

Reliability Assessment of Three-dimensional Moment Resisting Frames Designed According to the Iranian National Building Code, Part 10: Steel Structures, 2008 and 2013 Editions

Hamidreza Irani¹, Vahid Reza Kalatjari^{2*}, Mohammadhosein Dibaei Bonab³

1- Ph.D. Student, Civil Engineering Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

2- Associate Professor, Civil Engineering Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Islamic Azad University Shahrood Branch, Shahrood, Iran

ABSTRACT

Awareness of the probability of failure and the safety index of a structure designed and implemented on the basis of regulations and codes can enhance the designer's attitude towards the failure or safety of the structure. This paper examines the probability of failure and safety index of 3D steel moment frames. A three-story steel moment frame and a six-story steel moment frame loaded and designed on the basis of the previous drafts of National Building Regulations of Iran have been selected. In order to perform the finite element analysis of the 3D moment frame and system reliability analysis, a program with CSHARP programming language is written incorporating the Monte Carlo method. In reliability analysis, the uncertainties in the yield strength and the Young's modulus of steel, gravity loads and lateral forces, cross-sectional and plastic section modulus of the frame members were considered. The calculation of the probability of failure and the safety index of the framing system in two cases, according to the old, 2008 edition and new, 2013 edition of Iranian National Building code, Part 10: Steel Structures, have been done and compared. It was noted that assessment of buildings constructed on the basis of the old regulations with new drafts of National Building Regulations of Iran resulted in decreased safety levels. Also, the effect of statistical correlation between gravity loads and lateral forces in determining the frame safety index has been investigated. The sensitivity analysis performed for the steel coefficient of variation showed that its variation after the value of 0.07 can have a significant effect on the reliability of the steel moment frame.

ARTICLE INFO

Receive Date: 12 May 2019

Revise Date: 22 February 2020

Accept Date: 23 February 2020

Keywords:

Reliability;
3D steel moment frames;
System safety index;
Monte carlo method;
Sensitive analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.185303.1858

*Corresponding author: Vahid Reza Kalatjari

Email address: v_kalatjari@shahroodut.ac.ir

ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های خمشی سه‌بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های

نسخه ۸۷ و ۹۲ فولاد ایران

حمیدرضا ایرانی^۱، وحیدرضا کلات جاری^{۲*}، محمدحسین دیبایی بناب^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شاهرود، شاهرود، ایران

چکیده

آگاهی از احتمال خرابی و شاخص ایمنی سازه‌ی طراحی و اجرا شده بر مبنای آیین‌نامه‌ها می‌تواند نگرش مهندسیین طراح را نسبت به مقوله‌ی خرابی یا ایمنی سازه ارتقا دهد. در این مقاله به بررسی احتمال خرابی و شاخص ایمنی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی پرداخته شده است. یک قاب خمشی فولادی سه طبقه و یک قاب خمشی فولادی شش طبقه که بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند، انتخاب شده است. جهت تحلیل المان محدود قاب خمشی سه‌بعدی و تحلیل قابلیت اعتماد سیستم با استفاده از روش مونت کارلو، برنامه‌نویسی *CSHARP* نوشته شده است. در تحلیل قابلیت اعتماد، عدم قطعیت‌ها در مقاومت تسلیم و ضریب الاستیسیته فولاد، بارهای ثقلی و نیروهای جانبی، سطح مقطع عرضی و مدول مقطع پلاستیک اعضای قاب در نظر گرفته شده است. محاسبه‌ی احتمال خرابی و شاخص ایمنی سیستم قاب خمشی در دو حالت بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم نسخه ۱۳۸۷ و جدید نسخه ۱۳۹۲ فولاد ایران انجام شده و مورد مقایسه قرار گرفته است. ملاحظه شده است که ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم چنانچه تحت شرایط آیین‌نامه‌های جدید ایران ارزیابی شوند، کاهش در تراز ایمنی را از خود نشان می‌دهند. همچنین تأثیر همبستگی آماری بین بارهای ثقلی و نیروهای جانبی در تعیین شاخص ایمنی قاب بررسی شده است. آنالیز حساسیت انجام شده برای ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد نشان می‌دهد که تغییرات آن بعد از مقدار ۰/۰۷، می‌تواند تأثیر قابل توجهی در قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی داشته باشد.

کلمات کلیدی: قابلیت اعتماد، قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی، شاخص ایمنی سیستم، روش مونت کارلو، آنالیز حساسیت

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2020.185303.1858	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.185303.1858	۱۴۰۰/۰۶/۳۰	۱۳۹۸/۱۲/۰۴	۱۳۹۸/۱۲/۰۴	۱۳۹۸/۱۲/۰۳	۱۳۹۸/۰۲/۲۲
			نویننده مسئول [*] : وحیدرضا کلات جاری			
			پست الکترونیکی: v_kalatjari@Shahroodut.ac.ir			

۱- مقدمه

آیین‌نامه‌های طراحی مبتنی بر حالات حدی از جمله آیین‌نامه طراحی ضریب بار و مقاومت (*LRFD*) برای سازه‌های ساختمانی مانند (*AISC* (2016) [۱]، عموماً با در نظر گرفتن قابلیت اعتماد مشخص برای اعضای یک سازه توسعه یافته‌اند. از آنجاکه خرابی یک عضو سازه، به دلیل عواملی نظیر اضافه مقاومت یا باز توزیع نیرو پس از خرابی آن، لزوماً منجر به انهدام کل سیستم سازه‌ای نخواهد شد، بنابراین قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای عمدتاً بزرگتر از قابلیت اعتماد اعضا به تنهایی است [۲].

نادیده انگاشتن ماهیت احتمالاتی پارامترهای سازه‌ای که میزان عدم قطعیت آن‌ها زیاد است باعث می‌شود که نتایج مربوط به پاسخ سازه به بارهای وارد بر آن، تبدیل به نتایج اشتباه و دور از واقعیت شود. با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه‌ای می‌توان عدم قطعیت‌های یادشده را به صورت روابط ریاضی درآورده و ملاحظات ایمنی و عملکرد سازه را به‌طور کمی وارد روند طراحی سازه نمود [۳].

