
C_6	W14x48	W14x48	W14x48
b_1	W12x22	W12x22	W12x22
b_2	W21x44	W21x44	W21x44
b_3	W12x35	W12x35	W12x35
b_4	W12x35	W12x35	W12x35
b_5	W12x22	W18x35	W18x40
CL_50%	0.5659	0.5371	0.5100
CL_2%	0.9941	0.9925	0.9929
Weight	12334.71	12682.94	12936.37

جدول ۳- قاب‌های بهینه پنج طبقه با فولاد آلیاژی (ST)

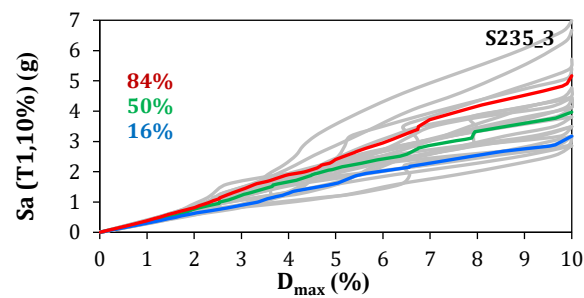
	OD_{5_1-ST}	OD_{5_2-ST}	OD_{5_3-ST}
C_1	W14x74	W14x82	W14x82
C_2	W14x68	W14x68	W14x68
C_3	W14x53	W14x53	W14x53
C_4	W14x132	W14x132	W14x145
C_5	W14x132	W14x132	W14x132
C_6	W14x68	W14x82	W14x82
b_1	W18x35	W18x35	W12x35
b_2	W18x35	W18x35	W18x35
b_3	W18x35	W18x35	W18x35
b_4	W12x22	W12x22	W12x22
b_5	W12x22	W12x22	W12x22
CL_50%	0.5243	0.6398	0.6158
CL_2%	0.9933	0.9935	0.9935
Weight	12892.41	13164.68	13417.50



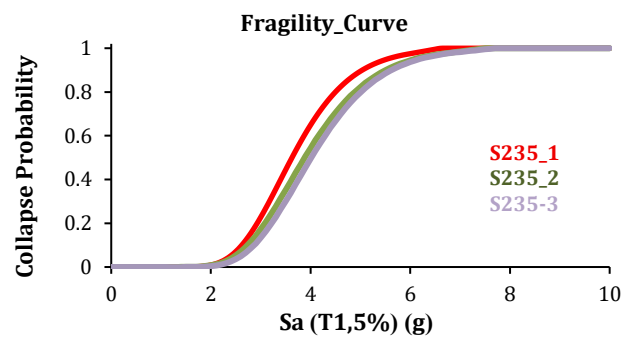
شکل ۹- منحنی IDA قاب OD_{5_1}(ST37)



شکل ۱۰- منحنی IDA قاب OD_{5_2}(ST37)



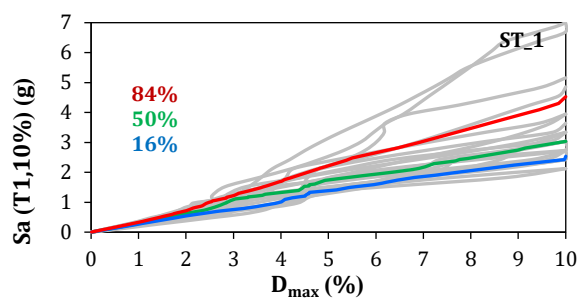
شکل ۱۱- منحنی IDA قاب OD_{5_3}(ST37)



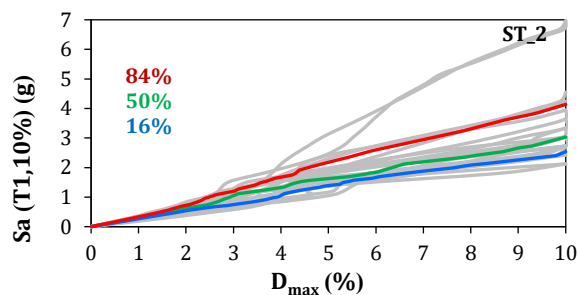
شکل ۱۲- منحنی شکنندگی قاب OD₅(ST37)

جدول ۴- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب پنج طبقه با فولاد S235

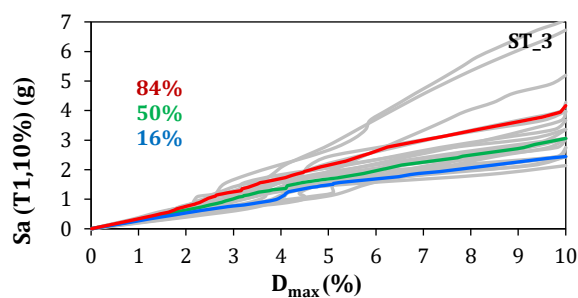
	OD _{5_1} S235	OD _{5_2} S235	OD _{5_3} S235
Ductility	3.7473	3.9554	3.9045
Period (s)	1.0482	1.0282	1.0217
CMR	2.8211	3.0575	3.0488
SSF	1.2617	1.2659	1.2653
ACMR	3.5594	3.8705	3.8577



