

EXTENDED ABSTRACT

Seismic Safety in Performance-Based Optimization of Special Reinforced Concrete Moment Frames in High-Rise Buildings Under the Effect of Pulsed Records

Mehrnaz Kohkamari^a, Ashkan Khoda BandehLou^{b,*}

^a MSc Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

^b Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Technology and Engineering, Islamic Azad University, Urmia Branch, Urmia, Iran

Received: 25 November 2024; **Reviewed:** 15 April 2025; **Accepted:** 05 May 2025

Keywords:

Tall RC moment frame, Optimization, Performance base design, Incremental dynamic analysis, Collapse margin ratio.

1. Introduction

This research presents a rigorous methodology for performance-based seismic design and evaluation of tall reinforced concrete moment frames, incorporating advanced nonlinear modeling techniques, metaheuristic optimization, and probabilistic seismic assessment. The comprehensive framework addresses both design optimization and collapse safety evaluation through the following detailed approach:

2. Structural modeling and optimization process

2.1. Structural system configuration

- Three high-rise prototypes (20-, 25- and 30-story)
- Geometric properties:
 - Uniform story height: 3.2m (typical floor-to-floor)
 - Constant bay width: 6m (center-to-center)
 - Rectangular beam-column dimensions optimized per code requirements
- Material characterization:
 - Concrete:
 - Unconfined strength (f'_c): 28MPa
 - Confined concrete properties calculated using Mander's model
 - Tensile strength neglected in analysis
 - Reinforcement:
 - Grade 60 steel ($f_y=420$ MPa)
 - Isotropic hardening ratio: 3%
 - Modulus of elasticity: 200GPa

2.2. High-fidelity nonlinear modeling (Open Sees):

- Element formulation:
 - Force-based nonlinear beam-column elements
 - Discretization: 5 integration points per element
 - Fiber section discretization:
 - Concrete fibers: 10 layers (5 core, 5 cover)
 - Steel fibers: 4 bars per corner plus distributed web reinforcement
- Nonlinear effects:
 - Distributed plasticity formulation
 - Large displacement effects (P- Δ)
 - Rigid diaphragm constraints at each floor level
- Solution algorithm:
 - Newton-Raphson iteration
 - Convergence tolerance: 1×10^{-6}
 - Maximum iterations: 50 per load step

2.3. Performance-based optimization framework:

- Optimization algorithm:
 - Center of Mass Optimization (CMO)
 - Population size: 50 designs per generation
 - Maximum generations: 200
 - Adaptive mutation rate: 5-15%
- Design constraints:
 - Strength requirements (ACI 318-14):
 - Column capacity: $\phi P_n \geq P_u$, $\phi M_n \geq M_u$
 - Beam flexural capacity: $\phi M_n \geq M_u$
 - Drift limits (ASCE 41-17):
 - Immediate Occupancy (IO): 1.0% inter-story drift
 - Life Safety (LS): 2.0% inter-story drift
 - Collapse Prevention (CP): 4.0% inter-story drift
 - Strong column-weak beam:
 - $\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_b$ at all joints
 - Detailing requirements:
 - Minimum/maximum reinforcement ratios
 - Confinement reinforcement spacing

3. Advanced seismic analysis methodology

3.1. Ground motion selection and processing

- Record selection criteria:
 - Magnitude range: 6.5-7.5
 - Fault distance: <20km for pulse records
 - Vs30: 180-360 m/s (Soil Type D)
 - Pulse identification via wavelet analysis
- Record processing:
 - Baseline correction
 - High-pass filtering (0.1Hz cutoff)
 - Spectral matching to target MCE spectrum

3.2. Incremental dynamic analysis protocol:

- Intensity measure scaling:
 - Range: 0.1g to 3.0g ($S_a(T_1, 5\%)$)
 - Increment strategy:
 - Initial steps: 0.1g increments
 - Near collapse: 0.05g refinement
- Analysis control:
 - Time step: 0.005s

- o Rayleigh damping: 5% at first and third modes
- o Convergence monitoring:
 - Energy tolerance: 1×10^{-8}
 - Displacement tolerance: 1×10^{-5}

3.3. Fragility analysis development:

- Collapse data processing:
 - o Maximum likelihood estimation of parameters
 - o 95% confidence intervals for fragility parameters
- Uncertainty quantification:
 - o Record-to-record variability
 - o Modeling uncertainty factor ($\beta_m=0.4$)
- Fragility curve formulation:
 - o $P(\text{Collapse}|S_a) = \Phi[(\ln S_a - \ln \hat{S}_{ct}) / \beta_{tot}]$
 - o $\beta_{tot} = \sqrt{(\beta_{RTR}^2 + \beta_m^2)}$

3. Comprehensive performance evaluation:

3.1. Collapse safety assessment:

- Collapse Margin Ratio calculation:
 - o $CMR = \text{Median collapse } S_a (\hat{S}_{ct}) / \text{MCE } S_a (S_{mt})$
 - o S_{mt} values: Site-specific MCE spectrum at T_1
- Spectral Shape Factor adjustment:
 - o SSF calculation per FEMA P-695
 - o Period-based interpolation
 - o Final $ACMR = SSF \times CMR$

3.2. Performance verification:

- Component-level checks:
 - o Plastic rotation demands vs. capacities
 - o Shear demand/capacity ratios
- System-level evaluation:
 - o Mechanism verification
 - o Redundancy factors
 - o Overstrength distribution

4. Key Findings from Implementation:

1. Optimization Outcomes:

- Material efficiency:
 - o 20-story: 22.3% weight reduction
 - o 25-story: 19.8% weight reduction
 - o 30-story: 18.1% weight reduction
 - Constraint satisfaction:
 - o All drift limits met at respective performance levels
 - o Strong column-weak beam maintained throughout
- ### 2. Seismic Performance Results:
- Pulse record effects:
 - o 20-story: 13.4% CMR reduction
 - o 25-story: 35.9% CMR reduction
 - o 30-story: 58.7% CMR reduction
 - Fragility characteristics:
 - o Pulse records increased β by 35-45%
 - o 50% collapse probability at:
 - 1.42g (pulse) vs 2.11g (non-pulse) for 30-story

5. Methodological contributions:

- 1) *Integrated Framework*: Combines optimization, nonlinear analysis, and risk assessment
- 2) *Practical Design Tools*: Provides code-compliant optimization constraints
- 3) *Advanced Analysis*: Incorporates pulse-specific ground motion effects
- 4) *Reliable Assessment*: Comprehensive treatment of uncertainties

6. Conclusions

In this research, Open Sees software was utilized for modeling and numerical analyses, while MATLAB was employed to implement the performance-based optimization framework. The study consists of two fundamental phases:

1. Phase 1: Optimization of High-Rise Moment-Resisting Frames
 - o Tall moment-resisting frames were optimized using Modal Pushover Analysis (MPA) and coupling MATLAB with OpenSees based on ASCE 41-17 and FEMA 356 standards, employing a metaheuristic algorithm for performance-based optimization.
2. Phase 2: Seismic Evaluation of Optimized Frames
 - o The seismic performance of the optimized frames was assessed using Incremental Dynamic Analysis (IDA), fragility curves, and Collapse Margin Ratio (CMR) calculations.

7. Model Specifications:

This study examines three reinforced concrete moment-resisting frames with 20, 25, and 30 stories (each story height: 3.2 m, span width: 6 m).

Key Findings:

- **20-Story** **Frame:**
The collapse capacity under pulse-like ground motions is **13% lower** than under non-pulse ground motions.
- **25-Story** **Frame:**
The collapse capacity under non-pulse ground motions is **36% higher** than under pulse-like ground motions.
- **30-Story** **Frame:**
The collapse capacity under non-pulse ground motions is **59% higher** than under non-pulse ground motions. (Likely a typographical error in the original text, intended to compare pulse-like vs. non-pulse records.)
The results demonstrate that pulse-like ground motions significantly reduce the collapse capacity of tall moment-resisting frames, with this negative effect intensifying as building height increases. These findings highlight the importance of considering pulse-like ground motions in the seismic design of high-rise structures in seismically active regions.

تأثیر رکوردهای پالس دار بر ظرفیت فروریزش لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بتن آرمه بهینه‌سازی شده براساس عملکرد در ساختمان‌های بلندمرتبه

مهرناز کوه‌کمری¹، اشکان خداپنده‌لو^{2*}

¹ دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه

² دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه

دریافت: 1403/9/5، بازنگری: 1404/1/26، پذیرش: 1404/2/15، نشر آنلاین: 1404/2/15

چکیده

اثر تخریبی زلزله به عواملی چون مکانیزم شکست گسل، فاصله گسل تا ساختمان، نوع خاک، مشخصات حرکت زمین و همچنین به خصوصیات دینامیکی سازه وابسته است. هدف از این مطالعه، بررسی تأثیر رکوردهای پالس دار بر ایمنی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بتن آرمه بهینه‌سازی شده براساس عملکرد در ساختمان‌های بلندمرتبه می‌باشد. در این تحقیق به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار اپن‌سیس (Open-Sees) و جهت پیاده‌سازی چهارچوب بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار متلب (Matlab) استفاده شده است. در گام اول قاب‌های بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش اور (Push Over) و لینک نرم‌افزار متلب با نرم‌افزار اپن‌سیس بر اساس ضوابط آیین‌نامه 41-17 ASCE و 356 FEMA، براساس عملکرد بهینه‌سازی شدند. در گام دوم، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بهینه‌سازی شده، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش به دست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. 3 قاب خمشی بلند بتنی 20، 25 و 30 طبقه با ارتفاع طبقات 3/2 متر و عرض دهانه 6 متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند. با توجه به نتایج به دست آمده از دینامیکی افزایشی بر روی سازه‌های مذکور، ظرفیت فروریزش قاب 20، 25 و 30 طبقه تحت زلزله‌های پالس دار، به ترتیب 13%، 36% و 59% کمتر از ظرفیت فروریزش قاب‌های مذکور تحت زلزله‌های بدون پالس می‌باشد. از طرفی هر سه قاب طراحی شده از لحاظ ایمنی لرزه‌ای در محدوده قابل قبول با توجه به ACMR، مجاز می‌باشند.

