

Comparison of Seismic Performance of Reinforced Concrete Moment Frames Designed with Different Editions of Section 9 of the National Building Code

Ghazaleh Kordloo¹ , Mohammad Sadegh Shahidzadeh^{2✉} , Mehdi Izadpanah³ ,
Amin Mehrabi-Moghaddam⁴

1. Department of civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan KHatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran. Email: gh.kordloo@gmail.com
2. Corresponding Author, Department of civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan KHatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran. Email: shahidzadeh@bkatu.ac.ir
3. Department of Civil Engineering, Kermanshah University of Technology, Kermanshah, Iran. E-mail: M.Izadpanah@kut.ac.ir
4. Marun Dam, Power Plant, and Irrigation Networks Operation Company, Behbahan, Khuzestan, Iran. Email: a.mehrabi86@gmail.com

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:

Received

2025-12-14

Received in revised form

2026-02-26

Accepted

2026-03-12

Available online

2026-03-29

Keywords:

Seismic Performance,
Incremental Dynamic Analysis,
reinforced Concrete structure,
Iranian Building Code section 9,
Reliability Theory

ABSTRACT

Iran is located in a seismically active region of the world, making the design and analysis of buildings against earthquakes essential. The experience of recent earthquakes and the inadequacy of codes in preventing certain structural and non-structural damages, along with the continuous advancement of knowledge in earthquake and structural engineering, necessitate the revision and updating of established codes. Given the revisions and updates to Section 9 of the Iranian National Building Code, this study investigates and evaluates the seismic performance of reinforced concrete structures designed based on the 2013 and 2020 editions of this code. In this study, using Incremental Dynamic Analysis (IDA) and reliability theory, confidence indices at two performance levels—Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP)—are calculated for 12 reinforced concrete structures with 4, 7, and 12 stories, featuring intermediate and special moment-resisting frame systems. The results indicate that, based on reliability theory, the performance of structures designed according to the 2020 edition of Section 9 of the Iranian National Building Code has improved at both Life Safety and Collapse Prevention performance levels compared to the 2013 edition.

Cite this article: Kordloo, Ghazaleh., Shahidzadeh, Mohammad Sadegh., Izadpanah, Mehdi., & Mehrabi-Moghaddam, Amin. (2026). Comparison of Seismic Performance of Reinforced Concrete Moment Frames Designed with Different Editions of Section 9 of the National Building Code. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 3(1), 55-72.

DOI: 10.22126/amcen.2026.13370.1065



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2026.13370.1065

Publisher: Razi University

Introduction

Iran's location in a seismically active region necessitates the rigorous seismic design of structures. Observations from recent earthquakes have highlighted limitations in existing codes regarding the prevention of certain structural and non-structural damages, while advancements in earthquake engineering compel continuous code revisions. This study evaluates the seismic performance of reinforced concrete moment-resisting frames designed according to the 2013 and 2020 editions of Part 9 of the Iranian National Building Code. Despite numerous studies on seismic performance, a comprehensive probabilistic comparison of structures designed with these specific code editions, considering both aleatory and epistemic uncertainties, remains limited. Therefore, this research employs incremental dynamic analysis (IDA) and reliability theory to calculate confidence indices for 12 RC frames with 4, 7, and 12 stories, featuring intermediate and special ductility, at Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) performance levels.

Method

Twelve reinforced concrete moment-resisting frames (4, 7, and 12 stories) with intermediate and special ductility were designed based on the 2013 and 2020 editions of Part 9 of the Iranian National Building Code. The structures are assumed to be located in Behbahan, Khuzestan (high seismicity) on soil type III. Two-dimensional nonlinear models were developed in Seismostruct using fiber elements with Mander and Menegotto-Pinto material models for concrete and steel, respectively. Incremental dynamic analysis was performed using 20 far-field ground motion records (Mw 4–7.5, PGA 0.05g–1g) compatible with the Iranian code spectrum (soil type III). Confidence indices at LS and CP performance levels were calculated within a probabilistic framework (Cornell et al., 2001) that integrates seismic hazard curves, IDA results, and reliability theory, accounting for both aleatory and epistemic uncertainties in demand and capacity.

Results

Reliability analysis revealed that all structures except the 4- and 7-story intermediate ductility frames designed with the 2013 code edition satisfy the target reliability index of $\beta=3.0$ at the LS level. Frames designed with the 2020 edition consistently exhibited higher confidence indices across both performance levels, indicating enhanced seismic performance. Specifically, for the LS level, reliability indices for 2020-edition frames ranged from 3.078 to 3.949 compared to 2.608 to 3.393 for 2013-edition frames. At the CP level, indices ranged from 3.376 to 4.056 for 2020-edition frames versus 3.112 to 3.896 for 2013-edition frames. Taller structures (12-story) generally showed higher reliability indices regardless of code edition. The improved performance of 2020-edition frames is attributed to reduced aleatory uncertainty in seismic demand and, in some cases, increased median spectral acceleration capacity resulting from more stringent design provisions.

Conclusions

This study assessed the seismic reliability of 12 reinforced concrete moment frames designed with the 2013 and 2020 editions of Part 9 of the Iranian National Building Code

using IDA and reliability theory. Results demonstrate that structures designed according to the updated 2020 code edition exhibit superior seismic performance at both Life Safety and Collapse Prevention levels compared to their 2013 counterparts, as evidenced by higher calculated confidence indices. All frames except the 2013-edition 4- and 7-story intermediate ductility frames at the LS level meet the $\beta=3.0$ target reliability index specified in ISO-2394. The findings confirm that the 2020 code revisions have effectively enhanced structural safety margins against seismic events, with more pronounced improvements observed in taller buildings.

Author Contributions

author participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح طراحی شده با ویرایش‌های مختلف مبحث نهم مقررات ملی

غزاله کردلو^۱، محمدصادق شهیدزاده^۲✉، مهدی ایزدپناه^۳، امین محرابی مقدم^۴

۱. گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء (ص) بهبهان، بهبهان، ایران. رایانامه: gh.kordloo@gmail.com

۲. نویسنده مسئول، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء (ص) بهبهان، بهبهان، ایران. رایانامه: shahidzadeh@bkatu.ac.ir

۳. گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران. رایانامه: M.Izadpanah@kut.ac.ir

۴. شرکت بهره‌برداری از سد، نیروگاه و شبکه‌های آبیاری مارون، خوزستان، بهبهان، ایران. رایانامه: a.mehrabi86@gmail.com

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله:	کشور ایران در منطقه‌ای زلزله‌خیز در دنیا قرار دارد و طراحی و محاسبه ساختمان‌ها در برابر زلزله امری ضروری است. تجربه زلزله‌های اخیر و ناکارآمدی آیین‌نامه‌ها در جلوگیری از برخی خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای و نیز پیشرفت روز افزون دانش مهندسی زلزله و ساختمان، محققین را ملزم به بازنگری و اصلاح آیین‌نامه‌های تدوین شده می‌کند. با توجه به ویرایش و بروزرسانی مبحث نهم مقررات ملی، در این پژوهش به بررسی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی مسلح که بر مبنای ویرایش‌های سال ۱۳۹۲ و سال ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده اند، پرداخته می‌شود. در این مطالعه، با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و تئوری قابلیت اطمینان، شاخص‌های اعتماد در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای ۱۲ سازه‌ی ۴، ۷ و ۱۲ طبقه‌ی بتن مسلح با سیستم قاب خمشی متوسط و ویژه محاسبه شده و مبنای ارزیابی‌ها قرار می‌گیرد. نتایج نشان داد که بر مبنای تئوری قابلیت اطمینان، عملکرد سازه‌های طراحی شده مطابق با ویرایش سال ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نسبت به ویرایش سال ۱۳۹۲ ارتقا یافته است.
تاریخ دریافت:	
۱۴۰۴/۰۹/۲۳	
تاریخ بازنگری:	
۱۴۰۴/۱۲/۰۷	
تاریخ پذیرش:	
۱۴۰۴/۱۲/۲۱	
تاریخ انتشار:	
۱۴۰۵/۰۱/۰۹	
کلیدواژه‌ها:	
عملکرد لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی افزایشی، قاب خمشی بتن مسلح، مبحث نهم مقررات ملی، تئوری قابلیت اعتماد	

استناد: کردلو، غزاله، شهیدزاده، محمدصادق، ایزدپناه، مهدی، محرابی مقدم، امین. (۱۴۰۵). مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح طراحی شده با ویرایش‌های مختلف مبحث نهم مقررات ملی. *مجله مدل‌سازی پیشرفته در مهندسی عمران*، ۳(۱)، ۵۵-۷۲.