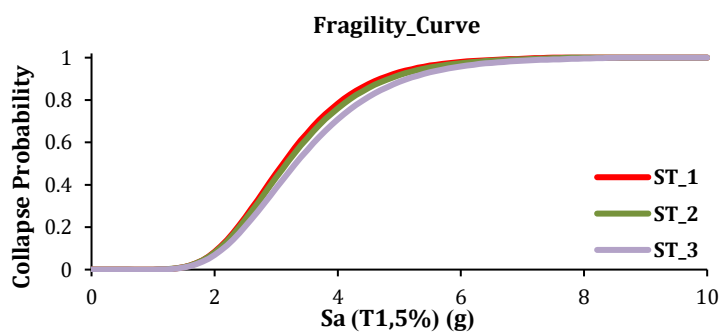
شکل ۱۳- منحنی IDA قاب پنج طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{5_1}(ST)$



شکل ۱۴- منحنی IDA قاب پنج طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{5_2}(ST)$



شکل ۱۵- منحنی IDA قاب پنج طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{5_3}(ST)$



شکل ۱۶- منحنی شکنندگی قاب پنج طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{5}(ST)$

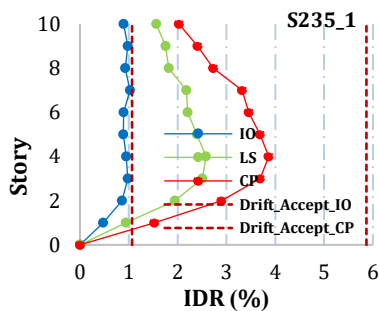
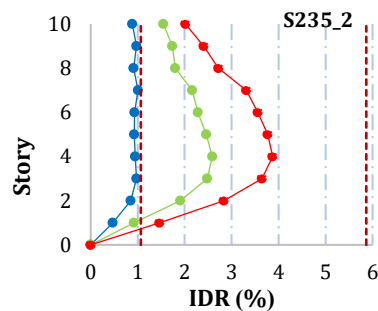
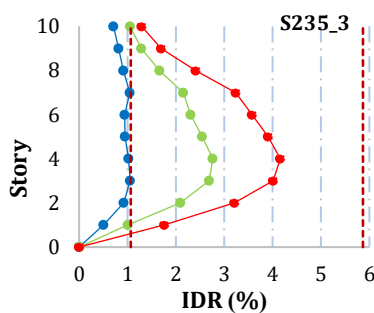
جدول ۵- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب پنج طبقه با فولاد آلیاژی ST

	$OD_{5_1}ST$	$OD_{5_2}ST$	$OD_{5_3}ST$
Ductility	4.2121	4.0606	4.0105
Period (s)	1.0098	1.0463	1.0385
CMR	2.6358	2.6496	2.6237
SSF	1.2777	1.2773	1.2778
ACMR	3.3678	3.3843	3.3518

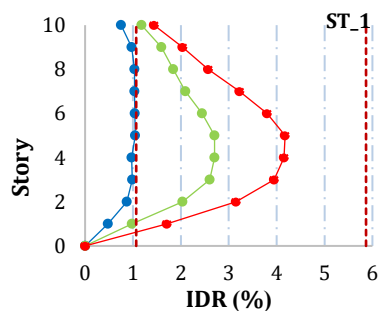
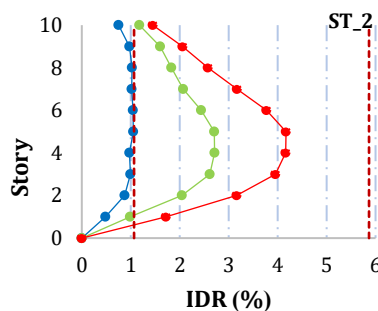
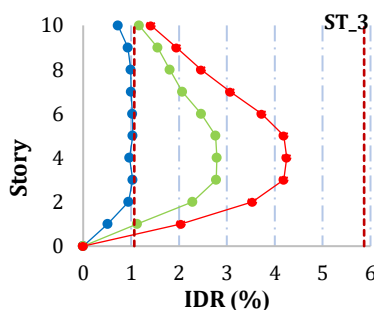
۲-۳- قاب‌های ۱۰ طبقه

در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، سازه‌های بهینه با OD_{10} نام‌گذاری شده‌اند. در جدول‌های (۶) و (۷) بهترین حل‌ها نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو، طراحی بر اساس عملکرد و تیر ضعیف و ستون قوی همگی قابل قبول هستند. ادامه نتایج قاب‌های ۱۰ طبقه به ترتیب نشان داده شده است.

باتوجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت ضریب حاشیه‌ای فروریزش حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب پنج طبقه، همه قاب‌ها باتوجه به مقادیر قید شده در FEMA P695 برای ACMR 20% و ACMR 10% که باتوجه به شکل پذیری و زمان تناوب قاب به دست آمده است، تمامی قاب‌های بهینه در محدوده ایمنی لرزه ای قابل قبول هستند.