کلیدواژه‌ها: قاب خمشی بلند بتنی، بهینه‌سازی، طراحی براساس عملکرد، تحلیل دینامیکی افزایشی، نسبت ظرفیت فروریزش.

1- مقدمه

مشخصه‌های ویژه‌ای از جمله جهت‌پذیری پیش‌رونده شکست¹ و محتوای فرکانسی بالا می‌باشند که آن‌ها را از دیگر رکوردها متمایز می‌کند. زمانی که انتشار گسیختگی گسل با دور شدن از مرکز زلزله، به سمت سایت گسترش یابد، به علت نزدیک بودن سرعت گسیختگی گسل به سرعت انتشار موج برشی، امواج آزاد شده در لغزش‌های متوالی در قسمت‌های جلوی مسیر گسیختگی جمع می‌شوند که با تجمع امواج برشی رسیده به سایت مواجه خواهیم بود، در نتیجه جبهه موج تشکیل شده به‌طور ناگهانی و به صورت یک شوک قوی به سایت می‌رسد که این امواج باعث ایجاد یک یا چند پالس نیرومند می‌شوند که معمولاً در ابتدای رکورد مربوط به سرعت زلزله‌های نزدیک گسل دیده می‌شود. همچنین الگوی

زلزله‌ها را می‌توان برحسب فاصله محل ثبت رکورد تا گسل (محل اصلی لغزش) به دو دسته زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل تقسیم‌بندی کرد. به محدوده‌ای که در فاصله 10 تا 20 کیلومتری از گسل مسبب زلزله باشد، محدوده نزدیک گسل گفته می‌شود. هرچند فاصله مشخصی را برای این منظور نمی‌توان برای تمام زلزله‌ها مشخص کرد زیرا این محدوده به عوامل خاصی از جمله بزرگی زلزله، طول گسل و شرایط ساختگاهی وابسته می‌باشد (Elnashi و همکاران، 2006).

رکوردهای حاصل از زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل نزدیکی فاصله محل منبع انتشار موج تا محل دریافت آن، دارای

1. Forward rupture directivity



ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز شاپا الکترونیکی: 2717-4077

<https://doi.org/10.22034/CEEJ.2025.64694.2400>

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: 9141479738

* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0001-8394-3757

آدرس ایمیل: mehrnaz.kohkamari@gmail.com (م. کوه‌کمری)، a.khodabandehlou@iau.ac.ir (ا. خداپنده‌لو).

رفتاری خارج از ناحیه الاستیک نداشته باشد (Elnashi و همکاران، 2006).

در روش‌های فعلی طراحی سازه که به اصطلاح به آن‌ها روش‌های طراحی تجویزی گفته می‌شود، ایراداتی وجود دارد. به‌عنوان مثال برای کل یک سازه با یک سیستم باربر جانبی بخصوص یک ضریب رفتار با توجه به‌میزان شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای، برای کاهش نیروهای محاسبه شده در نظر گرفته می‌شود، درحالی‌که هر عضو با توجه به مشخصاتش یک رفتار مجزا و یک میزان شکل‌پذیری از خود نشان می‌دهد. برای رفع این ایرادات، روشی از طراحی سازه به‌نام طراحی عملکردی معرفی شده است. در روش طراحی عملکردی سازه، رفتار یا عملکرد یک سازه و همچنین عملکرد تک‌تک اعضای آن را تحت یک زلزله یا طیف پاسخ آیین‌نامه‌های موجود، مورد بررسی قرار می‌دهد و اعضای که مطابق انتظار رفتار نمی‌کنند به‌گونه‌ای تغییر داده می‌شوند تا رفتار و خرابی‌ها یا سطح عملکرد مورد نظر را برآورده کنند. آیین‌نامه‌های بهسازی موجود در دنیا، از جمله دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران، بر پایه تئوری‌های عملکردی تنظیم شده‌اند و از این رو مبنای طراحی عملکردی می‌باشند. دو عامل تأثیرگذار در طراحی عملکردی، سطوح خطر زلزله و سطوح عملکرد سازه‌ای می‌باشد. برای طراحی عملکردی یا بهسازی لرزه‌ای یک سازه، بخشی از فرضیات طراح، بر پایه زلزله‌ای است که انتظار می‌رود سازه در آینده تحت تأثیر آن قرار گیرد؛ در نتیجه، طراحی اعضای سازه به‌گونه‌ای صورت می‌گیرد که تحت زلزله مذکور، رفتار آن‌ها مطابق خواسته ما (عملکرد مورد انتظار) باشد (Elnashi و همکاران، 2006). سطح خطر لرزه‌ای به‌معنای زلزله انتخابی می‌باشد که براساس نیروی ناشی از آن، سازه مورد نظر مورد تحلیل و طراحی قرار می‌گیرد. در نشریه شماره 360، روش‌های برآورد طیف طرح شتاب براساس سطوح خطر مورد نظر، معرفی شده است. همان‌طور که در این نشریه ذکر شده برای محاسبه نیروی حاصل از زمین‌لرزه در هر یک از سطوح خطر مورد نظر، می‌توان از دو فرآیند شکل طیف ثابت و یا طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده کرد که طیف شکل ثابت می‌تواند طیف استاندارد 2800 و یا طیف نشریه شماره 360 باشد. پس از انتخاب سطح خطر لرزه‌ای مورد نظر، باید میزان آسیب مطلوب در صورت وقوع زلزله سطح خطر انتخاب شود. سطح عملکرد سازه همان میزان آسیب مورد نظر است که از مجموعه تغییرشکل‌ها و خرابی‌های تک‌تک اعضا حاصل می‌شود؛ پس با انتخاب یک سطح عملکرد سازه‌ای، محدودیتی برای میزان خرابی هر عضو تحت نیروهای لرزه‌ای حاصل از زلزله سطح خطر تعیین می‌کنیم و اعضا باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که این محدودیت‌ها را با توجه به سطح عملکرد

تابش جابه‌جایی برشی در گسل باعث می‌شود که این پالس بزرگ در جهت عمود بر صفحه گسل متمایل شده و مؤلفه عمود بر گسل در پیوندهای بزرگتر از 0/5 ثانیه بزرگتر از مؤلفه موازی با گسل شود (Elnashi و همکاران، 2006).

مطابق این آیین‌نامه‌ها، در مواردی که احداث ساختمان در محدوده گسل اجتناب‌ناپذیر است باید تمهیدات فنی ویژه در طراحی منظور گردد. با توجه به تخریب گسترده سازه‌ها در زلزله نورثریج²، که حتی برخی از آنان تحت نظر آیین‌نامه‌های وقت طراحی شده بودند، لزوم انجام تحقیقات و مطالعات گسترده بر روی زلزله‌های نزدیک گسل و شناخت عوامل آن جهت تغییر در آیین‌نامه‌ها ضروری به‌نظر می‌رسید. برطبق تحقیقات صورت گرفته مشخص شد که تأثیرات زلزله‌های نزدیک گسل از تأثیرات ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بیشتر است. در زلزله‌های حوزه نزدیک به‌دلیل آن‌که امواج سریعاً به سازه منتقل می‌شوند و مسیر تأثیر زیادی بر امواج نمی‌گذارند، بنابراین سازه بیشتر متأثر از مکانیزم وقوع زمین‌لرزه قرار می‌گیرد. خصوصیات رکوردهای نزدیک گسل به عوامل مختلفی همچون جهت‌پذیری شکست، وضعیت امتداد گسل نسبت به سازه و تغییر مکان ماندگار زمین وابسته هستند. در زلزله حوزه نزدیک به‌دلیل سرعت بالا مقدار انرژی زیادی در مدت زمان بسیار کمی به سازه وارد می‌شود و از سوی دیگر هنگامی که سرعت بیشتر می‌شود، مصالح تردتر رفتار می‌کنند و این بدان معناست که نقطه تسلیم در سازه و مصالح بالا می‌رود که لازمه این موضوع تقاضای شکل‌پذیری بالای سازه‌ها جهت جذب انرژی می‌باشد. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران‌ناپذیر زلزله‌های نزدیک گسل و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل‌های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزه‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهد بسیار حائز اهمیت می‌باشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم در ناحیه نزدیک گسل و با دخالت دادن این ویژگی‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای سازه‌ها، بخصوص برای ساختمان‌های بلندمرتبه به‌دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه‌های واقع در نواحی نزدیک گسل برداشته شود. رویکرد طراحی سازه‌ها به‌صورت سنتی این شکل می‌باشد که نیروهای ایجاد شده در هر عضو محاسبه شده و با توجه به سیستم سازه‌ای و میزان شکل‌پذیری آن، برای کل سازه یک ضریب رفتار در نظر گرفته می‌شود تا از ظرفیت شکل‌پذیری سازه استفاده شود؛ در ادامه هم اعضای سازه طوری طراحی می‌شوند تا اطمینان حاصل شود که تحت نیروهای محاسبه شده، در اعضای حیاتی مانند ستون‌ها، به‌جز در نقاطی که از پیش تعیین می‌شوند،

غیرسازه‌ای در زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد (Deierlein و همکاران، 2007). روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به‌طور مؤثر در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد. بر اساس آئین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند (Sabzi و Kaveh، 2012).