DOI: 10.22126/amcen.2026.13370.1065



۱. مقدمه

سازه‌های ساختمانی، از جمله مهم‌ترین آثار دست ساز بشر هستند. تجزیه و تحلیل و پیشگیری از شکست سازه‌ها نقش مهمی در حفظ جان شهروندان دارد. زلزله یکی از مهم‌ترین عوامل آسیب به سازه‌ها است. بخش مهمی از تلاش متخصصان و مهندسان، ایمن‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله است؛ این موضوع به ویژه در مناطق لرزه خیز اهمیت دارد [۱-۲].

ایران کشوری لرزه خیز است که در کمربند لرزه‌ای آلپ- هیمالیا قرار دارد و در طول تاریخ زلزله‌های فاجعه بار متعددی با دهه‌ها هزار تلفات را تجربه کرده است. لذا به جهت کاهش خسارات و تلفات ناشی از زلزله، محققان و ابزارهای مهندسی سعی در برآورد نیروهای ناشی از زلزله و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها و در نتیجه بهبود رفتار سازه‌ها در برابر نیروهای زلزله دارند [۳].

آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، اولین بار در سال ۱۳۶۶ توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران معرفی شد [۴]. استاندارد شماره ۲۸۰۰ در سال‌های ۱۳۷۸، ۱۳۸۴ و ۱۳۹۴ سه بازنگری عمده را انجام داده است [۵-۷]. در برنامه‌ریزی‌های انجام شده از سال ۱۳۸۷ تاکنون بر تدوین و بازنگری مباحث مقررات ملی ساختمان با هدف ارتقا کیفیت ساخت و سازه‌ها، توجه ویژه‌ای شده است. کمیته مبحث نهم، بعد از آخرین ویرایش در سال ۱۳۸۸، در سال ۱۳۹۲ ویرایش جدید این مبحث را ارائه کرد [۸]. آخرین بازنگری در سال ۱۳۹۹ جهت بهره‌برداری در اختیار مهندسان قرار گرفت [۹]. با توجه به تغییرات ایجاد شده، این سوال مطرح می‌شود که نقش مقررات و آیین‌نامه‌ها در بهسازی ساختمان‌ها و نیز تفاوت ساختمان‌هایی که مطابق با ویرایش‌های جدید و قبلی آیین‌نامه طراحی شده‌اند چیست؟ در پاسخ به این سوالات، مطالعات متعددی در زمینه عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح طراحی شده بر اساس نسخه‌های مختلف آیین‌نامه‌های طراحی انجام گرفته است که در ادامه به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود.

محمودی صاحبی و قبادی سطح عملکرد سرویس قاب‌های بتن مسلح را با استفاده از تحلیل پوش اور ارزیابی کردند [۱۰]. تسنیمی و کاظمی با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی و تاریخچه زمانی غیرخطی نشان دادند که سازه‌های بتن مسلح با سیستم قاب

خمشی که بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، در سطح عملکرد ایمنی جانی به طور قابل ملاحظه‌ای ایمن هستند [۱۱]. پازوکی و تسنیمی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی و شاخص آسیب پارک-انگ، سطوح عملکردی بهره‌برداری بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش را برای سازه‌های بتن مسلح طراحی شده بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مورد ارزیابی قرار دادند [۱۲]. یزدانی و همکاران با بهره‌گیری از تحلیل دینامیکی افزایشی و شاخص اعتماد کل، عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه طراحی شده بر اساس ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ را تحت پارامترهای خطر حاصل از طیف طرح استاندارد ویرایش چهارم مورد ارزیابی قرار دادند [۱۳]. معتقد و همکاران با استفاده از تئوری قابلیت اطمینان عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه‌ی موجود با سیستم قاب خمشی متوسط را برای سطوح عملکرد بهره‌برداری، بهره‌برداری بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش ارزیابی کردند [۱۴ و ۱۵]. رضایی و معصومی عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان اسکلت بتن آرمه چند طبقه طراحی شده بر اساس ویرایش چهارم آیین‌نامه لرزه‌ای ایران را مورد بررسی قرار دادند که نشان دهنده انطباق با الزامات آیین‌نامه بود [۱۶]. مجرابی‌مقدم و همکاران با بهره‌گیری از تحلیل دینامیکی افزایشی و چارچوب احتمالاتی نیاز و ظرفیت ضریب‌دار مبتنی بر روش انتگرال‌گیری عددی، سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش سازه‌های بتن‌آرمه‌ی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های ایران را مورد ارزیابی و نشان دادند که با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع، نیاز لرزه‌ای سازه‌ها افزایش می‌یابد [۱۷]. شکر آبادی و همکاران با مطالعه بر روی ۳۰ قاب بتن‌آرمه نشان دادند که لرزه‌خیزی منطقه تاثیر زیادی بر روی سطح عملکردی فروریزش دارد و در صورتیکه سازه مطابق ضوابط آیین‌نامه طراحی شده باشد، شکل‌پذیری کمترین اثر را خواهد داشت [۱۸]. صادق‌پور و اوزی با استفاده از تئوری قابلیت اطمینان عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه‌ی طراحی شده بر اساس ویرایش‌های سوم و چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران را مورد بررسی قرار دادند [۱۹]. یزدانی و همکاران با استفاده از تئوری قابلیت اطمینان و روش تحلیل دینامیکی با دامنه تغییرات باریک معیار شدت و مطالعه‌ی موردی بر روی سازه‌های بتن‌آرمه، نشان دادند که این روش ضمن کاهش قابل توجه حجم تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نسبت به رو

۲. مبانی تحقیق و مدل‌سازی

۲-۱. عدم قطعیت در مهندسی

عدم قطعیت را می‌توان به عنوان خصوصیتی از سیستم در نظر گرفت که توصیف کننده نقص دانش بشری درباره‌ی یک سیستم و وضعیت پیشرفت آن می‌باشد. منابع عدم قطعیت در کاربردهای مهندسی به دو زیر گروه عدم قطعیت آماری (کتره‌ای) و عدم قطعیت مبانی (شناختیک) تقسیم می‌شوند. از گروه اول می‌توان به زمان تداوم، بزرگا و دامنه شتاب زلزله و از گروه دوم به نقص دانش بشری در زمینه مدل‌سازی سازه‌ها، تعریف رفتار غیرخطی مصالح و تخمین مقادیر عددی پارامترهای فیزیکی سازه اشاره کرد. قابل ذکر است که برخلاف عدم قطعیت‌های کتره‌ای، با افزایش داده‌های آماری امکان کاهش عدم قطعیت شناختیک وجود ندارد. به کمک نظریه قابلیت اطمینان، می‌توان این عدم قطعیت‌ها را بصورت روابط ریاضی در آورده و ملاحظات ایمنی و عملکرد را بطور کمی وارد روند تحلیل و یا طراحی سازه‌ها نمود. در این مطالعه جهت محاسبات قابلیت اطمینان عدم قطعیت‌های کتره‌ای و شناختیک در نظر گرفته شده است.

۲-۲. روند کلی محاسبه احتمال فراگذشت سالیانه حالت حدی

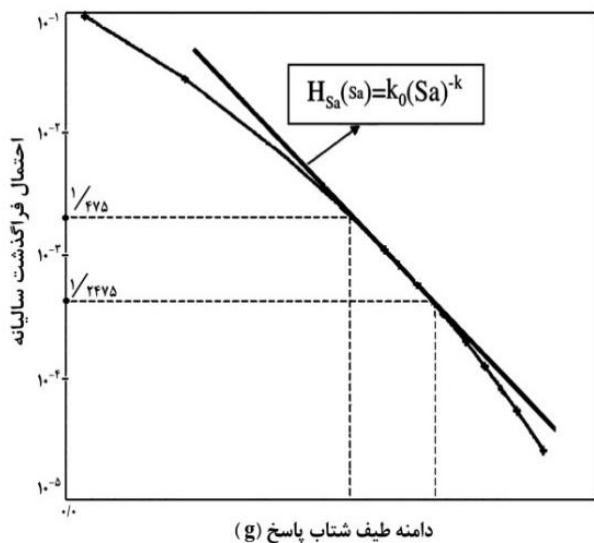
در طراحی‌های مهندسی، گاهی با خرابی یا فروریزش مواجه هستیم. خرابی‌ها به دلیل بارهای بیش از حد انتظار یا کوچک بودن ظرفیت اعضا نسبت به مقادیر مشخص شده توسط طراحی و یا ترکیبی از این دو علت می‌باشد. در ارزیابی عملکردی احتمالی، عملکرد به صورت نرخ فراگذشت سالیانه از یک حالت حدی مشخص بیان می‌شود [۲۲]. بر این اساس، می‌توان روندی مبتنی بر احتمالات در تعیین احتمال حالت حدی بیان نمود و شاخص اعتماد سازه‌ها را بر اساس آن محاسبه کرد. احتمال فراگذشت سالیانه حالت حدی سازه که به طور مختصر احتمال خرابی نامیده می‌شود به سه پارامتر اصلی شدت زمین‌لرزه، نیاز و ظرفیت لرزه‌ای بر مبنای جابجایی وابسته است که به صورت رابطه‌ی (۱) بیان می‌شود [۲۲]:

$$P_f = [D > C] \quad (1)$$

IDA، سازه‌های مورد مطالعه نیز از ایمنی کافی برخوردار هستند [۲۰].