روش‌های نظریه قابلیت اعتماد، در برآورد احتمال خرابی پدیده‌های متنوع و جدید احتمالاتی مناسب می‌باشد. شکل و قالب مدل‌های احتمالاتی، تحت تأثیر زیاد روش‌های نظریه قابلیت اعتماد می‌باشد. با در نظر گرفتن این موضوع این روش‌ها شامل دو مؤلفه‌ی اصلی می‌باشند: متغیرهای تصادفی و توابع حالات حدی. معمولاً در تحلیل قابلیت اعتماد، با ارزیابی توابع حالات حدی، احتمال منفی شدن تابع حالت حدی برآورد می‌شود [۴].

خرابی در سازه‌ها معمولاً به دو صورت تعریف می‌شود. در حالت اول، از کار افتادن هر یک از اعضا به‌منزله خرابی است. در حالت دوم، خرابی به‌صورت ایجاد مکانیسم در سیستم سازه‌ای (فروپاشی) تعریف می‌شود. روش‌های متعددی برای تعیین شاخص ایمنی یا احتمال خرابی اعضا ارائه شده است، روش‌هایی نظیر مرتبه اول گشتاور دوم [۵]، روش هاسوفر-لیند [۶] و روش راکویتز-فیسلر [۷] از این دسته می‌باشند. روش‌های هاسوفر-لیند و راکویتز-فیسلر یک پروسه‌ی ماتریسی با دقت بالا بر مبنای تکرار می‌باشند که چنانچه تابع حالت حدی غیرخطی بوده و تعداد متغیرها زیاد باشد، استفاده از آن‌ها دشوار و زمان‌بر خواهد بود. لذا در اعضای همانند ستون‌های قاب خمشی که تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند، با توجه به غیرخطی بودن تابع حالت حدی و تنوع متغیرهای تصادفی، این روش‌ها مشکلات خاص خود را خواهند داشت. اغلب به‌منظور ساده‌سازی از تأثیر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی صرف‌نظر شده و معیار شکست به ازای تأثیر لنگر خمشی تنها در نظر گرفته شده [۸، ۹] یا تأثیر نیروی محوری و لنگر خمشی به‌طور جداگانه لحاظ شده است [۱۰].

هنگامی که خرابی به‌صورت ایجاد مکانیسم در سیستم سازه‌ای (فروپاشی) تعریف می‌شود، تعیین احتمال خرابی مستلزم شناسایی و تحلیل تعداد بسیار زیادی از مکانیسم‌های خرابی و صرف زمان قابل توجهی است. از بین روش‌های تخمین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای معمولاً روش‌های شبیه‌سازی و روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی بیشتر مورد توجه بوده است. در روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی، ابتدا مسیرهای محتمل‌تر خرابی به‌صورت خودکار تولید می‌گردند؛ سپس کران بالا و پایین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بر اساس این مسیرها برآورد می‌شود. در روش‌های شبیه‌سازی، بارها و مقاومت تصادفی اعضا با توجه به داده‌های آماری نظیر آن‌ها به‌دفعات شبیه‌سازی شده و مقادیر آن‌ها در توابع حالات حدی از پیش تعیین شده قرار داده می‌شود. هر بار منفی شدن هر یک از این توابع به‌منزله‌ی انهدام سازه است. استفاده از این روش‌ها در مورد مسائلی که در آن‌ها احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بسیار کوچک است، نیاز به شبیه‌سازی با تعداد دفعات بسیار زیاد دارد [۱۱].

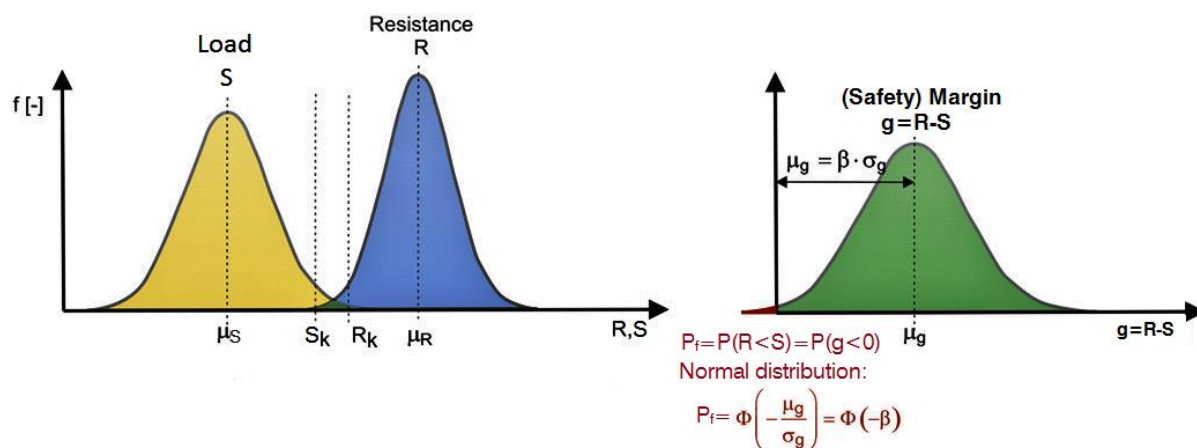
هدف مقاله‌ی حاضر، بررسی قابلیت اعتماد سازه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های فولاد قدیم و جدید ایران می‌باشد. لذا با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو نمونه‌هایی به تعداد لازم تولید شده‌اند. در نمونه‌های شبیه‌سازی شده با در نظر گرفتن تصادفی بودن متغیرهایی نظیر بارگذاری، تنش تسلیم و ضریب الاستیسیته فولاد، سطح مقطع عرضی و اساس مقطع پلاستیک اعضا و با استفاده از تحلیل المان محدود قاب خمشی فولادی سه‌بعدی، احتمال خرابی و شاخص ایمنی سیستم سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری مختلف به‌دست آمده است. اثر همبستگی آماری بارهای ثقلی و نیروهای جانبی بر احتمال خرابی سیستم و همچنین حساسیت احتمال خرابی نسبت به ضریب تغییرات مقاومت تسلیم فولاد نیز بررسی شده است.

۲- تحلیل قابلیت اعتماد سازه

قابلیت اعتماد یک سازه یا اعضای سازه‌ای به توانایی مقاومت ایمن در برابر بارهای اعمال شده و برآورده نمودن نیازهای بهره‌برداری، دوام و غیره مرتبط می‌باشد. ماهیت ذاتی احتمالاتی پارامترهای طراحی، خواص مواد و شرایط بارگذاری در تحلیل سازه، عوامل مهمی هستند که بر ایمنی سازه تأثیر می‌گذارند. تحلیل قابلیت اعتماد منجر به اقداماتی می‌شود که یک مهندس طراح باید با توجه به عدم قطعیت‌های ذکر شده در نظر بگیرد.