در طول تاریخ، مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌های بهینه‌ای بوده‌اند که به‌دلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و در عین حال برآورده شدن تمامی محدودیت‌های موجود، مهم‌ترین معیار انتخاب برای آنان بوده است (Bayati و Masoud، 2012). امروزه بهینه‌سازی یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها به‌شمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد، از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی بهینه سازه‌ها براساس عملکرد، سازه‌هایی را به‌دست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند (Rojas و همکاران، 2007).

در تحلیل لرزه‌ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌کنند. یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه، تحلیل دینامیکی فزاینده است. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. یکی از چالش‌هایی که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تأثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها است (Asgarian و همکاران، 2010). حدوداً از سال 2005 تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه توسط هاردینیک و چارنی انجام شده است (Hardyniec و Charney، 2015). که نتایج بخشی از این تحقیقات را می‌توان در FEMA-P695، مشاهده نمود (Bai و Cha، 2016).

به‌منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده ارائه شده است. در صورتی که ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده برای هر سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش 20 درصد باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌ها بیشتر از ضریب حاشیه فروریزش 10% باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول خواهد بود (Bai و Cha، 2016).

ساختمان و سطح خطر انتخابی ما ارضا کنند. از طرفی طراحی بهینه سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای یکی از زمینه‌های فعال تحقیقاتی در حوزه مهندسی سازه است (Sabzi و Kaveh، 2012). در واقع با فرض کردن پاسخ استاتیکی و صرف‌نظر کردن از ویژگی‌های دینامیکی رفتار لرزه‌ای سازه در طی یک فرایند بهینه‌سازی، ممکن است سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله بسیار آسیب‌پذیر باشد. با توجه به نیاز روزافزون جوامع مهندسی به طرح سازه‌های ایمن و در عین حال اقتصادی، در این تحقیق به بهینه‌سازی قاب خمشی بلند بتن‌آرمه با شکل‌پذیری ویژه و با نسبت‌های متفاوت ارتفاع به عرض قاب با استفاده از الگوریتم‌های پیشرفته بهینه‌سازی پرداخته شده است (Xu و همکاران، 2017). طراحی بر اساس عملکرد به‌عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل‌پذیری مورد انتظار می‌باشد، مورد توجه قرار گرفته است (Fragiadakis و همکاران، 2006). طراحی سازه با رفتار الاستیک در هنگام رخداد زلزله، افزایش ظرفیت جذب انرژی و استهلاک سازه، افزایش تعداد مفاصل پلاستیک در سازه برای افزایش جذب انرژی و استهلاک سازه، توانایی سازه در تغییر شکل‌های غیرخطی و غیرالاستیک ناشی از زلزله و مقاومت کافی در برابر آن و افزایش ظرفیت دورانی سازه و به تبع آن افزایش شکل‌پذیری سازه از اهداف این طراحی می‌باشد (Rojas و همکاران، 2007).

در طراحی‌های مهندسی، هدف مطلوب کاهش هزینه پروژه تا حد ممکن می‌باشد. در مهندسی سازه این هدف در مراحل مختلف از جمله مرحله طراحی، ساخت و نصب دنبال می‌شود. هدف از طراحی بهینه کاهش هزینه در مرحله طراحی می‌باشد که برای این مقصود الگوریتم‌های متعدد فراکاوشی الهام گرفته شده از طبیعت، توسعه زیادی یافته‌اند. نکته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه می‌باشد (Elnashi و همکاران، 2006).

از آنجائی که بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیرقابل پیش‌بینی می‌باشند، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند، وزن سازه به‌دست آمده از این روش طراحی، به‌طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیرالاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند (Stewart و همکاران، 2001). یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چندسطحی برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. مفهوم نوین طراحی بر مبنای عملکرد در آیین‌نامه‌های مختلف بر پایه سه اصل عدم آسیب در زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیرسازه‌ای در زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش ولی آسیب سازه‌ای و

توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال‌گیری پلاستیسیته گسترده مدل شده‌اند. اثرات $\Delta-P$ نیز در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و به‌منظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار بتن محصورشده و بتن محصورنشده از ماده Concrete01 استفاده شده است. همچنین از مقاومت کششی بتن در تحلیل‌ها صرف‌نظر شده است. برای مدل‌سازی رفتار میلگردهای فولادی مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک 3%، استفاده شده است. به‌منظور محاسبه پارامترهای موردنیاز بتن محصورشده و بتن محصورنشده از جمله مقاومت فشاری حداکثر، کرنش در مقاومت فشاری حداکثر و کرنش نهایی، از مدل مندر استفاده گردیده است (Hwang و Lignos، 2017).

عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر 6 متر می‌باشد. در شکل (1)، قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق با گروه‌بندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه، برای مدل‌سازی اجزای محدود و همچنین آنالیز سازه از نرم‌افزار کد باز Open Sees جهت بهینه‌سازی از نرم‌افزار متلب استفاده می‌شود (Hajirasouliha و همکاران، 2012). در این پژوهش قاب‌های نشان داده شده در شکل (1)، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی براساس مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و تیر ضعیف و ستون قوی به‌صورت تک‌هدفه بهینه‌سازی شدند.

2-1- الگوریتم بهینه‌سازی

در این تحقیق، از الگوریتم تکاملی فراابتکاری مرکز جرم (CMO)⁴، برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های مورد مطالعه، به‌علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است (Ebadijalal و Gholizadeh، 2018). این الگوریتم فراابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم می‌باشد. به‌طوری که اگر هر جرم مأمور جستجو بزرگتر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچکتر خواهد بود و برعکس. در ادامه به فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم پرداخته شده است.

2-2- فرمول‌بندی الگوریتم مرکز جرم

در الگوریتم CMO، جرم هر مأمور جستجو از رابطه (1)، محاسبه می‌شود (Ebadijalal و Gholizadeh، 2018):

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (1)$$

ارزیابی دقیق‌تر ایمنی لرزه‌ای یک سازه از مهم‌ترین موضوعات در آنالیز لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که در سال‌های اخیر تأثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستون‌ها، هندسه و شکل اعضای سازه‌ای و دیگر پارامترهای سازه روی ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها بررسی شده‌اند و در همین راستا تأثیر ابعاد در سازه‌های بتنی یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به‌صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزله‌های اخیر در سراسر جهان و آسیب‌های به‌جامانده از این زلزله‌ها، بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به‌نظر می‌آید. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران‌ناپذیر زلزله بر روی سازه‌های بلند و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل‌های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزه‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهد بسیار حائز اهمیت می‌باشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم زلزله و با دخالت دادن این ویژگی‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای سازه‌ها، بخصوص برای ساختمان‌های بهینه‌سازی شده به‌دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه‌ها در برابر زلزله برداشته شود. با توجه به مطالب ذکر شده، ضرورت انجام یک تحقیق جامع در رابطه با بررسی ارتفاع طبقات بر شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب‌های بتن‌آرمه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد دو چندان می‌شود که در این مطالعه به بررسی این مهم پرداخته شده است.

2- روش تحقیق

در این پژوهش، سه قاب خمشی بلند بتنی 20، 25 و 30 طبقه با ارتفاع طبقات 3/2 متر و عرض دهانه 6 متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند. مقاومت فشاری نمونه 28 روزه استوانه‌ای بتن، 28 مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید 60 با تنش تسلیم 420 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصورشدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند. مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن براساس روابط مندر³ محاسبه و لحاظ می‌شوند (Hwang و Lignos، 2017).