شکل ۱۷- پروفیل دریفت قاب $OD_{10(S235)}$



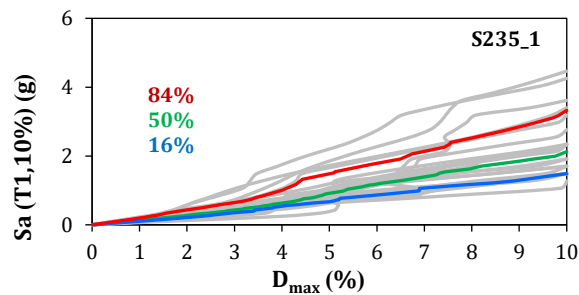
شکل ۱۸- پروفیل دریفت قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی $OD_{10(st)}$

جدول ۶- قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه (S235)

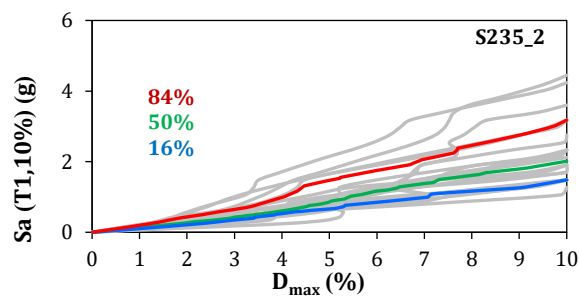
	OD _{10.1} S235	OD _{10.2} S235	OD _{10.3} S235
C ₁	W14x132	W14x145	W14x145
C ₂	W14x132	W14x132	W14x132
C ₃	W14x74	W14x74	W14x74
C ₄	W14x68	W14x68	W14x68
C ₅	W14x53	W14x53	W14x53
C ₆	W14x176	W14x159	W14x159
C ₇	W14x176	W14x159	W14x159
C ₈	W14x159	W14x159	W14x159
C ₉	W14x132	W14x132	W14x132
C ₁₀	W14x68	W14x68	W14x68
C ₁₁	W14x176	W14x211	W14x193
C ₁₂	W14x176	W14x176	W14x176
C ₁₃	W14x145	W14x159	W14x145
C ₁₄	W14x132	W14x132	W14x132
C ₁₅	W14x74	W14x74	W14x74
b ₁	W18X40	W18X40	W16X50
b ₂	W16X50	W16X50	W16X50
b ₃	W18X46	W16X50	W16X50
b ₄	W18X46	W18X46	W18X46
b ₅	W18X40	W16X45	W16X45
b ₆	W18X40	W18X40	W16X45
b ₇	W12X50	W12X50	W12X50
b ₈	W12X50	W12X50	W12X50
b ₉	W12X22	W12X22	W12X22
b ₁₀	W12X22	W12X22	W12X22
CL_50%	0.5210	0.5089	0.5175
CL_2%	0.9844	0.9847	0.9838
Weight	43508.57	43888.61	44125.22

جدول ۷- قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی (ST)

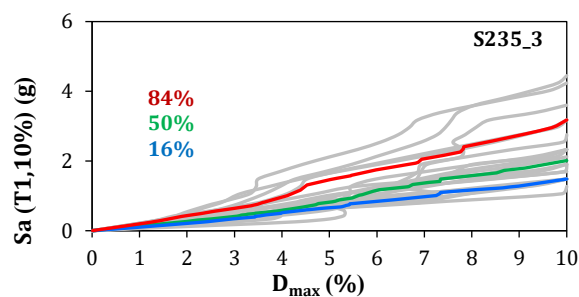
	OD _{10.1} ST	OD _{10.2} ST	OD _{10.3} ST
C ₁	W14X159	W14X159	W14X159
C ₂	W14X132	W14X145	W14X159
C ₃	W14X132	W14X132	W14X132
C ₄	W14X82	W14X82	W14X82
C ₅	W14X74	W14X74	W14X74
C ₆	W14X159	W14X159	W14X159
C ₇	W14X159	W14X159	W14X159
C ₈	W14X145	W14X145	W14X145
C ₉	W14X132	W14X145	W14X145
C ₁₀	W14X74	W14X74	W14X74
C ₁₁	W14X193	W14X193	W14X211
C ₁₂	W14X159	W14X176	W14X159
C ₁₃	W14X145	W14X159	W14X159
C ₁₄	W14X132	W14X132	W14X132
C ₁₅	W14X82	W14X82	W14X82
b ₁	W18X46	W16X50	W16X50
b ₂	W18X46	W18X46	W18X46
b ₃	W18X46	W18X46	W18X46
b ₄	W18X46	W18X46	W18X46
b ₅	W16X45	W18X40	W18X40
b ₆	W16X45	W18X40	W18X40
b ₇	W16X45	W18X35	W18X35
b ₈	W12X35	W12X35	W12X35
b ₉	W12X22	W12X22	W12X22
b ₁₀	W12X35	W12X35	W12X35
CL_50%	0.5792	0.5889	0.5864
CL_2%	0.9850	0.9870	0.9869
Weight	45257.24	45474.40	45736.95