مفاهیم مقاومت و عملکرد الزاماً وابسته به یکدیگر نیستند؛ بدین معنی که افزایش مقاومت سازه لزوماً باعث افزایش ایمنی و کاهش خسارات نمی‌شود. به همین دلیل امروزه روش‌های طراحی بر اساس عملکرد ابداع گردیده است که مبنای طراحی در این روش‌ها، عملکرد سازه در اثر زلزله اعمالی می‌باشد. هدف از روش طراحی بر اساس عملکرد، این است که مهندسان بتوانند سازه‌هایی با عملکرد قابل پیش‌بینی طراحی کنند و قادر باشند میزان آسیب‌پذیری ساختمان‌ها را در سطوح مختلف زلزله انتخاب کنند [۱۷]. بررسی رفتار سازه‌ها در سطوح مختلف عملکردی و ارزیابی ریسک، می‌تواند به درک تأثیر دقیق ضوابط آیین‌نامه‌ها بر ایمنی سازه کمک کند. روش‌های ارزیابی احتمالاتی با معرفی انواع عدم قطعیت‌های سازه‌ای و لرزه‌ای، امکان ارزیابی جامع رفتار سازه‌ها و قابلیت اطمینان آنها را فراهم می‌کند.

در این مطالعه با بهره‌گیری از تحلیل دینامیکی افزایشی، نتایج تحلیل خطر احتمالاتی منطقه‌ی مورد مطالعه و تئوری قابلیت اطمینان، رفتار لرزه‌ای دوازده قاب بتن مسلح با سیستم قاب خمشی متوسط و ویژه را که بر اساس ویرایش‌های چهارم (۱۳۹۲) و پنجم (۱۳۹۹) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند؛ مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. ارزیابی‌های لرزه‌ای برای دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش انجام می‌شود. از آنجایی که انتخاب رکوردهای زمین-لرزه می‌تواند تأثیر بسزایی بر عدم قطعیت‌های لرزه‌ای و نتایج قابلیت اطمینان داشته باشند [۲۱]، از رکوردهای سازگار با طیف طرح آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. نتایج نشان داد که بر مبنای تئوری قابلیت اطمینان، عملکرد سازه‌های طراحی شده مطابق با ویرایش جدید آیین‌نامه در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نسبت به ویرایش قبل ارتقاء یافته است. همچنین نتایج این مطالعه می‌تواند به عنوان مبنایی برای ارتقای ایمنی سازه‌های طراحی شده در ویرایش‌های بعدی آیین‌نامه مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۱. محاسبه تابع احتمالی خطر از منحنی خطر لرزه‌ای منطقه مورد مطالعه

در رابطه $k, (2)$ شیب خطی است که از نقاط متناظر با احتمال فراگذشت ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال می‌گذرد و k_0 مقدار عرض از مبدا را نشان می‌دهد [۲۶].

در تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه تحت اثر چندین رکورد مختلف زمین‌لرزه قرار می‌گیرد و پاسخ‌های آنها بدست می‌آید؛ میانگین این پاسخ‌ها در محاسبات شاخص اعتماد سازه در نظر گرفته می‌شود [۲۷]. بر اساس داده‌های بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی می‌توان مابین معیار شدت و میانگین متغیر معیار خسارت رابطه‌ای بدست آورد. بدین منظور در این مطالعه، از روش قانون توان که از جمله روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی‌های احتمالی در محدوده‌ی گسترده‌ای از سطوح شدت است [۲۸]، استفاده می‌شود. در این روش، رگرسیون‌گیری خطی بر تمامی نتایج تحلیل IDA در فضای لگاریتمی انجام می‌شود، به گونه‌ای که میانه‌های نیاز و ظرفیت از رابطه‌ی کلی (۳) بدست می‌آیند.

$$\hat{D} = a(x)^b \quad (3)$$

در این رابطه، a و b به ترتیب معرف عرض از مبدا و شیب خط منحنی IDA در فضای لگاریتمی و x نیز مقدار مشخصی از شتاب طیفی است. با توجه به رابطه (۳)، S_a^C که بیان کننده‌ی شتاب

در این رابطه D و C به ترتیب نیاز و ظرفیت لرزه‌ای بر مبنای جابجایی هستند. در حالت کلی به منظور محاسبه احتمال خرابی، مساله به کمک تئوری احتمال کل [۲۳] به چند بخش تفکیک می‌شود و هر کدام از بخش‌های تفکیک شده حل و دوباره با همدیگر ترکیب می‌شوند. بدین منظور لازم است که دو متغیر مشترک در دو مرحله تفکیک معرفی گردد، که عبارتند از متغیر مبتنی بر معیار خسارت و متغیر مبتنی بر معیار شدت زمین‌لرزه. معیار شدت زمین‌لرزه که در این مطالعه مورد بررسی قرار می‌گیرد، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی با میرایی ۵ درصد $S_a(T_1, 5\%)$ است [۲۴ و ۲۵].

شدت زمین‌لرزه‌هایی که در آینده در سایت رخ خواهند داد با تابع احتمالی خطر $H_{Sa}(S_a)$ محاسبه می‌شود که بیان کننده احتمال فراگذشت سالیانه شدت زمین‌لرزه از مقدار مشخص شتاب طیفی S_a است. برای بدست آوردن تقریبی این تابع کافی است که شتاب‌های طیفی متناظر با دو سطح خطر از زمین‌لرزه موجود باشند، که با استفاده از رگرسیون‌گیری در فضای لگاریتمی و تابع قانون توان، به فرم رابطه‌ی (۲) تخمین زده می‌شود [۲۴ و ۲۶]. در این مطالعه شتاب‌های طیفی متناظر با سطوح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) و ۲٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) برای رگرسیون‌گیری از طریق تابع قانون توان در نظر گرفته شده، که بدین منظور از نتایج تحلیل خطر احتمالی منطقه استفاده شده است. در این مقاله از نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای شهرستان بهبهان واقع در جنوب شرقی استان خوزستان استفاده شده است. روند برآورد تابع احتمالی خطر در شکل (۱) نشان داده شده است.

$$H_{Sa}(S_a) = k_0(S_a)^{-k} \quad (2)$$

سازه‌ای و همچنین برقراری تابع قانون توان بر منحنی‌های خطر لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی افزایشی اشاره کرد. با این فرضیات، احتمال فراگذشت سالیانه از حالت‌های حدی مطابق با رابطه‌ی (۸) محاسبه می‌شود [۲۲].

$$P_{Pl} = H(S_a^C) \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{D/SA}^2 + \beta_C^2)\right) \quad (۸)$$

در رابطه‌ی فوق $\hat{C}$ و β_C به ترتیب بیان کننده‌ی میانه و انحراف معیار ظرفیت بر مبنای جابجایی و S_a^C نیز بیان کننده‌ی شتاب طیفی مربوط به میانه‌ی ظرفیت است.

از آن‌جا که اطلاعات علمی و کاربردی مورد استفاده جهت تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای و همچنین منحنی خطر لرزه‌ای، محدود و بصورت تقریبی هستند؛ پس برآوردهایی که بر اساس آن‌ها صورت می‌گیرد از جمله P_{Pl} در رابطه‌ی (۸) نیز به صورت تقریبی و دارای نوعی عدم قطعیت ذاتی هستند. به دلیل آن که حذف کامل این نوع عدم قطعیت‌ها امکان‌پذیر نمی‌باشد و افزایش داده‌ها نیز اثری در کاهش آن‌ها ندارد؛ پس بهترین استراتژی جهت در نظر گرفتن آن در تحلیل‌ها، کمی‌سازی آن‌ها و وارد کردن در روابط ارزیابی عملکرد هدف است. بنابراین، رابطه‌ی (۸) می‌تواند با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی موجود در برآورد نیاز و ظرفیت لرزه‌ای سازه و همچنین منحنی خطر لرزه‌ای، بصورت رابطه‌ی (۹) بسط داده شود.

$$\bar{P}_{Pl} = \bar{H}(S_a^C) \exp\left[\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{DR}^2 + \beta_{DU}^2 + \beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2)\right] \quad (۹)$$

در رابطه‌ی فوق $\bar{H}(S_a^C)$ معرف مقدار میانگین خطر لرزه‌ای در شتاب طیفی مربوط به میانه ظرفیت، β_{DU} و β_{CU} مقادیر پراکندگی برای بیان عدم قطعیت‌های تصادفی در نیاز و ظرفیت بر مبنای جابجایی، β_{DU} و β_{CU} مقادیر پراکندگی برای بیان عدم قطعیت‌های مبانی در نیاز و ظرفیت بر مبنای جابجایی می‌باشند [۲۵ و ۲۶]. منحنی خطر میانگین می‌تواند از طریق رابطه‌ی (۱۰) محاسبه گردد.