۲-۱- احتمال خرابی و شاخص ایمنی

معمولاً قابلیت اعتماد سازه یا اعضای سازه‌ای به صورت احتمال خرابی P_f و شاخص ایمنی β بیان می‌شود. شکل ۱ به صورت شماتیک مسئله‌ی تعیین قابلیت اعتماد بر اساس معیار مقاومت را نشان می‌دهد. در سمت چپ شکل، دو تابع چگالی احتمال (PDF) برای "بارهای اعمال شده" و "مقاومت‌ها" مشاهده می‌شود. زمانی عضو ایمن می‌باشد که مقاومت R از آثار بار S بزرگتر باشد.



شکل ۱: بیان مسئله‌ی قابلیت اعتماد سازه‌ای [۱۲]

نمودار سمت راست، PDF تابع عملکرد یا تابع حالت حدی را نمایش می‌دهد ($g = R - S$). اگر این مقدار مثبت باشد، عضو یا سازه در برابر بارهای اعمال شده مقاومت خواهد کرد و چنانچه منفی باشد، خرابی اتفاق می‌افتد. احتمال خرابی P_f ($0 \leq P_f \leq 1.0$) در سمت چپ محور $f(g)$ مشخص شده است. با فرض توزیع نرمال برای g و مقدار میانگین μ_g و انحراف استاندارد σ_g ، شاخص ایمنی β می‌تواند به صورت نسبت $\frac{\mu_g}{\sigma_g}$ بیان شود؛ و در نهایت احتمال خرابی به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (1)$$

Φ تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال می‌باشد. این رابطه به این معناست که هر احتمال خرابی می‌تواند با شاخص ایمنی β مرتبط باشد.

در آیین‌نامه‌های طراحی رایج، شاخص ایمنی برحسب نوع سازه، مصالح، نیروهای داخلی و غیره مقداری در محدوده‌ی 1.2 تا 4.0 دارد. در آیین‌نامه AISC شاخص ایمنی هدف صرفاً برای اعضا در نظر گرفته شده است بطوریکه برای ترکیب بار مرده و زنده (برف) $\beta = 3.0$ ، برای بار مرده، زنده و باد $\beta = 2.5$ و برای ترکیب بار ثقلی و زلزله $\beta = 1.75$ ارائه شده است [۱].

آیین‌نامه Eurocode برای سازه‌های فولادی با کاربری مسکونی، اداری و اماکن عمومی با طول عمر ۵۰ سال مقدار $\beta = 3.8$ را پیشنهاد می‌دهد [۱۳]؛ اما با توجه به اینکه شاخص ایمنی β به دو بخش مقاومت و بار با ضرایب $\alpha_R = 0.8$ و $\alpha_S = 0.7$ (به نحوی که

R_d کوچکتر باشد، از رابطه ۲ به دست می آید: $(\sqrt{\alpha_R^2 + \alpha_S^2} \approx 1.0)$ تقسیم می شود، بنابراین برای یک شاخص ایمنی β مفروض، احتمال آنکه مقاومت واقعی R از مقاومت طراحی R_d

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \cdot \beta) \quad (2)$$

یعنی برای تعیین مقاومت های طراحی مطابق با Eurocode از شاخص ایمنی $\beta = 0.8 * 3.8 = 3.04$ استفاده می شود. در نتیجه احتمال آنکه مقاومت واقعی R از مقاومت طراحی کوچکتر باشد برابر $\approx \frac{1}{845} \approx 10^{-3}$ $P(R < R_d) = 0.00118$ می باشد [۱۲].

یک پیشنهاد برای احتمال خرابی اسمی P_{fN} در زمینه های صرفاً تجربی توسط CIRIA(1977) با رابطه ۳ داده شده است [۱۴]:

$$P_{fN} = 10^{-4} \mu \cdot t_L \cdot n^{-1} \quad (3)$$

همچنین یک پیشنهاد متفاوت توسط Allen(1981) به صورت رابطه ۴ ارائه شده است [۱۵]:

$$P_{fN} = 10^{-5} A W^{-1} \cdot t_L \cdot n^{-1/2} \quad (4)$$

در روابط فوق μ فاکتور اجتماعی، t_L عمر طراحی سازه، n میانگین نفرات داخل ساختمان، A و W به ترتیب فاکتورهای فعالیت و هشدار هستند. Schueremans در سال 2001 با در نظر گرفتن فاکتورهای نظیر اهمیت ساختمان، قدمت و برخی ملاحظات سود و هزینه رابطه ۵ را برای احتمال خرابی هدف پیشنهاد داده است [۱۶]:

$$P_f = S \cdot T \cdot A \cdot C_f \cdot N^{-1} \cdot W^{-1} * 10^{-4} \quad (5)$$

که S معیار اجتماعی، T عمر سازه، A فاکتور فعالیت، C_f عامل اقتصادی، N تعداد زندگی در معرض خطر احتمالی و W عامل هشدار می باشد.

چنین محاسباتی اغلب مقادیر 10^{-3} تا 10^{-4} برای احتمال خرابی اسمی P_{fN} (یعنی مقادیر 3.1 تا 3.7 برای شاخص ایمنی β) را نتیجه می دهد [۱۷].

۲-۲- شبیه سازی مونت کارلو

در وضعیت مینا، تابع عملکرد (تابع حاشیه ایمنی) به صورت $G(R,S)=R-S$ تعریف می شود و احتمال خرابی می تواند با استفاده از رابطه ۶ تعیین شود:

$$p_f = p[G(R,S) \leq 0] = \iint_{G \leq 0} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (6)$$

R به مقاومت سازه و S به بارهای وارده یا آثار بار اشاره دارد. متغیرهای تصادفی R و S به ترتیب با توابع چگالی احتمال $f_R(r)$ و $f_S(s)$ توصیف می شوند. درحالی که انتگرال رابطه ۶ می تواند با روش های تقریبی محاسبه شود، روش های احتمالاتی مختلفی نظیر روش مرتبه اول گشتاور دوم (FORM) برای محاسبه تخمین احتمال خرابی توسعه داده شده است. در روش های دقیق برای تحلیل، به توابع چگالی احتمال تمام متغیرها نیاز است. در شبیه سازی مونت کارلو (MCS) نیز از توابع چگالی احتمال تمام متغیرها استفاده به عمل می آید [۱۸].