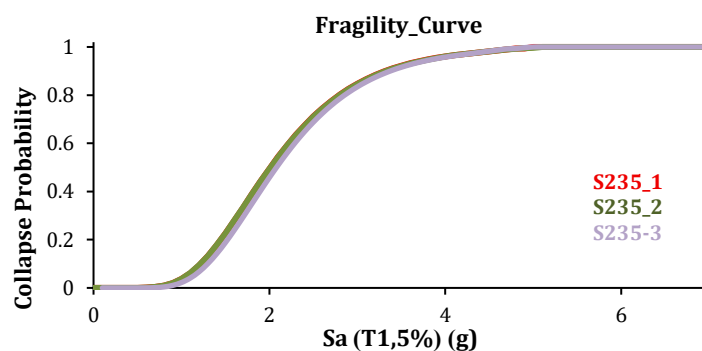
شکل ۱۹- منحنی IDA قاب OD_{10_1}(S235)



شکل ۲۰- منحنی IDA قاب OD_{10_2}(S235)



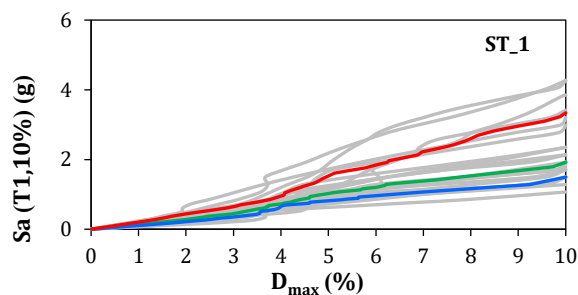
شکل ۲۱- منحنی IDA قاب OD_{10_3}(S235)



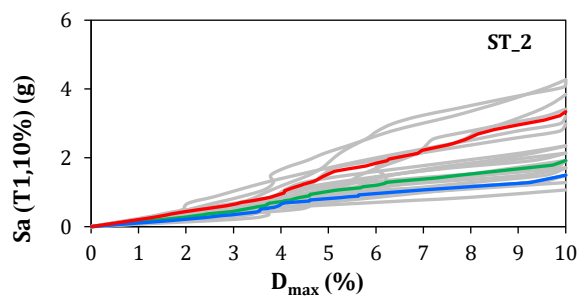
شکل ۲۲- منحنی شکنندگی قاب OD₁₀(S235)

جدول ۸- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب ۱۰ طبقه با فولاد (S235)

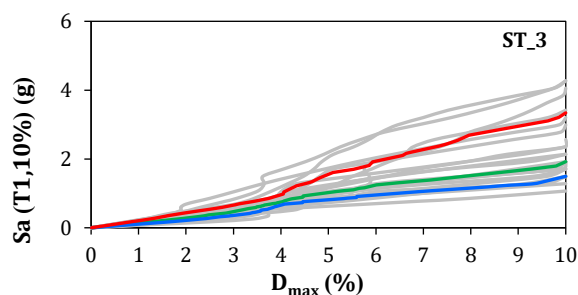
	OD _{10_1} S235	OD _{10_2} S235	OD _{10_3} S235
Ductility	3.9895	4.0442	4.0442
Period (s)	1.7528	1.7621	1.7633
CMR	2.4079	2.3727	2.3727
SSF	1.2239	1.2298	1.2287
ACMR	2.9470	2.9179	2.9153



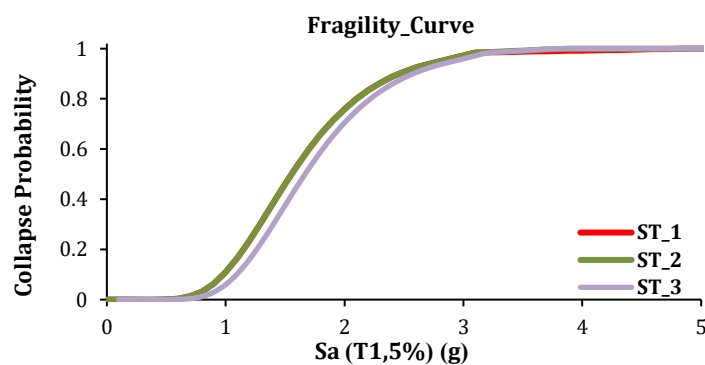
شکل ۲۳- منحنی IDA قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی OD_{10,1}(ST)



شکل ۲۴- منحنی IDA قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی OD_{10,2}(ST)



شکل ۲۵- منحنی IDA قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی OD_{10,3}(ST)



شکل ۲۶- منحنی شکنندگی قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی OD₁₀(ST)

جدول ۹- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب ۱۰ طبقه با فولاد آلیاژی (ST)

	OD _{10,1} ST	OD _{10,2} ST	OD _{10,3} ST
Ductility	3.8776	4.2660	4.2659
Period (s)	1.7166	1.7167	1.7170
CMR	2.3204	2.3041	2.3070
SSF	1.2285	1.2315	1.2313

باتوجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت ضریب حاشیه‌ای فروریزش حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب ۱۰ طبقه، همه قاب‌ها باتوجه به مقادیر قید شده در FEMA P695 برای ACMR 20% و ACMR 10% که باتوجه به شکل پذیری و زمان تناوب قاب به دست آمده است، تمامی قاب‌های بهینه در محدوده ایمنی لرزه ای قابل قبول هستند.