طیفی مربوط به میانه‌ی ظرفیت است، به صورت رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$S_a^C = (\hat{C}/a)^{1/b} \quad (۴)$$

همچنین در این روش، مقدار انحراف معیار $\beta_{D/SA}$ به ازای تمامی سطوح شدت و به تبع آن تمامی سطوح عملکردی دارای مقدار ثابتی است که با رابطه‌ی (۵) محاسبه می‌شود [۲۴].

$$\beta_{D/SA} = \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a \cdot S_{a,i}^b))^2}{n - 2}} \quad (۵)$$

در این رابطه d_i و $S_{a,i}$ معرف خسارت و شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه تحت رکورد i ام و n نیز معرف تعداد رکوردها است. جهت تعیین احتمال خرابی در گام نخست، باید منحنی‌های خطر لرزه‌ای $S_a - D$ و منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی $S_a - D$ را ترکیب کرده و منحنی خطر پاسخ را بدست آورد [۲۲]. منحنی خطر پاسخ، بیان کننده‌ی احتمال فراگذشت سالیانه نیاز مبتنی بر جابجایی (D) از یک مقدار مشخص خسارت (d) است که مطابق با رابطه (۶) محاسبه می‌شود.

$$H_D(d) = \int P[D \geq d | S_a = x] |dH_{S_a}(x)| \quad (۶)$$

در گام دوم، منحنی خطر پاسخ با ظرفیت بر مبنای جابجایی ترکیب شده و احتمال خرابی P_{Pl} که بیان کننده‌ی احتمال فراگذشت سالیانه از حالت حدی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر است، مطابق با رابطه (۷) بدست می‌آید.

$$P_{Pl} = \int P[C \leq d] |dH_D(d)| \quad (۷)$$

برای حل انتگرال‌ها و محاسبه شاخص اعتماد، از یکسری فرضیات ساده کننده و تحلیل‌های تقریبی استفاده می‌شود. از جمله این فرضیات، می‌توان به برقراری توزیع لوگ‌نرمال بر نیاز و ظرفیت

جدول ۱. دوره تناوب اصلی سازه های طراحی شده

سازه	ویرایش ۱۳۹۲	ویرایش ۱۳۹۹
۴ طبقه متوسط	0.62	0.6
۴ طبقه ویژه	0.76	0.74
۷ طبقه متوسط	1.01	0.9
۷ طبقه ویژه	1.02	0.87
۱۲ طبقه متوسط	1.13	1.06
۱۲ طبقه ویژه	1.25	1.19

از دلایل اختلاف در دوره تناوب اصلی سازه های مطابق با ویرایش های ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ می توان به تغییرات به وجود آمده در روش های طراحی و همچنین در ضرایب بار زلزله در ترکیب بارهای طراحی سازه های بتن آرمه در ویرایش ۱۳۹۹ نسبت به ویرایش ۱۳۹۲ مقررات ملی ساختمان اشاره کرد.

تغییرات به وجود آمده باعث بزرگتر شدن مقاطع سازه های طراحی شده مطابق با ویرایش ۱۳۹۹ نسبت به ویرایش ۱۳۹۲، افزایش سختی و به تبع کاهش دوره تناوب سازه ها شده است. اثر این تغییرات بر دوره تناوب سازه های ۷ و ۱۲ طبقه نسبت به سازه های ۴ طبقه بیشتر است. جهت درک بهتر تفاوت طراحی، به عنوان نمونه، ابعاد مقاطع سازه های ۷ طبقه با شکل پذیری متوسط در شکل (۳) نشان داده شده است.

$$\bar{H}(S_a^C) = \hat{H}(S_a^C) \exp\left(\frac{1}{2}\beta_H^2\right) \quad (10)$$

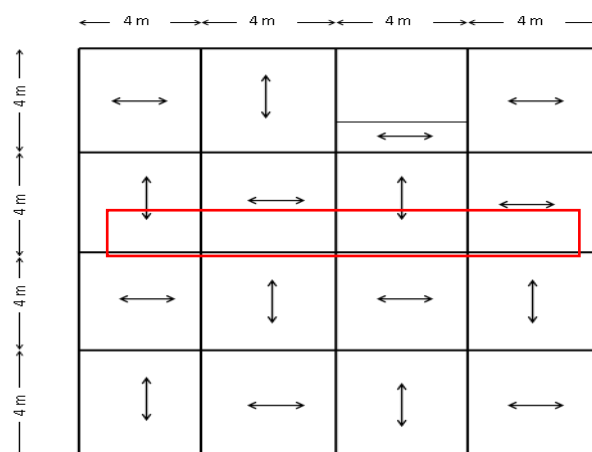
که β_H مقدار پراکندگی جهت بیان عدم قطعیت مبانی در منحنی خطر لرزه ای است [۲۶ و ۲۲]. تشریح جزئیات بیشتر در مورد پارامترها و محاسبات چارچوب احتمالی مطرح شده می تواند در مطالعات سایر محققین پی گیری شود [۲۶ و ۲۹].

با محاسبه احتمال فراگذشت حالت حدی سازه و کمک از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (Φ)، می توان شاخص اعتماد (β) سازه ها را به صورت رابطه (۱۱) محاسبه کرد:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_{PI}) \quad (11)$$

۳-۲. مدل سازی

در این مطالعه دوازده سازه با ارتفاع متوسط و دارای سیستم قاب خمشی بتن مسلح با طبقات ۴، ۷ و ۱۲، با شکل پذیری متوسط و ویژه در نظر گرفته شده است [۲۹]. این قاب ها دارای کاربری مسکونی هستند و براساس ویرایش های سال ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۸-۹] طراحی شده اند. ارتفاع طبقات در سازه ها برابر با ۳ متر، عرض بارگیر برابر ۴ متر، محل سازه ها شهرستان بهبهان با لرزه خیزی زیاد و خاک ساختمانی از نوع III می باشد. نمای پلان سازه های طراحی شده در شکل (۲) و دوره تناوب اصلی سازه ها نیز در جدول (۱) آورده شده است.



شکل ۲. نمای پلان سازه های طراحی شده و قاب انتخاب شده

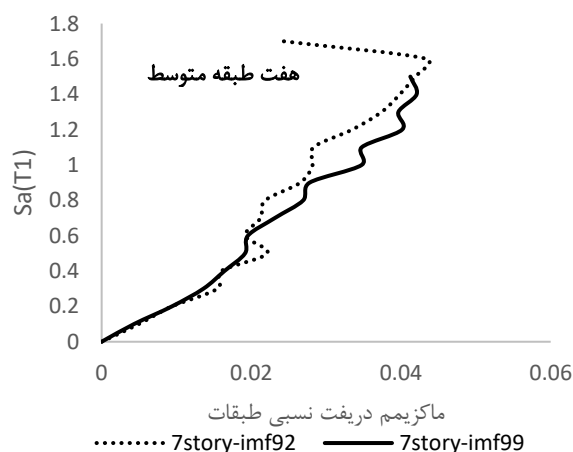
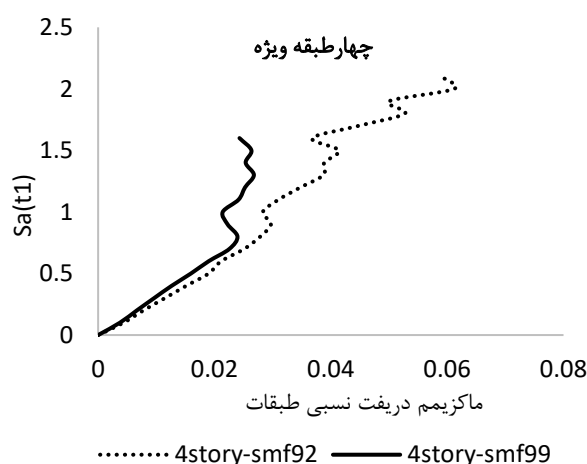
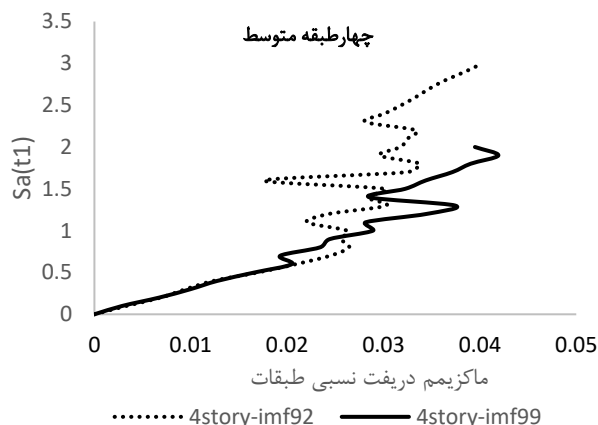
جدول ۲. مشخصات زمین لرزه های استفاده شده در تحلیل دینامیکی افزایشی (ثبت شده بر روی خاک نوع ۳)