در تحلیل قابلیت اطمینان، شبیه سازی مونت کارلو زمانی بکار گرفته می شود که راه حل تحلیلی قابل دستیابی نیست و دامنه ی خرابی به صورت دقیق یا تقریبی با یک روش تحلیلی قابل بیان نمی باشد. این مورد به طور عمده در مسائل پیچیده با تعداد زیادی از متغیرهای تصادفی که سایر روش ها کاربردی نباشند اتفاق می افتد.

با تعریف تابع حالت حدی به صورت $G(X)$ که $X=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ یک بردار n بعدی از متغیرهای تصادفی مانند بارهای اعمال شده و مقاومت سیستم سازه‌ای است، رابطه‌ی ۶ می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$P_f = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx \quad (7)$$

$f_X(x)$ تابع چگالی احتمال مشترک و $G(X)$ دامنه‌ی خرابی می‌باشد بطوریکه $G(X) \leq 0$ منطقه‌ی نایمن را تعریف می‌کند. روش مونت کارلو اجازه می‌دهد تا یک تخمین از احتمال خرابی را با استفاده از رابطه‌ی ۸ تعیین کنیم:

$$\bar{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (8)$$

$I(X_1, X_2, \dots, X_n)$ تابعی است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I(X_1, X_2, \dots, X_n) = \begin{cases} 1 & \text{اگر } G(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0 \\ 0 & \text{اگر } G(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \end{cases} \quad (9)$$

در رابطه‌ی ۸، N سری مستقل از مقادیر X_1, X_2, \dots, X_n بر مبنای توزیع احتمالاتی برای هر متغیر تصادفی به دست می‌آید و تابع خرابی برای هر نمونه محاسبه می‌شود. با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو یک تخمین از احتمال خرابی سازه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\bar{P}_f = \frac{N_H}{N} \quad (10)$$

که N_H تعداد تمام حالت‌هایی است که خرابی اتفاق افتاده است [۱۹].

۲-۳- دقت برآورد احتمال

در روش شبیه‌سازی مونت کارلو، برآورد احتمال خرابی در واقع فقط یک تخمین است. باین حال زمانی که تعداد شبیه‌سازی‌ها افزایش می‌یابد، تخمین بهبود خواهد یافت. احتمال تخمین زده شده بر اساس رابطه‌ی ۱۰ می‌تواند به عنوان یک متغیر تصادفی با میانگین و انحراف استاندارد مربوط به خود محسوب شود.

چنانچه P_{true} احتمال خرابی واقعی باشد، سعی داریم با محاسبه‌ی \bar{p} آن را تخمین بزنیم. می‌توان نشان داد که امید ریاضی، واریانس و ضریب تغییرات احتمال تخمین زده شده \bar{p} به صورت زیر می‌باشد:

$$E[\bar{p}] = P_{true} \quad ; \quad \sigma_p^2 = \frac{1}{N} [P_{true}(1-P_{true})] \quad ; \quad COV_{\bar{p}} = \sqrt{\frac{(1-P_{true})}{N(P_{true})}} \quad (11)$$

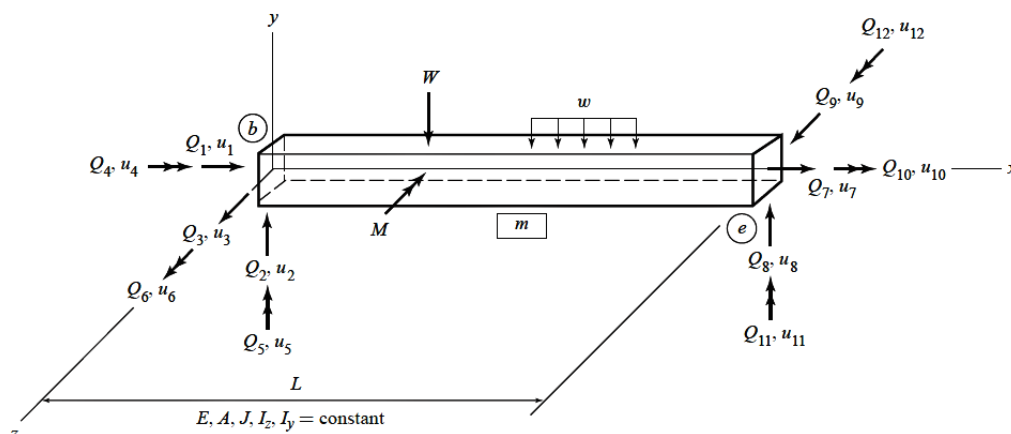
مشاهده می‌شود که در تخمین احتمال، با افزایش تعداد کل شبیه‌سازی‌ها، N ، عدم قطعیت کاهش می‌یابد. با مرتب نمودن رابطه‌ی ضریب تغییرات می‌توانیم تعداد شبیه‌سازی‌های لازم، N ، را به ازای احتمال خرابی واقعی و ضریب تغییرات مفروض از رابطه‌ی ۱۲ به دست آوریم [۲۰]:

$$N = \frac{(1-P_{true})}{COV_{\bar{p}}^2(P_{true})} \quad (12)$$

به عنوان مثال چنانچه بخواهیم با ضریب تغییرات $COV_p = 10\%$ به احتمال خرابی 10^{-3} برسیم تعداد $100'000 \approx 99'900$ شبیه سازی و برای رسیدن به احتمال 5×10^{-4} به $200'000 \approx 199'900$ شبیه سازی نیاز داریم.

۳- تحلیل المان محدود قاب خمشی

یک عضو منشوری اختیاری m از یک قاب سه بعدی در شکل ۲ نمایش داده شده است.



شکل ۲: نیروها و تغییر مکان های عضو در سیستم مختصات محلی

در سیستم مختصات محلی عضو، 12 مؤلفه ی تغییر مکانی دو انتهای عضو با $u1$ تا $u12$ و نیروهای انتهایی مرتبط با $Q1$ تا $Q12$ نمایش داده شده است. فرم صریح ماتریس سختی k در مختصات محلی برای یک عضو قاب فضایی به صورت ماتریس 12×12 در رابطه ی ۱۳ داده شده است.

$$k = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12I_z & 0 & 0 & 0 & 6LI_z & 0 & -12I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 6LI_z \\ 12I_y & 0 & -6LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & -12I_y & 0 & -6LI_y & 0 & 0 \\ \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 \\ 4L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 6LI_y & 0 & 2L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4L^2I_z & 0 & -6LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2L^2I_z & 0 & 0 & 0 \\ AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6LI_z & 0 \\ 12I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6LI_y & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & & & & & \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 4L^2I_y & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 4L^2I_z & 0 \end{bmatrix} \quad (13)$$

E مدول الاستیسیته، G مدول برشی و A ، I ، L و J به ترتیب سطح مقطع عرضی، ممان اینرسی، طول عضو و ممان اینرسی پیچشی هستند. پس از تشکیل ماتریس سختی تیرها و ستون های قاب، ماتریس سختی کل سازه در مختصات سراسری به صورت K مونتاژ می شود. سپس معادله ی تعادل کلی گره ها به شکل زیر خواهد بود:

$$KU = F \quad (14)$$

پس از اعمال شرایط مرزی این معادله حل می شود و در نتیجه بردار تغییر مکان گره ها U محاسبه می گردد. F بردار نیروهای وارد بر گره ها در مختصات سراسری است [۲۱].