۴- بحث و نتیجه گیری

در این پژوهش، تأثیر نوع فولاد بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی که در چارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد بهینه سازی شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفت. در این راستا، قاب‌های خمشی فولادی ۵ و ۱۰ طبقه با استفاده از دو نوع فولاد S235 و فولاد آلیاژی و با در نظر گرفتن قیود و معیارهای ارائه شده در دستورالعمل FEMA 350 طراحی و بهینه سازی شدند. فرآیند تحلیل غیرخطی سازه‌ها در محیط نرم افزار OpenSees انجام گرفت و پردازش داده‌ها نیز در محیط Matlab پیاده سازی شد تا امکان بررسی هم‌زمان جنبه‌های اقتصادی و عملکردی سازه فراهم شود.

یافته‌های این پژوهش حاکی از آن است که گزینش نوع فولاد در قاب‌های خمشی ویژه فولادی، افزون بر اثرگذاری بر ابعاد اعضا و وزن نهایی سازه، به‌طور معناداری بر پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سامانه نیز مؤثر است. بر پایه نتایج حاصل از فرآیند بهینه سازی، در قاب‌های پنج طبقه، وزن بهینه قاب‌های طراحی شده با فولاد S235 در بازه ۱۲/۳۳۵ تا ۱۲/۹۳۶ واحد وزنی قرار گرفت؛ درحالی که این شاخص برای قاب‌های مبتنی بر فولاد آلیاژی در بازه ۱۲/۸۹۲ تا ۱۳/۴۱۸ واحد وزنی به دست آمد. به‌طور مشابه، در قاب‌های ۱۰ طبقه، وزن بهینه قاب‌های S235 در حدود ۴۳/۵۰۹ تا ۴۴/۱۲۵ واحد وزنی و برای فولاد آلیاژی در حدود ۴۴/۲۵۷ تا ۴۵/۷۳۷ واحد وزنی گزارش شد. مجموع این نتایج نشان می‌دهد که به کارگیری فولاد آلیاژی حافظه دار شکلی الزاماً به کاهش وزن سازه منجر نشده و در قیاس با فولاد S235، طرح‌های حاصل عموماً وزن بیش‌تری داشته‌اند. این مشاهده دلالت بر آن دارد که افزایش مقاومت تسلیم، به‌تنهایی و به‌صورت قطعی، به بهینه سازی اقتصادی/هندسی مقاطع منجر نمی‌شود؛ بلکه پاسخ طراحی، تابع مستقیم قیود کنترلی نظیر محدودیت دررفت، الزامات اندرکنش اعضا و قیود عملکردی حاکم بر سامانه است. از سوی دیگر، نتایج کنترل‌های طراحی نشان داد که تمامی قاب‌های مورد بررسی، حدود عملکردی مدنظر را برآورده

ساخته‌اند؛ به‌نحوی که کنترل دررفت بین طبقه‌ای، معیار ستون قوی-تیر ضعیف و کنترل‌های مرتبط با اندرکنش مقاومت اعضا در محدوده قابل قبول قرار گرفتند. از این‌رو، طراحی اولیه قاب‌ها از منظر الزامات آیین‌نامه‌ای و عملکردی، قابل قبول ارزیابی شده و بستر لازم برای مقایسه منصفانه رفتار غیرخطی دو گروه فولادی فراهم آمده است. با این وجود، نتایج تحلیل پاش آور نشان داد که صرف انطباق با کنترل‌های طراحی، به‌تنهایی تضمین‌کننده برتری عملکرد لرزه‌ای یک نوع فولاد نسبت به دیگری نیست. به بیان دقیق‌تر، هرچند قاب‌های طراحی شده در سطح جابه‌جایی هدف توانستند تغییر شکل‌های غیرارتجاعی را بدون عبور از حدود مجاز تحمل نمایند، اما الگوی توزیع تغییر مکان جانبی در ارتفاع و نحوه توسعه رفتار غیرخطی، به نوع فولاد و انتخاب مقاطع وابسته بوده است.

نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) نیز این برداشت را با دقت بیش‌تری تأیید می‌کند. در ارزیابی ظرفیت فروریزش، برای قاب‌های پنج طبقه، مقدار ACMR برای سازه‌های S235 در بازه ۳/۵۶ تا ۳/۸۷ و برای سازه‌های فولاد آلیاژی در بازه ۳/۳۵ تا ۳/۳۸ به دست آمد. همچنین در قاب‌های ۱۰ طبقه، بازه ACMR برای S235 برابر ۲/۹۲ تا ۲/۹۵ و برای فولاد آلیاژی برابر ۲/۸۴ تا ۲/۸۵ گزارش شد. بر این اساس، قاب‌های S235 در تمامی مقایسه‌های انجام شده از حاشیه ایمنی فروریزش بیش‌تری نسبت به قاب‌های فولاد آلیاژی برخوردار بوده‌اند. با توجه به این که هر دو گروه معیارهای پذیرش FEMA P695 را تأمین کرده‌اند، می‌توان نتیجه گرفت که هر دو سامانه از منظر ایمنی لرزه‌ای در دامنه قابل قبول قرار دارند؛ با این حال، فولاد S235 حاشیه فروریزش مطمئن‌تر و پایداری بیشتری ارائه می‌دهد.

تبیین این رفتار نشان می‌دهد که فولاد آلیاژی، علی‌رغم برخورداری از مقاومت تسلیم بالاتر، الزاماً به افزایش ظرفیت فروریزش یا بهبود رفتار چرخه‌ای منجر نمی‌شود. ریشه این موضوع را می‌توان در عواملی نظیر کاهش نسبی شکل پذیری، تغییر در توزیع تغییر شکل‌های غیرارتجاعی و تمرکز بیش‌تر تقاضای لرزه‌ای در برخی اعضا جست‌وجو کرد. در مقابل، فولاد S235 به دلیل شکل پذیری مناسب‌تر و پایداری بیش‌تر حلقه‌های هیستریزس، زمینه توزیع یکنواخت تر مفاصل پلاستیک و اتلاف انرژی مؤثرتر را فراهم ساخته است. بنابراین، نتایج این پژوهش تأکید می‌کند که انتخاب مصالح در قاب‌های خمشی ویژه باید بر مبنای مجموعه‌ای از شاخص‌های هم‌زمان شامل مقاومت، شکل پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی، سختی، الگوی خرابی و

گوناگون به‌ویژه سطح آستانه فروریزش (CP) در شکل‌های (۶) و (۷) (برای قاب پنج‌طبقه) و شکل‌های (۱۶) و (۱۷) (برای قاب ۱۰ طبقه) مورد واکاوی قرار گرفت.

بر اساس مبانی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، الگوی توزیع دررفت در ارتفاع قاب، بیانگر نحوه توزیع تغییرشکل‌های غیرخطی و گسترش مفاصل پلاستیک در اعضا است. در قاب‌های بهینه‌شده با فولاد معمولی S235، روند یکنواخت پروفیل دررفت بین طبقه‌ای در تمامی ترازها نشان‌دهنده مشارکت سراسری تیرها در جذب انرژی و توسعه همگن مفاصل پلاستیک در ارتفاع است؛ اما در قاب‌های با فولاد آلیاژی، در سطح عملکرد CP، افزایش ناگهانی و چشم‌گیر دررفت در طبقات تحتانی و میانی مشاهده می‌شود. علت این پدیده آن است که در فولاد آلیاژی، علیرغم افزایش قابل‌توجه تنش تسلیم، مدول الاستیسیته مصالح (E) بدون تغییر باقی می‌ماند؛ در نتیجه، بهینه‌سازی مقاطع برای کاهش وزن منجر به کاهش لنگر اینرسی (I) تیرها و ستون‌ها می‌شود.

این کاهش سختی خمشی، حساسیت سازه به اثرات مرتبه دوم هندسی ($P - \Delta$) را در تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ به‌طور چشم‌گیری افزایش می‌دهد. با تسلیم تارهای مقطع در اعضای طبقات پایینی، لنگرهای ثانویه $P - \Delta$ تقاضای تسلیم و دوران پلاستیک را در همان محدوده متمرکز ساخته و قبل از آن‌که اعضای طبقات فوقانی بتوانند در استهلاک انرژی مشارکت کامل نمایند، تمرکز موضعی کرنش و آسیب سبب ناپایداری جانبی و کاهش حاشیه ایمنی فروریزش سازه می‌شود.

ارزیابی نتایج این پژوهش درخصوص رفتار غیرخطی و حاشیه ایمنی فروریزش، تطابق قابل‌توجهی با یافته‌های پژوهشگران در زمینه عملکرد قاب‌های مجهز به فولادهای حافظه‌دار شکلی نشان می‌دهد. کاهش شکل‌پذیری سیستم و افت ظرفیت دوران غیرخطی در قاب‌های ساخته‌شده با فولاد حافظه‌دار شکلی نسبت به فولاد معمولی (S235)، با مشاهدات آزمایشگاهی شی و همکاران و بن^۱ و همکاران هم‌پوشانی کامل دارد؛ این محققین اثبات کردند که در فولادهای آلیاژی و حافظه‌دار شکلی، به دلیل افزایش نسبت تنش تسلیم به مقاومت نهایی (f_y/f_u) و کاهش طول ناحیه کرنش سختی، طول مفصل پلاستیک و ظرفیت جذب انرژی هیستریزس نسبت به فولاد نرمه کاهش می‌یابد.