سرعت (m/s)	بزرگا	فاصله (km)	بیشینه شتاب زمین (g)	ایستگاه	جهت	RSN	زمین لرزه
352.2	5.77	8.3	0.2551	Burnett construction	270	702	Coalinga
352.2	5.77	8.3	0.3361	Burnett construction	360	703	Coalinga
286.41	5.77	7.02	0.5191	Coalinga-14th&Elm (Old CHP)	90	714	Coalinga
257.38	5.77	13.16	0.5752	Pleasant Valley P.P. - yard	45	704	Coalinga
286.41	5.21	7.31	0.4812	Coalinga-14th&Elm (Old CHP)	0	711	Coaling
286.41	5.21	7.31	0.6774	Coalinga-14th&Elm (Old CHP)	90	713	Coalinga
270.84	5.74	8.47	0.2555	Gilroy Array #2	140	86	Coyote lake
349.85	5.74	6.75	0.2518	Gilroy Array #3	50	89	Coyote lake
349.85	5.74	6.75	0.2564	Gilroy Array #3	140	92	Coyote lake
221.78	5.74	4.79	0.2329	Gilroy Array #4	270	96	Coyote lake
221.78	5.74	4.79	0.2517	Gilroy Array #4	360	98	Coyote lake
203.22	5.01	7.4	0.2744	El Centro Array #6	230	169	Imperial valley
346.82	5.69	1.45	0.4416	Mammoth Lakes H. S.	344	476	Mammoth lakes
373.18	5.94	6.45	0.3333	Fish & Game (FIS)	90	503	Mammoth lakes
288.77	5.2	4.33	0.2628	Managua_ ESSO	90	672	Managua nicararue
348.69	5.9	16.54	0.2321	Parachute Test Site	225	1176	West moorland
348.69	5.9	16.54	0.1489	Parachute Test Site	315	1179	West moorland
191.14	5.9	7.57	0.1946	Salton Sea Wildlife Refuge	225	1177	West moorland
193.67	5.9	6.18	0.3771	Westmorland Fire Sta	90	1180	West moorland
193.67	5.9	6.18	0.4985	Westmorland Fire Sta	180	1181	West moorland

منحنی IDA، وابستگی زیادی به رکورد زلزله انتخاب شده دارد و مطالعات IDA یک رکورد نمی تواند به تنهایی رفتار واقعی سازه را برای رویدادهای دیگر زمین لرزه ها که ممکن است در آینده اتفاق بیفتد، پیش بینی کند. بنابراین لازم است که تعداد مناسبی از رکوردهای زمین لرزه انتخاب شود تا بتوان محدوده پاسخ های سازه را پوشش دهد [۲۷]. زلزله های انتخاب شده در جدول (۲) با ضرایب اسکالر متفاوت مقیاس شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه ها انجام می شوند. ضرایب مقیاس در بازه ی صفر تا بینهایت بوده به گونه ای که وقتی مقدار آن کوچکتر از یک باشد شتاب نگاشت مقیاس شده دارای مقادیر کمتر از شتاب نگاشت اصلی و وقتی مقدار آن بزرگتر از یک باشد شتاب نگاشت مقیاس شده مقادیر بیشتری از مقادیر شتاب نگاشت اصلی دارد. شتاب نگاشت باید

به گونه ای مقیاس شود که رابطه ی نسبی با میزان خسارات وارده به سازه داشته باشد. مطالعات قبلی نشان می دهد که برای محاسبه یک منحنی IDA به ازای یک رکورد، حداقل ۱۲ ضریب مقیاس متفاوت لازم است [۲۷] و برای محاسبه ی منحنی IDA متوسط، لازم است که به ازای رکوردهای مختلف (در این مطالعه ۲۰ رکورد) منحنی های IDA محاسبه گردد؛ سپس به کمک محاسبات آماری، میانگین (۵۰٪) و میانگین به اضافه و منهای انحراف معیار پاسخ (نظیر ۸۴٪ و ۱۶٪) در سازه های مختلف محاسبه می شود. از مهمترین موضوعات جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب معیار شدت و معیار خسارت مناسب است. اهمیت انتخاب این معیارها، به مقیاس در آوردن شتاب نگاشت ها، بیان ارتباط مناسب بین ویژگی های لرزه ای و رفتار سازه و همچنین در دسترس بودن

فروریزش برای سازه‌های مورد مطالعه در جدول (۵ و ۴) خلاصه شده است.



نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای برای آن است. از آنجا که سازه‌های مورد بررسی دارای ارتفاع متوسط و در حوزه‌ی دور از گسل واقع شده‌اند، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی با میرایی ۵ درصد به عنوان معیار شدت انتخاب می‌شود [۲۵ و ۲۸]. از طرف دیگر؛ انتخاب معیار خسارت نیز وابسته به نوع سازه و مشخصه‌ای از آن است که مورد مطالعه قرار می‌گیرد. جهت بررسی ناپایداری کلی دینامیکی سازه، ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات به عنوان معیار خسارت انتخاب می‌شود [۲۹]. در شکل (۴) منحنی‌های میانگین پاسخ سازه‌ها نشان داده شده است. همچنین پارامترهای سازه‌ای حاصل از برقراری قانون توان بر منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌های مورد مطالعه در جدول (۳) آورده شده است.

به منظور انجام محاسبات عملکرد و ارزیابی‌های لرزه‌ای، لازم است حالت‌های حدی بر روی منحنی‌های IDA تعریف گردد. حالت‌های حدی مورد استفاده در این مطالعه، سطوح ایمنی‌جانی متناظر با سطح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) و آستانه فروریزش متناظر با سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) می‌باشند که مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۷] و دستورالعمل FEMA350 [۲۹] تعریف شده‌اند. مطابق با این استاندارد، مقدار جابجایی نسبی ۰/۰۲ یا ۰/۰۲۵ برای سطح ایمنی‌جانی تعیین شده است. تعیین مقدار حالت حدی ایمنی جانی در آیین نامه ۲۸۰۰ بر اساس تعداد طبقات سازه‌ها است؛ به گونه‌ای که مقدار آن برای سازه‌های تا ۵ طبقه برابر ۰/۰۲۵ و برای سازه‌های بیش از ۵ طبقه برابر ۰/۰۲ است. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سطح عملکردی آستانه فروریزش بررسی نمی‌شود؛ از این رو از دستورالعمل FEMA350 استفاده شده و آستانه آن در محلی که شیب نمودار برابر ۲۰ درصد شیب ناحیه الاستیک است منظور می‌شود [۲۹]. همچنین مطابق این دستورالعمل مقادیر حاصل شده میبایست از مقادیر ۰/۱ برای سازه‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی ویژه و ۰/۰۸ برای سازه‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی معمولی کوچکتر باشد. پس از تعیین نقاط آستانه فروریزش برای هر یک از رکوردها، با برقراری توزیع لوگ نرمال، مقدار میانه و انحراف معیار آستانه فروریزش سازه بدست آورده می‌شود. بر این اساس، مقادیر حالت حدی سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه

جدول ۳. پارامترهای سازه‌ای حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی

سازه	ویرایش ۱۳۹۲		ویرایش ۱۳۹۹	
	a	b	a	b
۴ طبقه متوسط	0.02096	0.5963	0.02574	0.8563
۴ طبقه ویژه	0.03099	0.848	0.02262	0.7
۷ طبقه متوسط	0.02897	0.7174	0.03168	0.8387
۷ طبقه ویژه	0.03484	0.8547	0.02809	0.7963
۱۲ طبقه	0.02508	0.8991	0.02409	0.7901
۱۲ طبقه ویژه	0.03066	0.8762	0.03055	0.9194