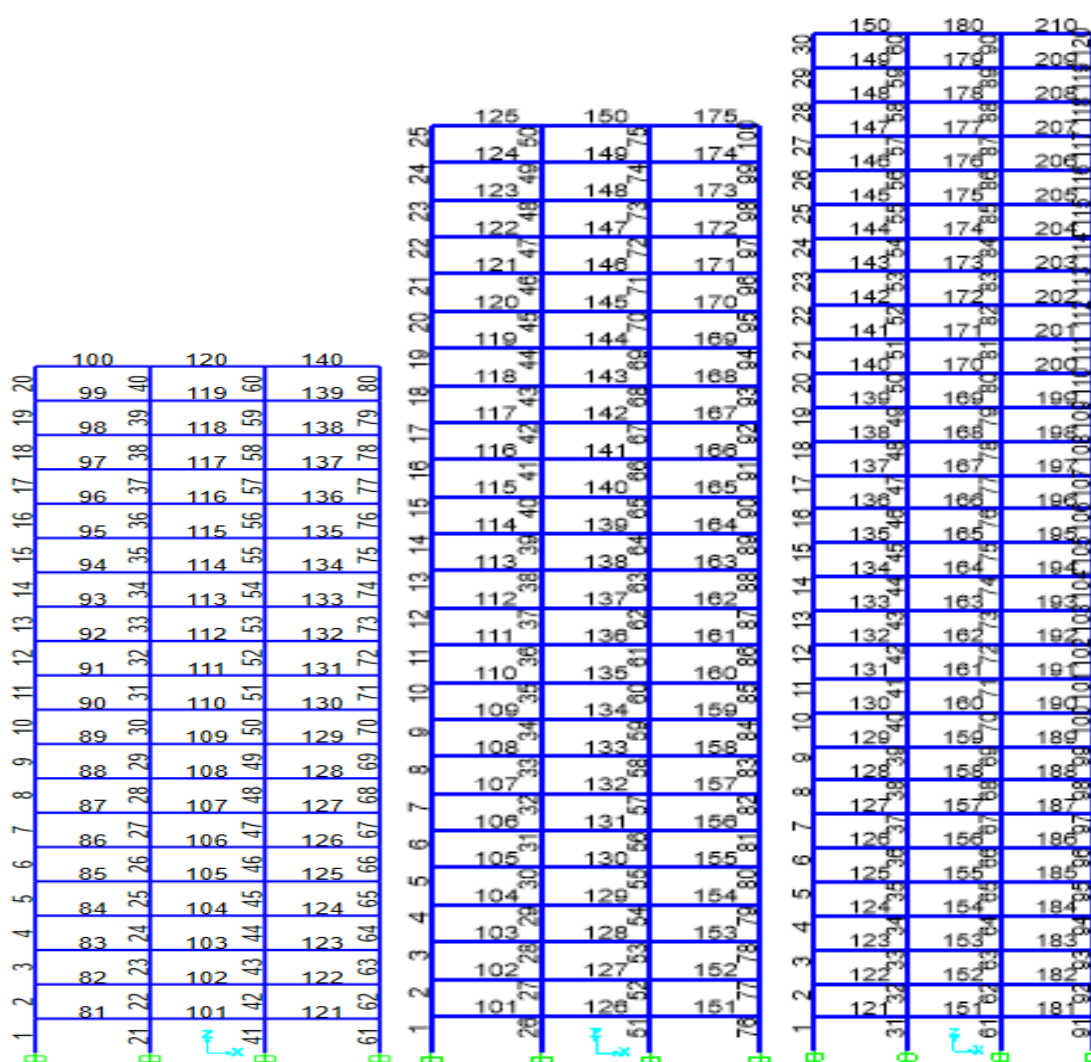
مقدار بار مرده و زنده به‌ترتیب 3000 و 1200 کیلوگرم بر متر می‌باشد. ترکیبات بارگذاری ثقیل جهت انجام تحلیل نیرویی برابر 120 درصد بار مرده به‌علاوه 160 درصد بار زنده و ترکیبات بارگذاری ثقیل به‌منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر صد در صد بار مرده به‌علاوه 25 درصد بار زنده، در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول (1)، ارائه شده است. در پژوهش حاضر، عناصر سازه‌ای

$$X_i^C(l) = \frac{m_i X_i(l) + m_{\frac{nop}{2}+i} X_{\frac{nop}{2}+i}(l)}{m_i + m_{\frac{nop}{2}+i}} \quad (2)$$

$$Dl_i(l) = \left| X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}(l) \right| \quad (3)$$

که nop نشان‌دهنده تعداد ذرات می‌باشد. توانایی ایجاد تعادل بین بهینه موضعی⁵ و بهینه کلی⁶، یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این الگوریتم است. در طی فرآیند بهینه‌سازی نرخ بهینه موضعی کاهش یافته و نرخ بهینه کلی افزایش می‌یابد.

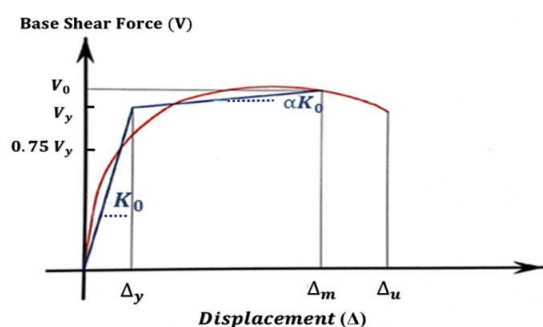
که در آن fit_i مقدار برازندگی تابع هدف به‌ازای موقعیت مأمور i ام می‌باشد. مأموران جستجو براساس برازندگی آن‌ها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مأمور جستجو یک جرم نامیده می‌شود. جرم‌های بزرگتر در گروه اول و جرم‌های کوچکتر در گروه دوم قرار می‌گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم براساس فاصله بین آن‌ها به‌روز می‌شود. برای هر زوج از ذرات در تکرار l ام و برای هر مأمور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC) ، و فاصله ذرات (DI) ، با استفاده از روابط (2) و (3) به‌دست می‌آید:



شکل 1- قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق

جدول 1- مشخصات مصالح

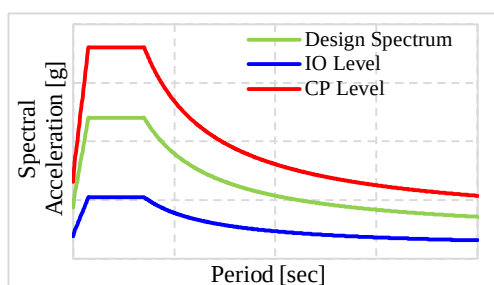
آرماتور		بتن		تنش تسلیم (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	سخت شوندگی
هسته	پوسته	تنش (مگاپاسکال)	کرش			
33/60	0/004	28/00	0/0025	430/00	2/00E05	0/03



شکل 3- منحنی ایده‌آل‌سازی شده نیرو- جابه‌جایی

$$S_{50/50} = S_{10\%/50year} \times (P_R/475)^n \quad (12)$$

$$S_{2/50} = 1.5 \times (S_{10\%/50year}) \quad (13)$$



شکل 4- طیف طرح استاندارد 2800

$$\delta_p = 1.5 \times (\delta_{2\%/50year}) \quad (14)$$

که δ_p تغییر مکان هدف و $\delta_{2\%/50year}$ تغییر مکان هدف در سطح فروریزش است. در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از این‌رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. 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. بر این اساس ابتدا فرمول‌بندی ضوابط نسبت دریافت طبقات به شکل رابطه (15)، ارائه می‌شوند:

$$g_s = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (15)$$

$$j = 1, 2, \dots, ns$$

کنترل) به‌میزان تغییر مکان هدف⁹ برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابه‌جایی است که فرض می‌شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه می‌کند و مطابق رابطه (10) محاسبه می‌شود (ASCE/SEI 41-13, 2013).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (10)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e} \quad (11)$$

در رابطه فوق، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان مؤثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو- جابه‌جایی ایده‌آل‌سازی مطابق شکل (3)، T_i زمان تناوب اولیه سازه، K_i و K_e به‌ترتیب سختی مؤثر و اولیه سازه و S_a شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مؤثر سازه می‌باشند. C_0 ، C_1 و C_2 ضرایب اصلاح جابه‌جایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، به‌دست می‌آیند (ASCE/SEI 41-13, 2013). جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد 2800، که در شکل (4)، نشان داده شده است، استفاده می‌شود (Standard No. 2800, 2014).

شتاب طیفی به‌دست آمده از طیف طرح استاندارد 2800، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به‌منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه از رابطه (12) و جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه (13)، استفاده می‌شود. که در آن $S_{10/50}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه براساس استاندارد 2800، دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2/50}$ شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است (FEMA 356, 2000) جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام به‌گام تا زمانی افزایش می‌یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با $1/5$ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه (14)). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهایی اعضای سازه‌ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین‌نامه مقایسه می‌شود (ASCE/SEI 41-13, 2013).

سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. 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 و در آخر با توجه به شکل‌پذیری ویژه قاب‌ها، ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی نیز لحاظ می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی بر مبنای عملکرد را می‌توان به‌صورت رابطه (19) ارائه نمود:

$$\begin{aligned} & \text{Minimize:} && w \\ & \text{Subject to the constraints:} \end{aligned} \quad (19)$$

$$g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \dots, g_n \leq 0 \quad (20)$$

که در این مطالعه در رابطه فوق w ، وزن سازه و g_i ، قیدهای طراحی می‌باشند.

2-7- ظرفیت فروریزش و شکنندگی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه براساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA695، رویکرد کارآمدی براساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA)¹⁰، به‌منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد (Fema P695, 2009).

این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول (2)، 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 (تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...)، تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. مقصود از لحظه فروریزش در قاب‌های خمشی بتنی زمانی است که یکی از سه شرط، حداکثر نسبت تغییرمکان جانبی طبقات از 10% تجاوز کند، کاهش شیب منحنی IDA، به کمتر از 20٪ متوسط شیب اولیه منحنی و عدم همگرایی در آنالیز تحقق پیدا کند. در گام بعدی فرآیند ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیل‌های دینامیکی افزاینده به‌دست می‌آیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدت‌های مختلف است، تولید می‌شود. بدین‌منظور با برازش یک تابع توزیع تجمعی نرمال بر داده‌های مرتبط با سطح فروریزش می‌توان احتمال فروریزش را به‌ازای شتاب‌های طیفی

که در رابطه (16)، d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دریافت طبقه j -ام و مقدار مجاز دریافت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند (FEMA 356, 2000)؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون به‌صورت روابط (16) و (17)، فرمول‌بندی می‌شوند (ASCE/SEI 41-13, 2013).

$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^{i,c}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (16)$$

$$j = 1, 2, \dots, nc$$

$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^{i,b}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (17)$$

$$k = 1, 2, \dots, nb$$

که در روابط فوق، θ_j^i و θ_k^i به ترتیب ماکزیمم دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛ $\theta_{all}^{i,c}$ مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول (8)، فصل 10 آیین‌نامه ASCE 41-13، تعیین می‌گردد. $\theta_{all}^{i,b}$ نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول (7)، فصل 10، استاندارد مذکور تعیین می‌شود (ASCE/SEI 41-13, 2013). nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون‌ها و تیرها هستند.