از سوی دیگر، نتایج حاصل از تحلیل‌های IDA و فروریزش در این مطالعه نشان داد که سبک‌سازی مقاطع ناشی از بهینه‌سازی، اگرچه وزن کل اسکلت را کاهش می‌دهد، اما به دلیل یکسان بودن

ظرفیت فروریزش انجام شود و صرفاً به افزایش مقاومت تسلیم محدود نشود.

بر مبنای نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی قاب‌های خمشی ویژه فولادی، جمع‌بندی زیر ارائه می‌شود:

- به کارگیری فولاد آلیاژی حافظه‌دار شکلی، در پژوهش حاضر، الزاماً موجب کاهش وزن سازه نشد.

- قاب‌های مبتنی بر S235 در هر دو تراز ۵ و ۱۰ طبقه، وزن بهینه کم‌تری نسبت به قاب‌های فولاد آلیاژی نشان دادند.

- تمامی قاب‌های بررسی‌شده الزامات لرزه‌ای مدنظر را برآورده نمودند.

- هر دو گروه فولادی، کنترل دررفت، معیار ستون قوی-تیر ضعیف و معیارهای پذیرش FEMA P695 را برآورده ساختند.

- قاب‌های S235 عموماً حاشیه ایمنی فروریزش بیش‌تری ارائه دادند.

- مقادیر ACMR در قاب‌های S235 (در هر دو گروه ۵ و ۱۰ طبقه) بزرگ‌تر از قاب‌های فولاد آلیاژی بود؛ از این رو، این فولاد عملکرد لرزه‌ای مطمئن‌تری را نشان داد.

- افزایش مقاومت تسلیم به تنهایی شاخص کافی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای نیست.

- رفتار غیرالاستیک سازه به پارامترهایی نظیر شکل‌پذیری، اتلاف انرژی، توزیع سختی و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک وابسته است.

- فولاد S235 با وجود مقاومت کم‌تر، در این مطالعه رفتار لرزه‌ای پایدارتر و از منظر وزن عملکرد مناسب‌تری ارائه کرد.

- شکل‌پذیری بالاتر و امکان توزیع مطلوب‌تر تغییرشکل‌های غیرارتجاعی، S235 را به گزینه‌ای قابل‌اتکا برای قاب‌های خمشی ویژه تبدیل نمود.

- گزینش مصالح باید مبتنی بر ارزیابی توأمان عملکردی و اقتصادی انجام شود.

- نتایج نشان می‌دهد که در طراحی قاب‌های خمشی ویژه، اتکا به افزایش مقاومت فولاد نمی‌تواند جایگزین ارزیابی جامع عملکرد لرزه‌ای شود و مصالح باید بر اساس ترکیب مناسبی از مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی انتخاب شوند.

به منظور ریشه‌یابی علمی و اثبات تمرکز آسیب در قاب‌های ساخته‌شده با فولادهای آلیاژی، پروفیل‌های تغییرمکان نسبی طبقات (دررفت) در تغییرمکان متناظر با سطوح عملکردی

^۱ Ban

مدول الاستیسیته فولاد ($E \approx 200 \text{ GPa}$)، حساسیت سازه به اثرات مرتبه دوم ($P - \Delta$) را به طور تصاعدی تشدید می‌کند. این پدیده دقیقاً هم‌راستا با نتایج تحقیقات دوبینا^۱ و همکاران در ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی حافظه‌دار شکلی و همچنین وانگ و همکاران است که بر کنترل‌پذیری پاسخ سازه توسط تغییر مکان‌های نسبی و پدیده‌های کماتش موضعی در فولادهای حافظه‌دار شکلی تأکید نموده‌اند.

علاوه بر این، مقایسه مقادیر نسبت حاشیه فروریزش اصلاح‌شده با ارزیابی‌های پیشین بر پایه FEMA P695 بر روی قاب‌های خمشی فولادی (از جمله هشتمی و همکاران و NIST) نشان می‌دهد که کاهش ضریب تقلیل بر اثر شکل‌پذیری (μ_T) در فولادهای حافظه‌دار شکلی، سبب افت ضریب اصلاح شکل طیفی شده و حاشیه ایمنی فروریزش سازه را با وجود برتری مقاومت مصالح، در وضعیت آسیب‌پذیرتری نسبت به قاب‌های دارای مصالح نرمه قرار می‌دهد. این تطابق رفتاری حاکی از آن است که یافته‌های پژوهش حاضر سازگار با شواهد فیزیکی و تحلیلی موجود در مهندسی زلزله بوده و ابعاد جدیدی از ریسک لرزه‌ای ناشی از سبک‌سازی صرف با فولاد پرمقاومت را آشکار می‌سازد [۲۸-۳۵].

بررسی جامع اثر استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در نواحی مفاصل پلاستیک یا بادبندهای لرزه‌ای، با تمرکز بر خاصیت سوپراالاستیک در استهلاک انرژی، کاهش دررفت پسماند سازه (Residual Drift) پس از رخداد زلزله‌های شدید، و مقایسه توازن شکل‌پذیری با مقاومت در ترکیب با فولادهای پرمقاومت، به عنوان یکی از موضوعات کلیدی و آینده‌پژوهانه برای تکمیل مطالعات این حوزه پیشنهاد می‌شود.