جدول ۴. مقادیر حالت حدی سطح ایمنی جانی [۷]

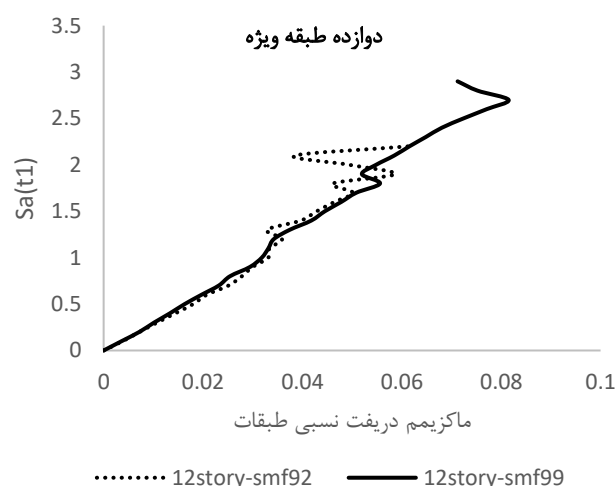
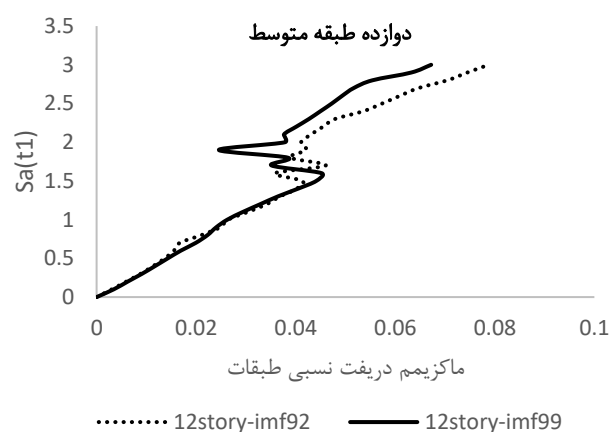
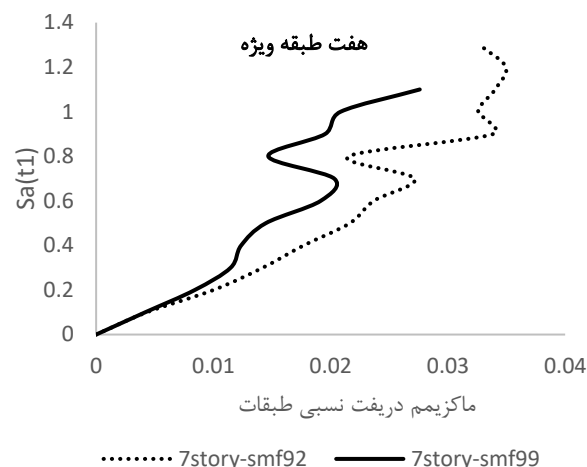
سازه	سطح عملکردی ایمنی جانی	
	ویرایش ۱۳۹۲	ویرایش ۱۳۹۹
۴ طبقه متوسط	0.025	0.025
۴ طبقه ویژه	0.025	0.025
۷ طبقه متوسط	0.02	0.02
۷ طبقه ویژه	0.02	0.02
۱۲ طبقه متوسط	0.02	0.02
۱۲ طبقه ویژه	0.02	0.02

جدول ۵. مقادیر حالت حدی سطح آستانه فروریزش

سازه	سطح عملکردی آستانه فروریزش	
	ویرایش ۱۳۹۲	ویرایش ۱۳۹۹
۴ طبقه متوسط	0.03819	0.03388
۴ طبقه ویژه	0.04817	0.03161
۷ طبقه متوسط	0.0292	0.0303
۷ طبقه ویژه	0.03064	0.02238
۱۲ طبقه متوسط	0.05186	0.04794
۱۲ طبقه ویژه	0.0486	0.05339

۴. نتایج و بحث

با توجه به روابط (۴) و (۹) پارامترهای مختلفی بر مقدار احتمال خرابی و شاخص اعتماد سطوح عملکردی تاثیرگذار هستند که از جمله می‌توان به عدم قطعیت‌های مبانی و تصادفی، میانه‌ی ظرفیت، شتاب طیفی متناظر با میانه‌ی ظرفیت و ضریب حساسیت k/b اشاره کرد. از این رو؛ تفسیر نتایج حاصل شده و اختلاف میان شاخص اعتماد سازه‌های هر ویرایش را می‌توان با توجه به این پارامترها بررسی نمود. به دلیل آنکه در آیین‌نامه‌های ایران برای ارزیابی ایمنی سازه‌ها بر مبنای تئوری قابلیت اطمینان، ضوابطی



شکل ۴. منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی

عملکردی مشاهده می‌شود مقادیر بدست آمده برای سازه‌های ویرایش جدید نسبت به سازه‌های ویرایش قدیم بزرگتر بوده که نشان از عملکرد بهتر سازه‌های طراحی شده بر مبنای ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ساختمان است. از جمله دلایلی که می‌توان برای افزایش شاخص اعتماد سازه‌های ویرایش جدید در این سطح عملکردی در نظر گرفت؛ کاهش عدم قطعیت‌های تصادفی است.

در بررسی سطح عملکردی آستانه فروریزش، مشاهده می‌شود بدلیل آنکه شاخص‌های اعتماد حاصل شده برای سازه‌های هر دو ویرایش از مقدار شاخص هدف بزرگتر بوده، دارای عملکرد قابل قبولی هستند. در این سطح عملکردی نیز با مقایسه‌ی شاخص اعتماد سازه‌های نظیر هر دو ویرایش مشاهده می‌شود که سازه‌های طراحی شده بر مبنای ویرایش جدید، به ویژه سازه‌های با ارتفاع بیشتر، دارای مقادیر بزرگتر شاخص اعتماد و عملکرد بهتر می‌باشند. از جمله دلایل عملکرد بهتر سازه‌های ویرایش جدید، کاهش پراکندگی نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی این سازه‌ها تحت رکوردهای مختلف و نهایتاً کاهش عدم قطعیت تصادفی روی نیاز می‌باشد. همچنین در مورد سازه‌های ۷ طبقه می‌توان به افزایش شتاب طیفی متناظر با ظرفیت لرزه‌ای اشاره کرد که باعث کاهش احتمال فراگذشت سالیانه در منحنی خطر لرزه‌ای، کاهش احتمال خرابی و افزایش شاخص اعتماد خواهد شد. در مورد سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط مشاهده می‌شود که پارمترهای عدم قطعیت تصادفی نیاز لرزه‌ای و شتاب طیفی ظرفیت لرزه‌ای دارای مقادیری نزدیک به هم بوده و آنچه باعث اختلاف شاخص اعتماد گردیده، پارمتر ضریب حساسیت سازه‌ها است.

ارائه نشده است؛ در این مطالعه برای تخمین ایمنی سازه‌ها، از حدود تعیین شده در آیین‌نامه‌های معتبر جهانی استفاده می‌شود [۳۱]. با توجه به تعاریف عواقب خرابی برای سطوح ایمنی جانی در استاندارد ۲۸۰۰ و آستانه فروریزش در دستورالعمل FEMA350 می‌توان عواقب خرابی این دو سطح عملکردی را مطابق با آیین‌نامه‌های معتبر به ترتیب متوسط و زیاد تخمین زد. مقادیر شاخص اعتماد هدف برای هر دو سطح عملکردی در استاندارد ISO-2394، مقدار ۳ در نظر گرفته شده است [۳۱]. نتایج حاصل شده در این مطالعه در جداول (۶) و (۷) و شکل (۵) ارائه شده است. با توجه به نتایج حاصل شده، مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع سازه‌ها میزان شاخص‌های اعتماد هر دو ویرایش و برای هر دو سطح عملکردی، در حالت کلی روند افزایشی دارد. در ادامه به بررسی عملکرد سازه‌ها بر روی هر یک از سطوح عملکردی به صورت جداگانه پرداخته می‌شود.