2-5- تیر ضعیف- ستون قوی

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دریافت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون‌های ضعیفی داشته باشد، دریافت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دریافت ستون‌ها تجاوز نماید. به این دلیل، اصل ستون قوی و تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب‌ها در طی زمین لرزه‌های قوی است. به‌همین منظور، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال ($\sum M_c$)، بایستی حداقل از 1/2 برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال ($\sum M_b$)، بزرگتر باشند (Ebrahimi, 2013). فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (18)، ارائه شده است:

$$g_8 = 1.2 \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (18)$$

2-6- فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی

در طی فرآیند بهینه‌سازی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از این‌رو همواره

فروریزش به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد.

$$CMR = \frac{\bar{S}_{CT}}{\bar{S}_{MT}} \quad (21)$$

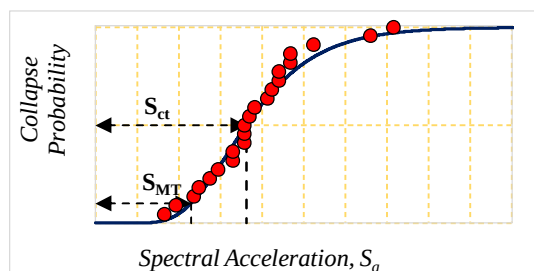
به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح (SSF)، که تابعی از پیرو سازه در مود اول و شکل پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده ACMR تبدیل می‌شوند (رابطه 22)).

متفاوت محاسبه کرد و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با FEMAP695، نسبت محدوده فروریزش (CMR)¹¹، برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش ($\bar{S}_{CT}$)، به شدت بزرگترین زلزله محتمل ($\bar{S}_{MT}$)¹² که به صورت رابطه (21)، ارائه شده است (Fema P695، 2009).

نسبت محدوده فروریزش (CMR)، به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگتر CMR، نشان دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده

جدول 2- رکوردهای FemaP695

شماره	زمین لرزه		ایستگاه لرزه نگاری	
	بزرگا	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه
زلزله‌های پالس دار				
1	6/5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array#6
2	6/5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array#7
3	6/9	1980	Irpinia, Italy-01	Sturmo
4	6/5	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site
5	6/9	1989	Loma prieta	Saratoga-Aloha
6	6/7	1992	Erzincan, Turkey	Erzincan
7	7/0	1992	Cape Mendocino	Petrolia
8	7/3	1992	Landers	Lucerno
9	6/7	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta
10	6/7	1994	Northridge-01	Sylmar-Olive View
11	7/5	1999	Kocaeli, Turkey	Izmit
12	7/6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU065
13	7/6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU102
14	7/1	1999	Duzce, Turkey	Duzce
زلزله‌های بدون پالس				
15	6/8	1979	Gazli, USSR	Karakyr
16	6/5	1979	Imperial Valley-06	Bonds Corner
17	6/5	1979	Imperial Valley-06	Chhuahua
18	6/8	1985	Nahanni, Canada	Site1
19	6/8	1985	Nahanni, Canada	Site2
20	6/9	1989	Loma prieta	BRAN
21	6/9	1989	Loma prieta	Corralitos
22	7/0	1992	Cape Mendocino	Cape Mendocino
23	6/7	1994	Northridge-01	LA-Spulveda VA
24	6/7	1994	Northridge-01	Northridge-Saticoy
25	7/5	1999	Kocaeli, Turkey	Yarimca
26	7/6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU067
27	7/6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU084
28	7/9	2002	Denali, Alaska	TAPS Pump Sta.#10



شکل 6- نمودار شکنندگی

3- نتایج عددی

در این مطالعه، قاب‌های خمشی بلند بتنی 20، 25 و 30 طبقه کاربری مسکونی، واقع شده در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع سه، جهت تجزیه و تحلیل انتخاب شده‌اند. به‌منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون‌های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قاب‌ها ضروری می‌باشد. صحت‌سنجی انجام شده در این تحقیق مطابق کار ارائه شده توسط Saboonchi و Khodabandehlou (2023) برای یک قاب 12 طبقه بتنی انجام شده است. اعضای تیر و ستون به‌گونه‌ای گروه‌بندی می‌شوند که به هر دو طبقه یک گروه تیر و دو گروه ستون شامل ستون‌های داخلی و ستون‌های خارجی اختصاص داده می‌شود. ارتفاع طبقات 3/2 متر و طول دهانه‌ها 6 متر در نظر گرفته می‌شود. شکل (1) نمایی از هندسه و گروه‌بندی اعضای قاب‌ها را نشان می‌دهد.

مقاومت فشاری نمونه 28 روزه استوانه‌ای بتن، 28 مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید 60 با تنش تسلیم 420 مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شوند. جهت لحاظ نمودن اثر محصورشدگی، بتن اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی می‌شود که مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن براساس روابط Mander و همکاران (1988) محاسبه و مطابق جدول (1) لحاظ می‌شوند. جهت انجام تحلیل‌های مودال، خطی و غیرخطی مورد استفاده در این پژوهش، سازه‌ها در نرم‌افزار Open Sees مدل‌سازی می‌شوند (OpenSees 2.0.4، 2016). و به‌منظور پیاده‌سازی فرآیند طراحی بهینه بر اساس عملکرد و کنترل ضوابط و الزامات تعیین شده، از نرم‌افزار MATLAB استفاده می‌شود (Matlab، 2016). در پژوهش حاضر عناصر سازه‌ای توسط المان تیر-ستون غیرخطی¹⁵ شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال‌گیری پلاستیسیته گسترده مدل می‌شوند. همچنین اثرات P-Δ در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و به‌منظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود. در

بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR، بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به‌دست آوردن ضریب ACMR، مطابق با پریود و شکل‌پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMA695، که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود (Fema، 2009، P695). پس از ارزیابی نسبت ظرفیت فروریزش قاب‌ها، با توجه به نتایج به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، شکنندگی قاب‌ها نیز در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (22)$$

منحنی‌های شکنندگی¹³ با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به‌صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش¹⁴ سازه از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل 6). ارزیابی فروریزش سازه‌ها براساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA، بیان می‌شوند (شکل 5). در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، براساس شتاب طیفی مود اول سازه ((Sa(T1, 5%))، با میرایی 5 درصد می‌باشد. نحوه به‌دست آوردن شتاب طیفی در این روش بدین‌گونه است که ابتدا دوره تناوب مود اول سازه‌ها تعیین گردیده و سپس طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی 5٪ با استفاده از نرم‌افزارهایی مانند Seismo Signal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می‌گردد. به این شتاب، شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی 5٪ گفته می‌شود. شتاب طیفی به‌دست آمده از رکوردها بایستی در لحظه پریود مود اول سازه منطبق بر طیف طراحی سازه در سطح خطر لرزه‌ای MCE، باشند. سپس شدت رکوردهای مقیاس شده افزوده شده تا این‌که معیار فروریزش سازه حاصل شود.

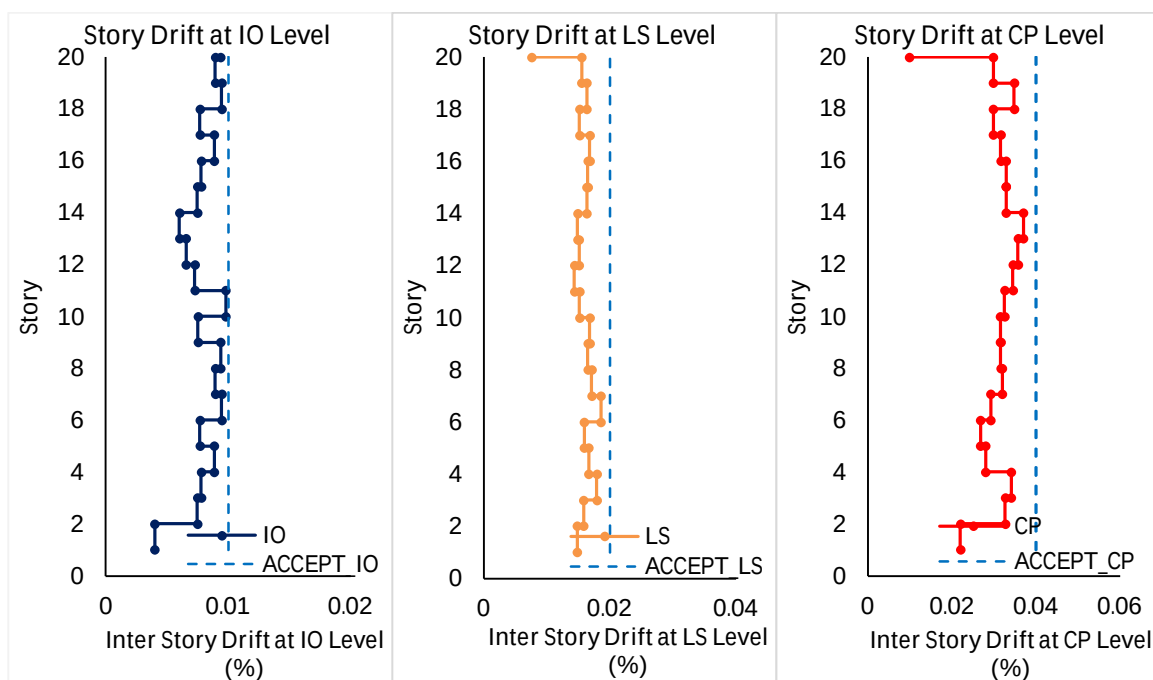


شکل 5- نمودار IDA

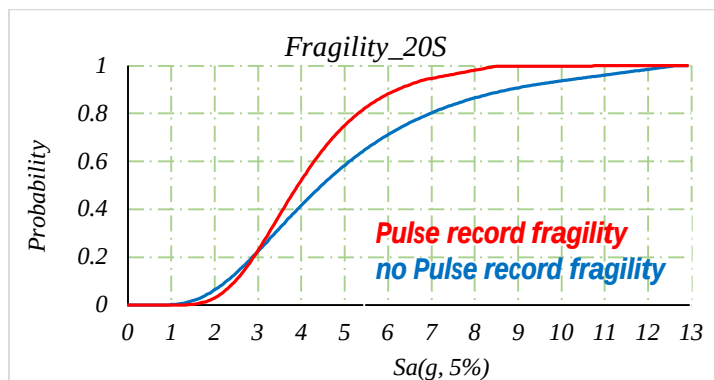
شکل‌های (7) نتایج دررفت قاب‌های بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است.