¹ Dubina

- in Inelastic Plane Structural Systems", *Computers & Structures*, 88(1-2), pp.45-53.
- [16] Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S., and Chou, J.H., (2011), "Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, 137(4), pp.481-491.
- [17] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.491-514.
- [18] Elkady, A., and Lignos, D.G. (2015), "Analytical Collapse Assessment of Steel Moment Frames Designed with Deep Wide-Flange Columns According to Current US Provisions", *Journal of Structural Engineering*, 141(11), p.04015024.
- [19] FEMA. (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695)*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [20] Chandramohan, R., Baker, J.W., and Deierlein, G.G. (2016), "Quantifying the Influence of Ground Motion Duration on Structural Collapse Capacity Using FEMA P695 Methodology", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(15), pp.2413-2431.
- [21] Shi, G., Ban, H., and Bijlaard, F.S. (2012), "High-Strength Steel Structural Members: A Review of Recent Research", *Journal of Constructional Steel Research*, 77, pp.107-123.
- [22] Wang, M., Shi, V., and Wang, Y. (2017), "Seismic Behavior and Collapse Assessment of High-Strength Steel Moment-Resisting Frames", *Engineering Structures*, 148, pp.416-432.
- [23] Li, D., Uy, B., Wang, J., and Song, L. (2020), "Behaviour and Design of High-Strength Steel Moment Connections and Frames under Cyclic and Dynamic Loading", *Journal of Structural Engineering*, 146(9), p.04020182.
- [24] Popov, E.P., Yang, T.S., and Chang, S.P., (1998), "Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake", *Engineering Structures*, 20(12), pp.1030-1038.
- [25] FEMA (2000), *State of the Art Report on Connection Performance (FEMA-355D)*. Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [26] Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V. (1983), "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints", Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [27] AISC (2016), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [28] American Society of Civil Engineers (ASCE), (2017), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)*, ASCE, Reston, VA.
- [29] Aghakouchak, A.A., and Ghafory-Ashtiany, M. (2008), "Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Frames in Iran Based on Standard 2800", [1] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*, FEMA, Washington, D.C.
- [2] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695)*, FEMA, Washington, D.C.
- [3] American Society of Civil Engineers (ASCE), (2014), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*, ASCE, Reston, VA.
- [4] American Institute of Steel Construction (AISC), (2016), *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*, AISC, Chicago, IL.
- [5] American Institute of Steel Construction (AISC), (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*, AISC, Chicago, IL.
- [6] Building and Housing Research Center (BHRC), (2020), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800, 4th ed.)*, BHRC, Tehran. (in Persian)
- [7] American Institute of Steel Construction (AISC), (2017), *Steel Construction Manual (15th ed.)*, AISC, Chicago, IL.
- [8] Applied Technology Council (ATC), (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC 40)*, ATC, Redwood City, CA.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350)*, FEMA, Washington, D.C.
- [10] McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2010), "OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(4), pp.465-479.
- [11] Gupta, A., and Krawinkler, H. (1999), "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", Report No. 132, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [12] Krawinkler, H., and Miranda, E. (2004), "Performance-Based Earthquake Engineering" *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, 9, pp.1-9.
- [13] Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., and Foutch, D.A. (2002), "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines", *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526-533.
- [14] Lignos, D.G., and Krawinkler, H. (2011), "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, 137(11), pp.1291-1302.
- [15] Zareian, F., and Medina, R.A. (2010), "A Practical Method for Proper Modeling of Structural Damping

Journal of Seismology & Earthquake Engineering,
10(2), pp.75-86. (in Persian)

- [30] Ban, H., Shi, G., Shi, Y., and Bradford, M.A. (2013), "Experimental Investigation on the Seismic Performance of High-Strength Steel Columns", Journal of Constructional Steel Research, 88, pp.143-157.
- [31] Shi, G., Ban, H., and Bijlaard, F.S. (2016), "High Strength Steel Members and Structures in Civil Engineering: State-of-the-Art Review", Frontiers of Structural & Civil Engineering, 10(2), pp.167-184.
- [32] Dubina, D., Ungureanu, V., and F-López, R. (2015), "High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames", Proceedings of the 5th International Conference on High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames (HSS-SERF), CRC Press.
- [33] Wang, J., Zhang, L., and Spencer, B.F. (2017), "Seismic Response and Performance Evaluation of High-Strength Steel Frames", Engineering Structures, 148, pp.590-607.
- [34] Heshmati, M., Khatami, S. M., and Shakib, H. (2021), "FEMA P695 Methodology for Safety Margin Evaluation of Steel Moment Resisting Frames Subjected to Near-Field and Far-Field Records", SN Applied Sciences, 3(2), p.221.
- [35] NIST. (2010), NEHRP seismic design technical brief No. 4: Nonlinear structural analysis for seismic design. NIST GCR 10-917-5), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.