در سطح عملکرد ایمنی جانی، سازه‌های هر دو ویرایش جدید و قدیم مبحث نهم مقررات ملی به جز قاب خمشی متوسط ۴ و ۷ طبقه طراحی شده براساس ویرایش ۱۳۹۲، بدلیل اینکه شاخص اعتماد حاصل شده برای آن‌ها از مقدار هدف تعیین شده بزرگتر بوده، دارای عملکرد قابل قبولی هستند. همانگونه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود نمودار IDA سازه‌های ۴ و ۷ طبقه با شکل‌پذیری متوسط نسبت به سایر سازه‌ها، به ازای هر مقدار ثابت شتاب طیفی، دارای مقادیر بزرگتری از ماکزیمم دریافت نسبی طبقات هستند و باعث می‌شود شیب دیاگرام IDA آن‌ها نسبت سایر سازه‌ها کوچکتر و در روابط قابلیت اطمینان منجر به کاهش پارمتر b ، افزایش ضریب حساسیت k/b و کاهش شاخص اعتماد شود. با مقایسه‌ی شاخص اعتماد سازه‌های نظیر هر دو ویرایش در این سطح

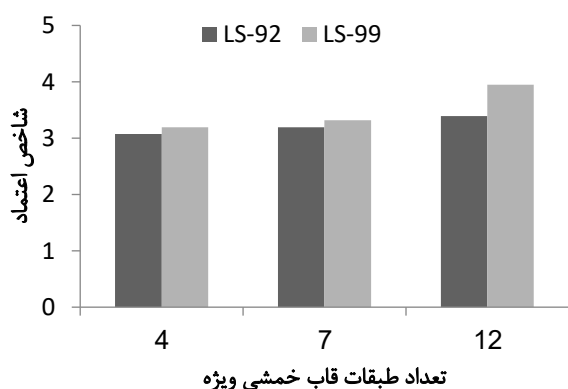
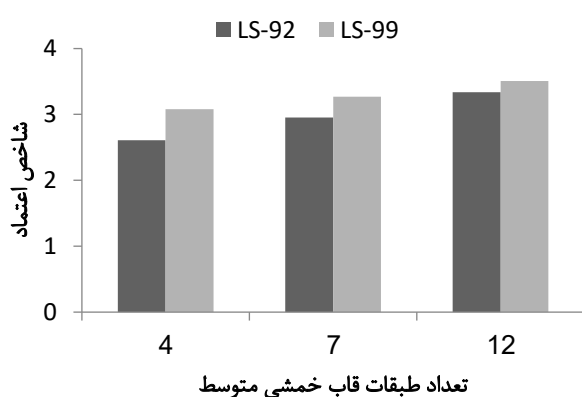
جدول ۶. شاخص اعتماد سطح عملکردی ایمنی جانی سازه‌های طراحی شده مطابق ویرایش ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی

سازه	ویرایش ۱۳۹۲					ویرایش ۱۳۹۹				
	S_a^E	β_{DR}	β_{DU}	k/b	β	S_a^E	β_{DR}	β_{DU}	k/b	β
۴ طبقه متوسط	0.283	0.337	0.2	4.645	2.608	0.281	0.338	0.2	3.139	3.078
۴ طبقه ویژه	0.222	0.348	0.2	3.117	3.073	0.222	0.268	0.2	3.776	3.193
۷ طبقه متوسط	0.153	0.486	0.2	3.526	2.954	0.182	0.259	0.2	3.103	3.268

۷ طبقه ویژه	0.153	0.426	0.2	2.959	3.191	0.192	0.184	0.2	3.315	3.319
۱۲ طبقه	0.135	0.445	0.25	3.151	3.337	0.139	0.405	0.25	2.766	3.508
۱۲ طبقه ویژه	0.138	0.408	0.25	2.772	3.393	0.125	0.264	0.25	2.827	3.949

جدول ۷. شاخص اعتماد سطح عملکردی آستانه فروریزش سازه‌های طراحی شده مطابق ویرایش ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی

سازه	ویرایش ۱۳۹۲					ویرایش ۱۳۹۹				
	S_a^c	β_{DR}	β_{DU}	k/b	β	S_a^c	β_{DR}	β_{DU}	k/b	β
۴ طبقه متوسط	0.516	0.337	0.2	4.645	3.599	0.52	0.338	0.2	3.139	3.48
۴ طبقه ویژه	0.416	0.348	0.2	3.117	3.629	0.416	0.268	0.2	3.776	3.694
۷ طبقه متوسط	0.295	0.486	0.2	3.526	3.112	0.344	0.259	0.2	3.103	3.591
۷ طبقه ویژه	0.295	0.426	0.2	2.959	3.457	0.361	0.184	0.2	3.315	3.376
۱۲ طبقه متوسط	0.27	0.445	0.25	3.151	3.274	0.263	0.405	0.25	2.766	3.999
۱۲ طبقه ویژه	0.264	0.408	0.25	2.772	3.896	0.246	0.264	0.25	2.782	4.056



با بررسی نتایج حاصل از این مطالعه و همانگونه که در پاراگراف قبل نیز به آن اشاره شد، اختلاف در مقادیر شتاب طیفی متناظر با میانه ظرفیت، یکی از دلایل اختلاف شاخص‌های اعتماد سازه‌های هر دو ویرایش نسبت به هم است؛ که این موضوع ناشی از اختلاف ایجاد شده در ضوابط ویرایش جدید نسبت به ویرایش قدیم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان است. این تغییرات باعث افزایش مقاطع طراحی سازه‌های جدید نسبت به سازه‌های نظیر ویرایش قدیم و در نهایت بهبود عملکرد این سازه‌ها در سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش شده است.

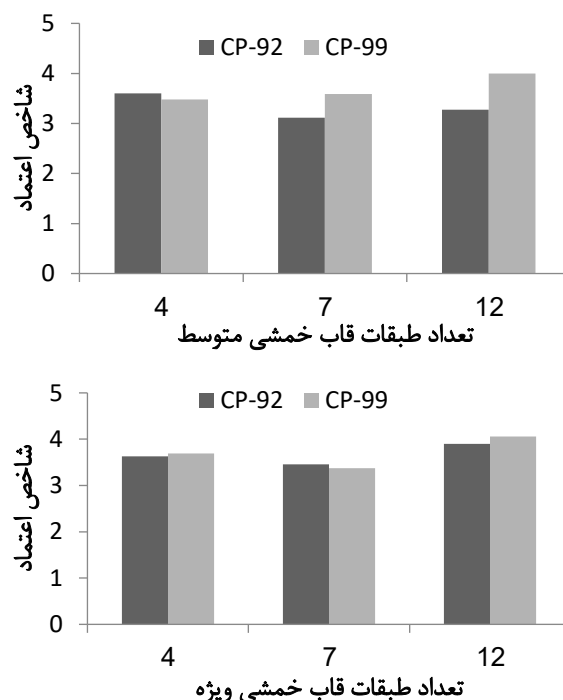
با بررسی شکل (۵) مشاهده می‌شود که شاخص اعتماد سازه‌های هر دو ویرایش، به جز سازه‌های ۴ و ۷ طبقه‌ای با سیستم قاب خمشی متوسط ویرایش سال ۱۳۹۲ در سطح عملکردی ایمنی جانی، از مقدار هدف ۳ تعیین شده در استاندارد ISO-2394، برای هر دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش، بزرگتر بوده، که نشان دهنده ایمنی سازه‌ها در این سطوح عملکردی است. همانگونه که در بخش‌های قبل نیز اشاره شد، سازه‌های مطابق ویرایش ۱۳۹۹ نسبت به سازه‌های ویرایش ۱۳۹۲ دارای حاشیه اطمینان بیشتری هستند.

ساختار ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی (سال ۱۳۹۹) طراحی بر مبنای روش طرح مقاومت تعیین گردیده و مقرر شده است ضوابط محاسباتی به گونه‌ای تنظیم گردند که استفاده از نرم افزارهای رایج در ایران به آسانی و بدون مشکل انجام شود.

در ویرایش ۹۲، از آیین‌نامه در مسائل اجرایی و جزئیات استفاده زیادی می‌شد، ولی با توجه به در دسترس نبودن نرم افزارهایی که اصول طراحی در آنها مطابق مبحث نهم مقررات ملی باشد، از این آیین‌نامه در محاسبات استفاده فراگیری نمی‌شد و طراحان ناگزیر از سایر آیین‌نامه‌های بین المللی مثل آیین‌نامه آمریکا و کانادا استفاده می‌کردند. در ویرایش ۹۹ مقررات ملی ساختمان، این کاستی‌ها برطرف شده و امکان استفاده از نرم‌افزارهای رایج فراهم شده است. با توجه به انتشار ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ایران، در این مطالعه سعی شد به این سوال پاسخ داده شود که تغییرات به وجود آمده در ضوابط این آیین‌نامه نسبت به ویرایش قبل چه تاثیری بر عملکرد سازه‌ها داشته است. بدین منظور دوازده سازه‌ی بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط و ویژه، واقع در شهرستان بهبهان و خاک نوع III و مطابق با ویرایش‌های ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ این آیین‌نامه طراحی شدند و با بهره‌گیری از تئوری قابلیت اطمینان و تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، شاخص‌های اعتماد سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای آن‌ها محاسبه و مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج حاصل از این مطالعه بشرح زیر است:

شاخص‌های اعتماد محاسبه شده برای سازه‌های مطابق ویرایش ۱۳۹۹ مبحث نهم در هر دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نسبت به شاخص اعتماد سازه‌های نظیر ویرایش ۱۳۹۲ بزرگتر بدست آمده‌اند. این نتیجه نشان می‌دهد که بر مبنای تئوری قابلیت اطمینان، عملکرد سازه‌های طراحی شده مطابق با ویرایش جدید آیین‌نامه در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش نسبت به ویرایش قبل ارتقا یافته است.