در شکل‌های (8) و (9) نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب 20 طبقه نشان داده شده است. با توجه به نمودار دررفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مشاهده می‌گردد که قاب 20 طبقه از نظر مقدار دررفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر 0/01، 0/02 و 0/04 می‌باشد در محدوده پذیرش می‌باشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب 20 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس، مشاهده می‌گردد که قاب مذکور در برابر زلزله‌های پالس‌دار شکنندگی کمتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه 20 طبقه در برابر زلزله‌های پالس‌دار دچار فروریزش شده است تقریباً دو برابر بیشینه شتابی است که در برابر زلزله‌های بدون پالس دچار فروریزش شده است.

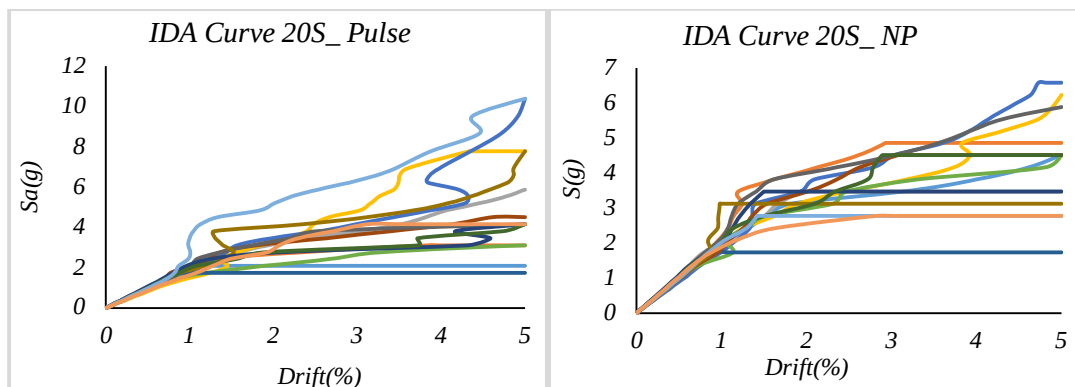
در شکل‌های (10) نتایج دررفت قاب‌های بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است. در شکل‌های (11) و (12) نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب 20 طبقه نشان داده شده است. با توجه به نمودار دررفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مشاهده می‌گردد که قاب 25 طبقه از نظر مقدار دررفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر 0/01، 0/02 و 0/04 می‌باشد در محدوده پذیرش می‌باشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب 25 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس، مشاهده می‌گردد که قاب مذکور در برابر زلزله‌های پالس‌دار شکنندگی کمتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه 25 طبقه در برابر زلزله‌های پالس‌دار دچار فروریزش شده است تقریباً 15% کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزله‌های بدون پالس دچار فروریزش شده است.



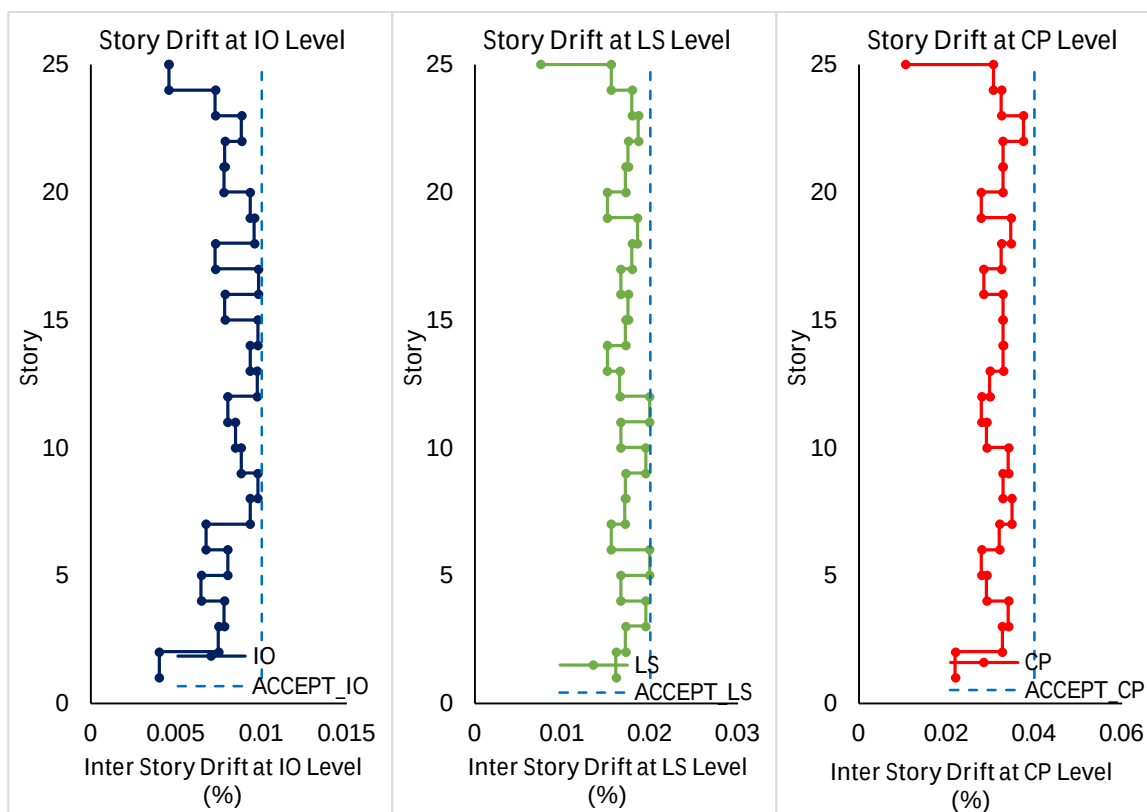
شکل 7- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های 20 طبقه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد



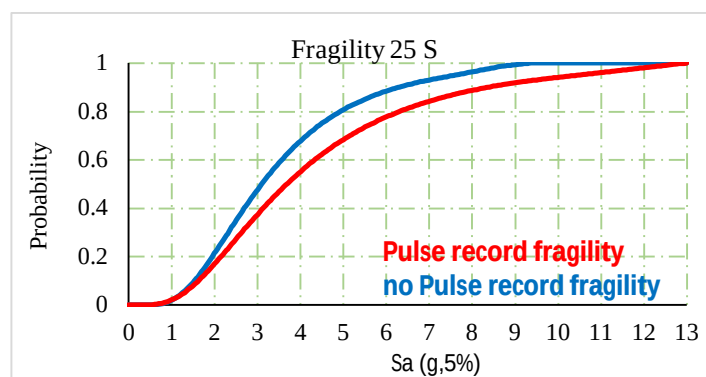
شکل 8- منحنی شکنندگی قاب 20 طبقه



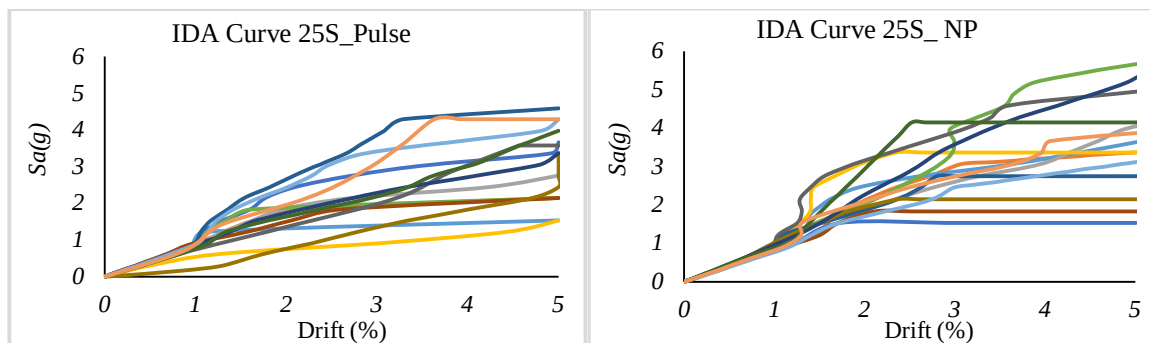
شکل 9- منحنی ida برای رکوردهای پالس دار و بدون پالس قاب 20 طبقه



شکل 10- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های 25 طبقه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد



شکل 11- منحنی شکنندگی قاب 25 طبقه

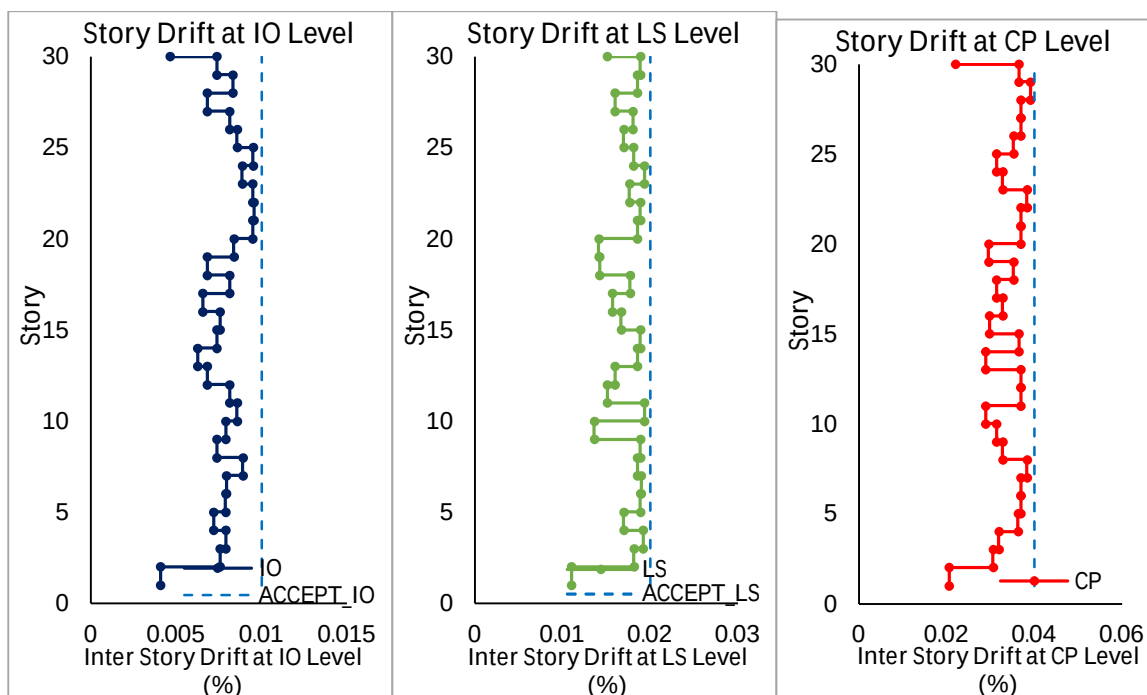


شکل 12- منحنی ida برای رکوردهای پالس‌دار و بدون پالس قاب 25 طبقه

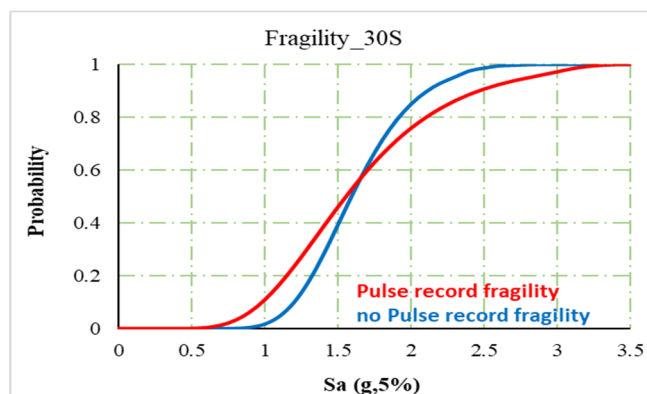
دوران تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های 20، 25 و 30 طبقه نشان داده شده است.

با توجه به نمودار دریافت طبقات در سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مشاهده می‌گردد که قاب 30 طبقه همانند قاب 20 و 25 طبقه از نظر مقدار دریافت متناظر مجاز که به ترتیب برابر 0/01، 0/02 و 0/04 می‌باشد در محدوده پذیرش می‌باشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب 30 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس، مشاهده می‌گردد که قاب مذکور در برابر زلزله‌های پالس‌دار 13% شکنندگی بیشتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه 30 طبقه در برابر زلزله‌های پالس‌دار دچار فروریزش شده است تقریباً 43% کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزله‌های بدون پالس دچار فروریزش شده است. در شکل‌های (16) تا (18) نمودار نسبت دوران تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های 20، 25 و 30 طبقه نشان داده شده است.

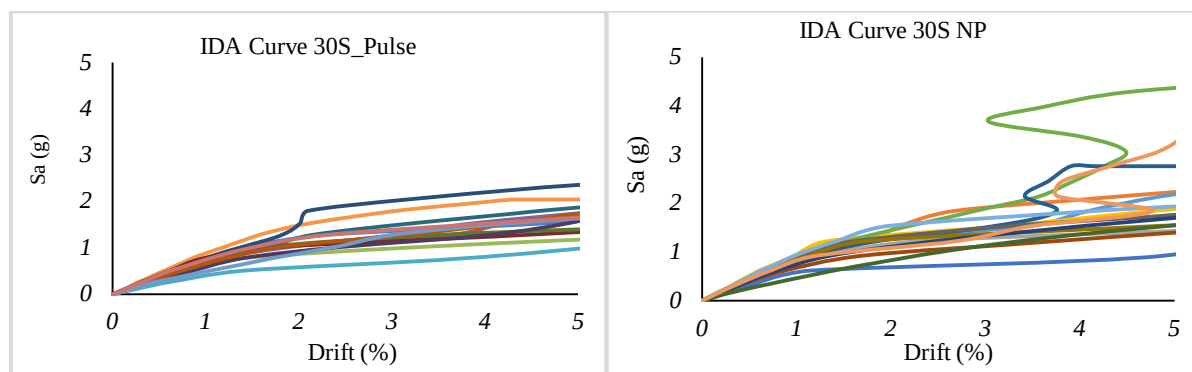
در شکل‌های (13) نتایج دریافت قاب‌های بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است. در شکل‌های (14) و (15) نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب 30 طبقه نشان داده شده است. با توجه به نمودار دریافت طبقات در سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مشاهده می‌گردد که قاب 30 طبقه همانند قاب 20 و 25 طبقه از نظر مقدار دریافت متناظر مجاز که به ترتیب برابر 0/01، 0/02 و 0/04 می‌باشد در محدوده پذیرش می‌باشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب 30 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس، مشاهده می‌گردد که قاب مذکور در برابر زلزله‌های پالس‌دار 13% شکنندگی بیشتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه 30 طبقه در برابر زلزله‌های پالس‌دار دچار فروریزش شده است تقریباً 43% کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزله‌های بدون پالس دچار فروریزش شده است. در شکل‌های (16) تا (18) نمودار نسبت



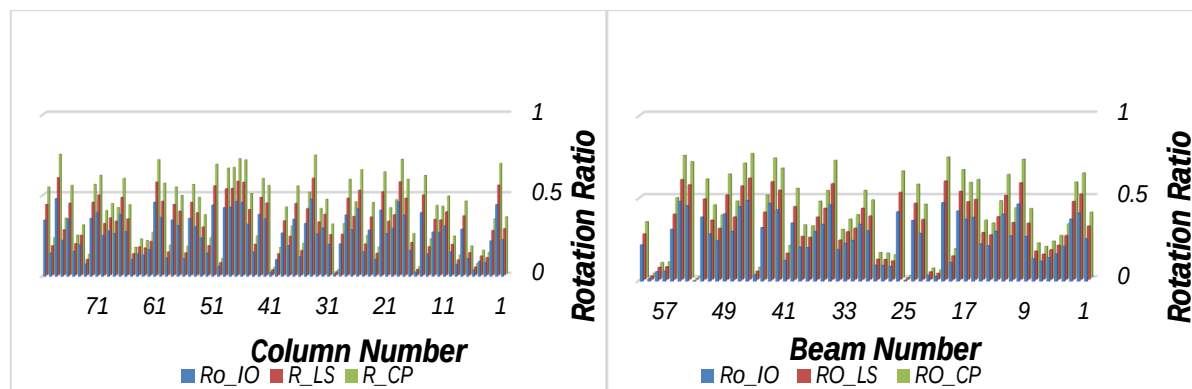
شکل 13- نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های 30 طبقه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد



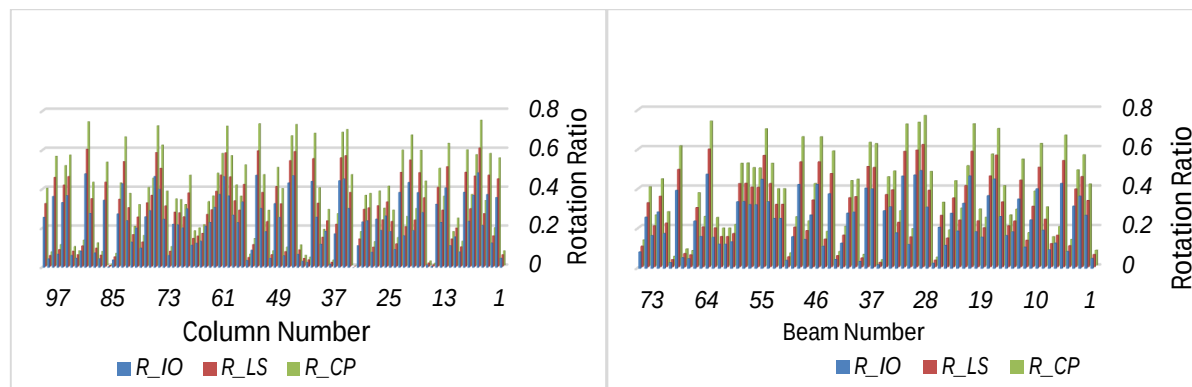
شکل 14- منحنی شکنندگی قاب 30 طبقه



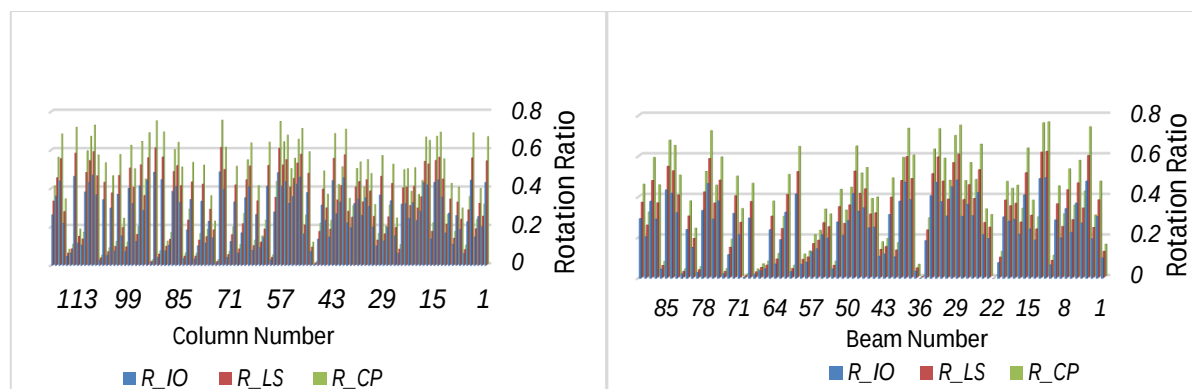
شکل 15- منحنی ida برای رکوردهای پالس‌دار و بدون پالس قاب 30 طبقه



شکل 16- نمودار دوران تیر و ستون‌های قاب 20 طبقه در سطوح عملکردی



شکل 17- نمودار دوران تیر و ستون‌های قاب 25 طبقه در سطوح عملکردی



شکل 18- نمودار دوران تیر و ستون‌های قاب 30 طبقه در سطوح عملکردی

جدول 3- مقادیر ظرفیت فروریزش قاب 20 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس

ACMR	SSF ¹⁶	CMR ¹⁷	
3/3522	1/3	2/5786	زلزله بدون پالس
3/2325	1/3	2/2620	زلزله پالس‌دار

جدول 4- مقادیر ظرفیت فروریزش قاب 25 طبقه تحت زلزله‌های رکوردهای پالس‌دار و بدون پالس

ACMR	SSF	CMR	
2/1137	1/27	1/6643	زلزله پالس‌دار
2/7493	1/27	12542	زلزله بدون پالس

جدول 5- مقادیر ظرفیت فروریزش قاب 30 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار و بدون پالس

ACMR	SSF	CMR	
1/9612	1/29	1/5203	زلزله پالس‌دار
2/9611	1/29	2/2954	زلزله بدون پالس

مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار اپن‌سیس و جهت پیاده‌سازی چهارچوب بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار متلب استفاده شده است. این مطالعه مشتمل بر دو گام اساسی می‌باشد. در گام اول، قاب‌های بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش‌اور و لینک نرم‌افزار متلب با نرم‌افزار اپن‌سیس بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE41-17 و FEMA356، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی بر اساس عملکرد بهینه‌سازی شدند. در گام دوم نیز، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بهینه‌سازی شده در گام نخست، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، و نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش به‌دست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه 3 قاب خمشی بلند بتنی 20، 25 و 30 طبقه با ارتفاع طبقات 3/2 متر و عرض دهانه 6 متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند. با توجه به نتایج به‌دست آمده از دینامیکی افزایشی بر روی سازه‌های

با توجه به نمودارهای نسبت چرخش پلاستیک موجود به مجاز در سطوح عملکردی IO، LS و CP مشاهده می‌گردد که قاب‌های 20، 25 و 30 طبقه در محدوده پذیرش چرخش پلاستیک اعضای تیر و ستون می‌باشند. در جداول (3) تا (5) نیز مقادیر ایمنی قاب‌های مورد مطالعه نشان داده شده است.

4- نتیجه‌گیری

قاب خمشی یکی از پرکاربردترین سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای است که به‌صورت منفرد یا ترکیبی با دیگر سیستم‌ها برای مقابله با اثرات مخرب بارهای دینامیکی ناشی از زلزله در نواحی لرزه‌خیز یا ساختمان‌های بلند مورد استفاده قرار می‌گیرد. هدف از این مطالعه، بررسی تأثیر رکوردهای پالس‌دار بر ایمنی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بتن‌آرمه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد در ساختمان‌های بلندمرتبه می‌باشد. در این تحقیق به‌منظور

16. Spectral Shape Factor

17. Collapse Margin Ratio

- reinforced concrete frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012, 41 (4), 663-679.
- Hardyniec A, Charney F, "A new efficient method for determining the collapse margin ratio using parallel computing", *Computers and Structures*, 2015, 148, 15-25.
- Hwang SH, Lignos DG, "Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2017, 46, 2141-2162.
- Kaveh A, Sabzi O, "Optimal design of reinforced concrete frames Using big bang-big crunch algorithm", *IJCE*, 2012, 10 (3), 189-200.
- Mander JB, Priestley MJN, Park R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, 1988, 114, 1804-1826.
- Rahgozar N, Moghadam AS, "Probabilistic safety assessment of self-centering steel braced frame", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2017.
- Razmara Shooli A, Vosoughi AR, Banan MR, "A mixed GA-PSO-based approach for performance-based design optimization of 2D reinforced concrete special moment-resisting frames", *Applied Soft Computing*, 2019, 85, 105843.
<https://doi.org/10.1016/j.asoc.2019.105843>
- Rojas HA, Pezeshk S, Foley CM, "Performance-based optimization considering both structural and nonstructural components", *Earthquake Spectra*, 2007, 23 (3), 685-709.
- Saboonchi S, Khodabandehlou A, "The Effect of far- and near-field earthquakes on the collapse capacity of performance-based optimization of rc moment frames", *Journal of Analysis of Structure and Earthquake*, 2023, 20 (1), Spring.
<https://doi.org/10.30495/CIVIL.2023.701926>
- Shafei B, Zareian F, Lignos DJ, "A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems", *Engineering Structures*, 2011, 1107-1116.
- Stewart JP, Chiou S, Bray JD, Somerville PG, Abrahamson N, "Ground Motion Evaluation procedure for performance-based design", Report 2001/09, PEER Berkeley, 2001.
- Xu J, Spencer BF, Lu X, "Performance-based optimization of nonlinear structures subject to stochastic dynamic loading", *Engineering Structures*, 2017, 134, 334-345.
- Yazdani H, Khatibinia M, Gharehbaghi S, Hatami K, "Probabilistic performance-based optimum seismic design of RC structures considering soil-structure interaction effects", *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 3, G4016004, 2017.
<https://doi.org/10.1061/AJRU6.0000880>
- مذکور، ظرفیت فروریزش قاب 20 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار، 13% کمتر از ظرفیت فروریزش قاب 20 طبقه تحت زلزله‌های بدون پالس می‌باشد. همچنین ظرفیت فروریزش قاب 25 طبقه تحت زلزله‌های بدون پالس، 36% بیشتر از ظرفیت فروریزش قاب 25 طبقه تحت زلزله‌های پالس‌دار می‌باشد. ظرفیت فروریزش قاب 30 طبقه تحت زلزله‌های بدون پالس، 59% بیشتر از ظرفیت فروریزش قاب 30 طبقه تحت زلزله‌های بدون پالس می‌باشد.
- ## 5- مراجع
- ACI, 2019, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", Farmington Hills: M.A.C.I.
- Asgarian B, Sadrinezhad A, Alanjari P, "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frame through incremental dynamic analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66, 178-190.
- Bayati Z, Masoud S, "Ground motion selection and scaling approach for evaluation of reinforced concrete frames against sidesway collapse", 2012.
- Cha YJ, Bai JW, "Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design", *Engineering Structures*, 2016, 116, 192-202.
- Deierlein G, Liel A, "Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design", *SEAOC Convention Proceedings*, 2007.
- Ebrahimi, 2013. Assessment of Collapse Capacity of RC Buildings Based on Fiber-element Modelling. Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Elnashai MR, Sigbjörnsson R, Salama A, "Significance of sever distance and moderate close earthquake on design and behavior of tall building", *The Structural Design of Tall and Special Building*, 2006, 15, 391-416.
- Fattahi F, Gholizadeh S, "Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames", *Engineering Structures*, 2019, 179, 37-51.
- Fragiadakis M, Lagaros N, Papadrakakis M, "Performance based earthquake engineering using structural optimization tools", *International Journal of Reliability and Safety*, 2006, 1 (1/2), 59-76.
- Gholizadeh S, Ebadijalal M, "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", *Advances in Engineering Software*, 2018, 123, 77-92.
<https://doi.org/10.1016/J.ADVENGSOFT.2018.06.002>
- Gholizadeh S, Aligholizadeh V, "Reliability-based optimum seismic design of RC frames by a metamodel and metaheuristics", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2019, 28, e1552.
<https://doi.org/10.1002/tal.1552>
- Hajirasouliha I, Asadi P, Pilakoutas K, "An efficient performance-based seismic design method for