در انتهای تحلیل سازه، پس از آنکه نیروهای داخلی اعضا محاسبه شدند، مقاومت هر عضو در خمش و فشار با نیروهای داخلی مقایسه می‌شود و شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در سازه کنترل می‌گردد. توابع حالات حدی مرتبط با شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها و ستون‌ها برای ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی نسخه قبلی ایران [۱۶-۱۸]، بر اساس روابط ۱۵ و ۱۶ به‌عنوان معیارهای خرابی بدون ضریب اطمینان تعریف می‌شود:

$$\text{تیرها: } G = 1 - \frac{f_{bz}}{F_y}$$

$$\text{ستون‌ها: } \begin{cases} G = 1 - \frac{f_a}{F_y} - \frac{f_{bz}}{F_y} - \frac{f_{by}}{F_y} & \text{اگر } \frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 \quad (16\text{-الف}) \\ G = 1 - \frac{f_a}{F_a} - \frac{C_m f_{bz}}{(1 - f_a / F_{ex}) F_y} - \frac{C_m f_{by}}{(1 - f_a / F_{ey}) F_y} & \text{اگر } \frac{f_a}{F_a} > 0.15 \quad (16\text{-ب}) \end{cases}$$

که f_a تنش محوری فشاری محاسبه شده، f_{bz} و f_{by} به ترتیب تنش‌های خمشی محاسبه شده حول محورهای y و z هستند. F_e تنش اولر و C_m ضریب انحنای عضو و F_a مقاومت فشاری محوری بدون ضریب اطمینان است که از روابط ۱۷ به دست می‌آید:

$$F_a = \begin{cases} F_y \cdot [1 - 0.5(\lambda_{max} / C_c)^2] & \text{اگر } \lambda_{max} \leq \sqrt{2\pi} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_e = \pi^2 E / \lambda_{max}^2 & \text{اگر } \lambda_{max} > \sqrt{2\pi} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases} \quad (17)$$

چنانچه تحلیل قابلیت اعتماد بر مبنای آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی جدید ایران [۱۹ و ۲۰] مدنظر باشد، روابط ۱۸ و ۱۹ می‌تواند به‌عنوان معیارهای خرابی اعضا انتخاب گردد.

$$\text{تیرها: } G = 1 - \frac{M_{uz}}{M_{nz}} \quad (18)$$

$$\text{ستون‌ها: } \begin{cases} G = 1 - \frac{P_u}{P_n} - \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uz}}{M_{pz}} + \frac{M_{uy}}{M_{py}} \right) & \text{اگر } \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2 \\ G = 1 - \frac{P_u}{2P_n} - \left(\frac{M_{uz}}{M_{pz}} + \frac{M_{uy}}{M_{py}} \right) & \text{اگر } \frac{P_u}{P_n} < 0.2 \end{cases} \quad (19)$$

P_u نیروی فشاری موردنیاز بدون ضرایب بار، P_n مقاومت فشاری یا کششی اسمی، M_{uz} و M_{uy} به ترتیب لنگر خمشی موردنیاز بدون ضرایب بار به ترتیب حول محورهای (z) و (y) و M_{pz} و M_{py} به ترتیب مقاومت خمشی پلاستیک عضو حول محورهای (z) و (y) می‌باشند.

مقاومت‌های خمشی پلاستیک را می‌توان از روابط $M_{pz} = f_y Z_z$ و $M_{py} = f_y Z_y$ به دست آورد که Z_z و Z_y اساس‌های مقطع پلاستیک نسبت به محورهای z و y بوده و f_y مقاومت تسلیم فولاد است. مقاومت محوری کششی یک تیر-ستون با فرض تسلیم تمام سطح مقطع، A_g بر اساس رابطه‌ی $P_n = f_y A_g$ به دست می‌آید. مقاومت محوری فشاری اسمی عضو بدون ضریب تقلیل ظرفیت به‌صورت زیر حاصل می‌گردد:

۴- تحلیل قابلیت اطمینان قاب خمشی

عدم قطعیت‌های متعددی در طراحی سازه‌ها وجود دارند، به‌عنوان مثال عدم قطعیت در بارهای مؤثر، مقاومت اعضا و خصوصیات مصالح. این عدم قطعیت‌ها بر ایمنی سازه تأثیر می‌گذارند و باید در پروسه طراحی در نظر گرفته شوند. روش‌های گوناگونی برای ارزیابی قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای توسعه یافته‌اند که در مراجع [۶-۹] آمده‌اند. یکی از روش‌های ساده و نسبتاً دقیق، تکنیک شبیه‌سازی مونت کارلو است.

از آنجا که هدف این مقاله ارزیابی و مقایسه شاخص ایمنی و احتمال خرابی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم و جدید فولاد ایران است، بنابراین روش ساده و نسبتاً دقیق شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده شده است. در این تحقیق بارهای خارجی، مقاومت تسلیم و ضریب الاستیسیته فولاد، سطح مقطع عرضی و اساس مقطع پلاستیک اعضا، متغیرهای تصادفی فرض شده‌اند که هر کدام با تابع توزیع چگالی احتمال مشخص در نظر گرفته شده‌اند. به‌منظور بررسی تأثیر همبستگی بارهای ثقلی و نیروهای جانبی برای مثال‌های ارائه شده دو حالت فرض شده است که در حالت اول بارهای ثقلی و نیروهای جانبی غیرهمبسته بوده و در حالت دوم کاملاً همبسته هستند.

علاوه بر محاسبه‌ی احتمال خرابی و شاخص ایمنی برای مثال‌های ارائه شده، آنالیز حساسیت نسبت به ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد نیز انجام شده است. بدین منظور ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد (COV) از 0.01 تا 0.15 تغییر کرده؛ ارزیابی احتمال خرابی صورت گرفته و نتایج در منحنی‌هایی ارائه شده است.