شاخص‌های اعتماد محاسبه شده برای سازه‌های مطابق با هر دو ویرایش، به غیر از قاب خمشی متوسط ۴ و ۷ طبقه طبق ویرایش ۱۳۹۲ در سطح عملکردی ایمنی جانی، از مقدار هدف ۳ تعیین شده در ISO-2394 بزرگتر بوده، که نشان می‌دهد سازه‌های مطابق با هر دو ویرایش در مقابل زلزله‌های احتمالی ایمن هستند؛ با این



شکل ۵. شاخص اعتماد سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش سازه‌های مطابق ویرایش ۱۳۹۲ و ۱۳۹۹ مبحث نهم مقررات ملی

۵. نتیجه گیری

توسعه مداوم طرح‌های عمرانی و حجم بزرگ سرمایه‌های دولتی و خصوصی که هر ساله در کشور صرف انجام عملیات ساختمانی می‌شود و همچنین تجارب و تحقیقات روزافزون در کلیه علوم و فنون مهندسی، اهمیت تدوین و به روزرسانی آیین‌نامه‌ها را آشکار می‌سازد. ازین رو؛ بازنگری مقررات ملی ساختمان در بازه‌های زمانی مختلف یک امر ضروری است.

در مبحث نهم مقررات ملی ویرایش ۹۲، مبنای طراحی ساختمان‌های بتنی برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، بررسی و کنترل آن‌ها در حالت‌های حدی است. روش کلی طراحی، مبتنی بر جنبه‌های احتمالاتی است که با اعمال ضرایب جزئی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها و آثار موثر بر ساختمان طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند.

- نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری (دانشکده فنی Civil Engineering Infrastructures) 365-369. 45(3).
- [11] Tasnimi, A.A. and Kazemi, H.R. (2014). Nonlinear Seismic Analyses of Intermediate Ductile RCMRF Structures Based on Variation of Columns Acceptance Criteria, *Modares Journal of Civil Engineering*, Vol. 14, No. 2, Page 155-164. (In Persian).
- [12] Pazuki, M., & Tasnimi, A. A. (2017). Assessment of the Park-Ang Damage Index for Seismic Performance Levels of RC Moment Frames. *Modares Journal of Civil Engineering*, 17(1), pg: 43-53.
- [13] Yazdani, A., Motaghed, S., & Mehrabi Moghaddam, A. (2016). Evaluation of Seismic Risk Effect on Total Reliability Index of Structures, Case Study of Concrete Flexible Frame Frames. *Asas Journal*, 18(43), 26-37.
- [14] Motaghed, Sasan, Amin Mehrabi Moghaddam, and Neda Moayyeri. "Reliability of Iranian Existing Residential Reinforced Concrete Structures in Seismic Events." *International Journal of Reliability, Risk and Safety: Theory and Application* 6.2 (2023): 55-64.
- [15] Motaghed, Sasan, and Amin Mehrabi Moghaddam. "Confidence level for Iranian Existing Moment Resisting RC Structures Based on Demand and Capacity Factored Design Method." (2024).
- [16] Rezaei, E., & Massumi, A. (2014). Seismic performance of reinforced concrete frame buildings designed by Iranian Seismic code. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 16(3), 209-217.
- [17] Mehrabi-Moghaddam, A., Motaghed, S., Yazdani, A., & Mehrabi-Moghaddam, A.R. (2019). "Seismic Assessment of Collapse Prevention Limit-State of RC Structures Using Numerical Integration Method". 11th National Congress on Civil Engineering, 30th April & 1st May, Shiraz University, Shiraz.
- [18] Shokrabadi, M.; Banazadeh, M.; Shokrabadi, M.; Mellati, A.; (2015) "Assessment of seismic risks in code conforming reinforced concrete frames", *Engineering Structures*, Vol. No.98, 14-28.
- [19] Sadeghpour, A., & Ozay, G. (2020). "Evaluation of reinforced concrete frames designed based on تفاوت که سازه های ویرایش ۱۳۹۹ دارای حاشیه اطمینان بیشتری هستند.
- منابع
- [1] Motaghed, S., Shahidzadeh, M. S., Khooshecharkh, A., & Askari, M. (2022). Implementation of AI for The Prediction of Failures of Reinforced Concrete Frames. *International Journal of Reliability, Risk and Safety: Theory and Application*, 5(2), 1-7.
- [2] Motaghed, Sasan, Mozhgan Khazaei, and Mohammad Mohammadi. The b-value estimation based on the artificial statistical method for Iran Kope-Dagh seismic province. *Arabian Journal of Geosciences* 14.15 (2021): 1-9.
- [3] Khanzadi, M., Nicknam, A., Yazdani, A., & Motaghed, S. (2014). A Bayesian approach for seismic recurrence parameters estimation. *Journal of Vibroengineering*, 16(2), 977-986.
- [4] Building and Housing Research Center, BHRC (1987), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard No. 2800, Tehran, Iran, in Persian.
- [5] Building and Housing Research Center, BHRC (1999), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard No. 2800, Second Revision, Tehran, Iran, in Persian.
- [6] Building and Housing Research Center, BHRC (2005), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard No. 2800, Third Revision, , Tehran, Iran, in Persian, 2005.
- [7] Building & Housing Research Center, BHRC (2015), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800, Publication PNS-253, 4th Revision, 240, Tehran, Iran. (In Persian).
- [۸] مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲).
- [۹] مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۹).
- [۱۰] محمودی صاحبی، موسی، و قبادی، عباس. (۱۳۹۰). نگاه انتقادی به روش طراحی ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد در استاندارد ۲۸۰۰.

- [26] Yun, S.Y; Hamburger, R.O; Cornell, C.A; Foutch, D.A; "Seismic performance evaluation for steel moment frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(4), 534-545, 2002.
- [27] Vamvatsikos, D; Cornell, C.A; "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp: 491-514, 2001.
- [28] Jalayer, F; Cornell, C.A; "Alternative nonlinear demand estimation methods for probability-based seismic assessments" Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(8), pp: 951-972, 2009.
- [29] SAC Joint Venture. (2000a); Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings; Rep. No. FEMA-350; Federal Emergency Management Agency; Washington; D.C.; 2000.
- [۳۰] کردلو، غ. (۱۴۰۲). "ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح طراحی شده با مبحث نهم مقررات ملی ویرایش ۱۳۹۹". پایان نامه کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیا، بهبهان، ایران.
- [31] ISO 2394; "General principles on reliability for structures", 2nd edn, Geneve, Switzerland: ISO, 1998.Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, FEMA-440.
- previous Iranian seismic codes". Arabian Journal for Science and Engineering, 45, 8069-8085.
- [20] Yazdani, A., Motaghd, S., Mehrabi-Moghaddam, A& Shahidzadeh, M.S. (2015). "Reliability Assessment of structures by using dynamic analysis with a narrow range in Intensity measure". 3th International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development, 29-31 December, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran..
- [21] Yazdani, A., Mehrabi Moghaddam, A. and Shahidzadeh. M.S. (2018), "Parametric Assessment of Uncertainties in Reliability Index of Reinforced Concrete MRF Structures Using Incremental Dynamic Analysis", Amirkabir J. Civil Eng., 49(4), 755-768.
- [22] Cornell, C.A; Jalayer, F; Hamburger, R.O; Foutch, D.A; "Probabilistic basis for the 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(4), 526–533, 2001.
- [23] Benjamin, J.R; Cornell, C.A; "Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers", McGraw –Hill, Inc, New York, 1970.
- [24] Jalayer, F; Cornell, C.A; "A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCF) seismic formats", Report No. RMS-43, RMS Program, Stanford University, Stanford, 2003.
- [25] Shome, N; Cornell, C.A; "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Stanford University, Report No. RMS-35, 1999.