به‌منظور تحلیل المان محدود قاب و تحلیل قابلیت اعتماد سیستم، برنامه‌ای به زبان *CSharp* نوشته شده است. در برنامه نوشته شده، ورودی‌ها از طریق برنامه *Excel* به برنامه تعریف شده و از طریق کنترل‌های برنامه خوانده می‌شود. خروجی‌های برنامه نیز به‌صورت جداول و پیام‌های متنی ارائه می‌شود. در شکل ۳ نمونه‌ای از نحوه‌ی نمایش خروجی‌ها نشان داده شده است. جهت انجام عملیات تحلیل، ابتدا برای هر نمونه شبیه‌سازی شده، پس از کنترل توابع حالات حدی، ماتریس سختی کل سازه اصلاح و چنانچه این ماتریس در هر مرحله تکین باشد، به‌منزله آن است که نمونه شبیه‌سازی شده دچار خرابی سازه‌ای شده است. در پایان احتمال خرابی سیستم P_f از رابطه‌ی ۱۰ به‌دست می‌آید و شاخص ایمنی سیستم از رابطه‌ی $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$ [۹] محاسبه می‌گردد.

Initial Data		Joint Coordinates	Member Data	Support Restraints	Joint Loads	Probability of Failure (%)		
no. of Joints	no. of Elements	no. of Support Joints	no. of Loaded Joints	no. of Loaded Elements	E	G	Fy	V Fy
64	120	16	12	72	2124415075.	8077000000	26400000	0.06

شکل ۳: نحوه‌ی نمایش خروجی‌ها در برنامه *CSharp*

۵- مثال‌های عددی

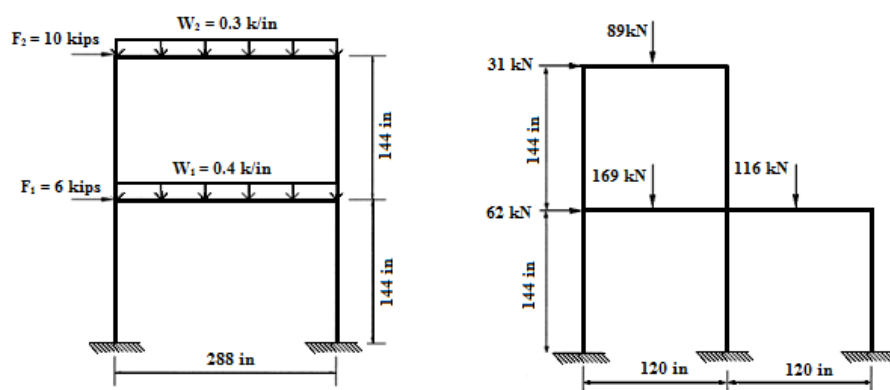
جهت تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، دو مثال قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه و شش طبقه در نظر گرفته شده است. در مرحله اول قاب‌ها بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲۲] و مبحث ششم مقررات ملی ویرایش دوم [۲۳] بارگذاری شده و با استفاده از مبحث دهم مقررات ملی ویرایش دوم [۲۴] طراحی شده‌اند. سپس جهت تحلیل قابلیت اعتماد، تعداد شبیه‌سازی لازم تعیین شده است.

در مرحله دوم جهت مقایسه احتمال خرابی و شاخص ایمنی قاب‌های خمشی بارگذاری و طراحی شده بر اساس آیین‌نامه قدیم و بارگذاری شده بر اساس آیین‌نامه جدید ایران، ابتدا تحلیل قابلیت اعتماد قاب طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌ی قدیم با معیارهای خرابی ارائه شده در روابط ۱۵ و ۱۶ انجام می‌پذیرد. سپس پس از بارگذاری جانبی و ثقلی سازه با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۵] و مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سوم [۲۶]، احتمال خرابی بر مبنای معیارهای خرابی روابط ۱۸ و ۱۹ محاسبه می‌گردد. لازم به ذکر است که در تحلیل‌های قابلیت اعتماد، ترکیبات بارگذاری بر اساس رابطه‌ی ۲۴ بدون ضریب خواهند بود:

$$\begin{aligned} D + L &: \text{ترکیب بار ثقلی} \\ D + L + E &: \text{ترکیب بار ثقلی و لرزه‌ای} \end{aligned} \quad (24)$$

به منظور ارزیابی عملکرد برنامه نوشته شده، با استفاده از تکنیک مونت کارلو، یک قاب دوطبقه یک دهانه و یک قاب دوطبقه دو دهانه مورد بررسی قرار گرفته و احتمال خرابی بدست آمده با احتمال خرابی در مراجع انتخابی، مقایسه شده است.

مثال ۱- جهت صحت سنجی برنامه نوشته شده، دو قاب به صورت نمونه مطابق شکل ۴، از مراجع [۲۷] و [۲۸] انتخاب و مدل‌سازی شده است. قاب مرجع [۲۷] یک قاب خمشی دوطبقه دو دهانه مطابق شکل ۴-الف تحت بارهای متمرکز ثقلی و جانبی می‌باشد. متغیرهای تصادفی انتخاب شده، مقاومت اعضا با ضریب تغییرات 0.15 و بارهای وارده با ضریب تغییرات 0.25 دارای توابع توزیع نرمال هستند. با استفاده از روش مونت کارلو بر مبنای مکانیسم‌های خرابی قاب برای 5000 نمونه شبیه‌سازی، احتمال خرابی قاب در مقاله مرجع مقدار 0.116 و با استفاده از برنامه نوشته شده مقدار 0.12 به دست آمده است. قاب مرجع [۲۸] که یک قاب خمشی فولادی دوطبقه یک دهانه مطابق شکل ۴-ب می‌باشد به عنوان مثال دوم صحت سنجی برنامه نوشته شده، انتخاب شده است. متغیرهای تصادفی، مقاومت اعضا و بارهای وارده با تابع توزیع نرمال و ضریب تغییرات 0.1 در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل قابلیت اعتماد این قاب، معیار خرابی صرفاً محدودیت مقاومت اعضا می‌باشد که با استفاده از 20000 شبیه‌سازی مونت کارلو، احتمال خرابی در مقاله مرجع مقدار 0.00175 و با استفاده از برنامه نوشته شده مقدار 0.00173 به دست آمده است. نتایج احتمال خرابی قاب‌ها در مراجع فوق و احتمال خرابی به دست آمده از برنامه‌ی نوشته شده، در جدول ۱ قابل مشاهده می‌باشد.



ب) قاب مرجع [۲۸]

الف) قاب مرجع [۲۷]

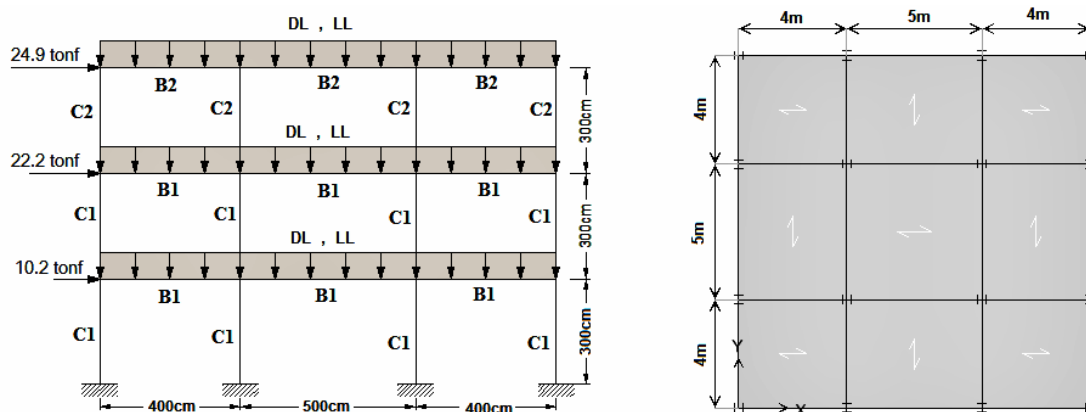
شکل ۴: مثال (۱) قاب‌های انتخابی جهت صحت سنجی برنامه

جدول ۱: نتایج صحت سنجی احتمال خرابی

قاب مرجع [28]	قاب مرجع [27]	احتمال خرابی مراجع
$P_f = 0.00175$	$P_f = 0.116$	
$P_f = 0.00173$	$P_f = 0.12$	احتمال خرابی حاصل از برنامه نوشته شده

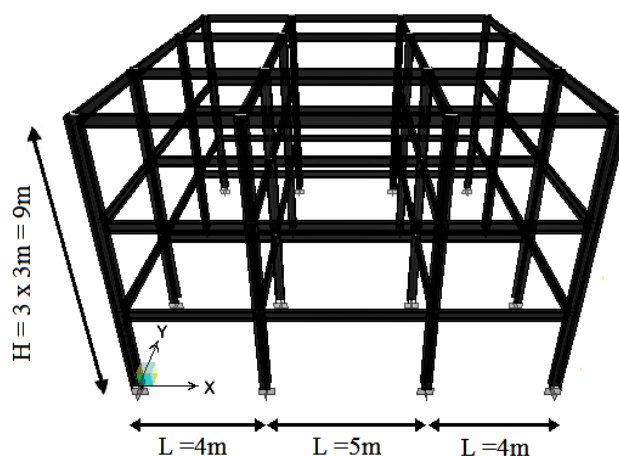
با توجه به نتایج حاصل از جدول ۱، می توان نتیجه گرفت که نتایج حاصل از برنامه نوشته شده برای محاسبه احتمال خرابی با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو، با دقت مناسبی قابل قبول است.

مثال ۲- یک قاب خمشی سه بعدی سه طبقه مانند شکل ۵ فرض شده است. این ساختمان با کاربری با اهمیت متوسط، در منطقه ای با لرزه خیزی بسیار زیاد بر روی خاک تپ II و سیستم قاب خمشی فولادی متوسط می باشد. بار مرده طبقات 500kgf/m^2 ، بار مرده بام 560kgf/m^2 ، سربار معادل تیغه ها 150kgf/m^2 ، وزن هر مترمربع دیوارهای پیرامونی 220kgf ، بار زنده طبقات 200kgf/m^2 و بار زنده بام 150kgf/m^2 در نظر گرفته شده است. طراحی این قاب بر مبنای آیین نامه های قدیم ایران با استفاده از نرم افزار *Etabs* انجام گرفته و خصوصیات هندسی اعضای قاب در جدول ۲ آمده است.



ب - نمای جانبی قاب

الف - پلان سازه



ب - نمای سه بعدی

شکل ۵: مثال (۲) قاب خمشی فولادی سه طبقه

جدول ۲: خصوصیات مقاطع اعضای قاب

طبقه	عضو	پروفیل	سطح مقطع (cm ²)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)
1, 2	C1	HE 240B	106	1053	498
	B1	IPE 300	53.8	628	125
	C2	HE 220B	91	827	394
3	B2	IPE 240	39.1	367	73.9

مشخصات احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی در جدول ۳ آمده است. در مدل سازی بارگذاری زلزله از توزیع حالت حدی II استفاده شده است. پارامترهای این تابع توزیع با استفاده از تحقیقات Ellingwood و همکاران (۱۹۹۶) به دست آمده است.

جدول ۳: مشخصات متغیرهای تصادفی

متغیر تصادفی	تابع توزیع (PDF)	مقدار اسمی	فاکتور بایاس ($\lambda = \frac{Mean}{Nominal}$)	ضریب تغییرات (COV)	مرجع
تنش تسلیم F_y	Log-N	2400 kgf/cm ²	1.1	0.1	[29] Shayanfar et.al, 2011
ضریب الاستیسیته E	N	2E6 kgf/cm ²	1.0	0.076	[30] Hess et.al, 2002
بار مرده D	N	متغیر	1.05	0.1	[31] Ellingwood et.al, 1982
بار زنده L	Extreme Type I	متغیر	1.0	0.15	[20] Nowak, 2012
مساحت A و اساس مقطع پلاستیک Z	Log-N	متغیر	1.04	0.05	[30] Hess et.al, 2002
نیروی زلزله	Extreme Type II	$\alpha = 3.3$	$\frac{Mean}{V} = 0.659$	0.56	[32] Ellingwood et.al, 1996

به منظور بررسی تعداد شبیه سازی مورد نیاز با احتمال خرابی حدود 10^{-3} ، قاب سه طبقه طراحی شده بر مبنای آیین نامه های قدیم تحت ترکیب بار لرزه ای، ده مرتبه آنالیز مونت کارلو انجام شده و احتمال خرابی P_f قاب به ازای 100'000 شبیه سازی در هر مرتبه آنالیز، به دست آمده است. لازم به ذکر است که معیارهای خرابی تیرها و تیر-ستون ها مطابق روابط ۱۵ و ۱۶ در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل ها در جدول ۴ آمده است.

جدول ۴: نتایج آنالیزهای مونت کارلو قاب سه طبقه برای ترکیب بار لرزه ای

شماره تحلیل	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
احتمال خرابی	0.000803	0.00824	0.000788	0.000810	0.000795	0.000822	0.000814	0.000790	0.000800	0.000804

با توجه به نتایج فوق مقادیر میانگین، انحراف استاندارد و ضریب پراکندگی احتمال خرابی به صورت زیر به دست می آید:

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}_f &= \frac{1}{n} \sum P_{fi} = 0.000805 \\ S_{P_f} &= \sqrt{\frac{\sum P_{fi}^2 - n(\bar{P}_f)^2}{n-1}} = 0.0000125 \end{aligned} \right\} \Rightarrow COV = \frac{S_{P_f}}{\bar{P}_f} = 0.0156 = 1.6\% < 10\%$$

انحراف استاندارد به دست آمده می تواند بیانگر این باشد که انتخاب تعداد 100'000 شبیه سازی برای هر تحلیل، مناسب است. همچنین ملاحظه می شود که احتمال خرابی میانگین $\bar{P}_f = 8.05 \times 10^{-4}$ و شاخص ایمنی معادل آن $\beta \approx 3.16$ بدست می آید.

پس از محاسبه تعداد شبیه‌سازی لازم، تحلیل قابلیت اعتماد برای محاسبه‌ی احتمال خرابی و شاخص ایمنی سیستم برای حالت‌های مختلف انجام می‌پذیرد.

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، به‌منظور ارزیابی تأثیر همبستگی بارهای ثقلی و نیروهای جانبی، مثال‌های ارائه‌شده در دو حالت بررسی شده‌اند. در حالت اول بارهای ثقلی و نیروهای جانبی کاملاً همبسته فرض شده (D) و در حالت دوم غیرهمبسته فرض می‌شوند (ND). تحلیل قابلیت اعتماد قاب‌های بارگذاری شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم (old) و بارگذاری شده بر مبنای آیین‌نامه‌های جدید (new) انجام گرفته و احتمال خرابی P_f و شاخص ایمنی β برای ترکیب بار مرده و زنده (G) و ترکیب بار مرده و زنده و زلزله (E) به دست آمده است. نتایج این تحلیل‌ها با 100'000 شبیه‌سازی مونت کارلو را می‌توان در جدول ۵ مشاهده نمود.

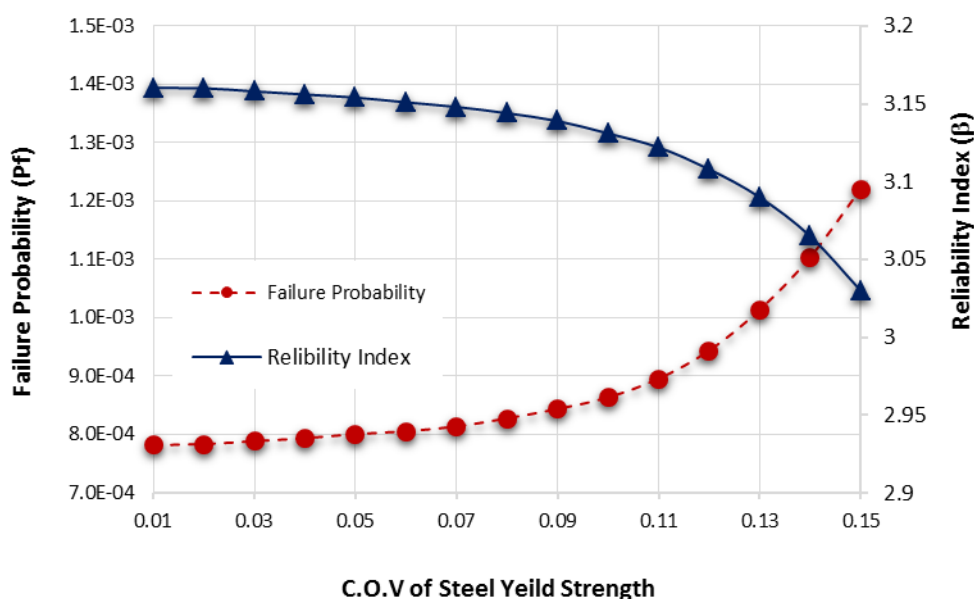
جدول ۵: نتایج آنالیز مونت کارلو قاب سه‌بعدی سه‌طبقه

احتمال خرابی P_f	شاخص ایمنی β		
1.2×10^{-5}	4.22	Old-G	بارهای ثقلی و نیروهای جانبی کاملاً همبسته هستند (D)
1.3×10^{-5}	4.21	New-G	
0.64×10^{-3}	3.22	Old-E	
1.36×10^{-3}	3.00	New-E	
1.3×10^{-5}	4.21	Old-G	بارهای ثقلی و نیروهای جانبی غیر همبسته هستند (ND)
1.4×10^{-5}	4.19	New-G	
0.805×10^{-3}	3.16	Old-E	
1.74×10^{-3}	2.92	New-E	

در این مثال ملاحظه می‌شود که احتمال خرابی در قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم ایران تحت ترکیبات بار ثقلی دو نسخه قدیم و جدید ایران تفاوت چندانی نداشته و در محدوده‌ی قابل قبول می‌باشد؛ اما با توجه به نتایج آنالیز مونت کارلو تحت ترکیب بار لرزه‌ای، شاخص ایمنی در قاب قدیم حدود $\beta \approx 3.2$ و در قاب جدید کاهش $\beta \approx 3.0$ ملاحظه می‌شود. با توجه به محدوده‌ی مناسب برای β که در بخش ۲-۱ اشاره شد، به نظر می‌رسد ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم با توجه به الزامات آیین‌نامه‌های جدید، کاهش در ایمنی را از خود نشان می‌دهند. همچنین ملاحظه می‌شود که در تمام حالت‌ها و ترکیبات بارگذاری زمانی که بارهای ثقلی و نیروهای جانبی همبسته در نظر گرفته می‌شوند مقدار شاخص ایمنی کمی بیشتر از زمانی است که غیرهمبسته باشند. این اختلاف حدود ۲ درصد در ترکیبات بار لرزه‌ای و حدود ۰.۲ درصد در ترکیب بار ثقلی است.

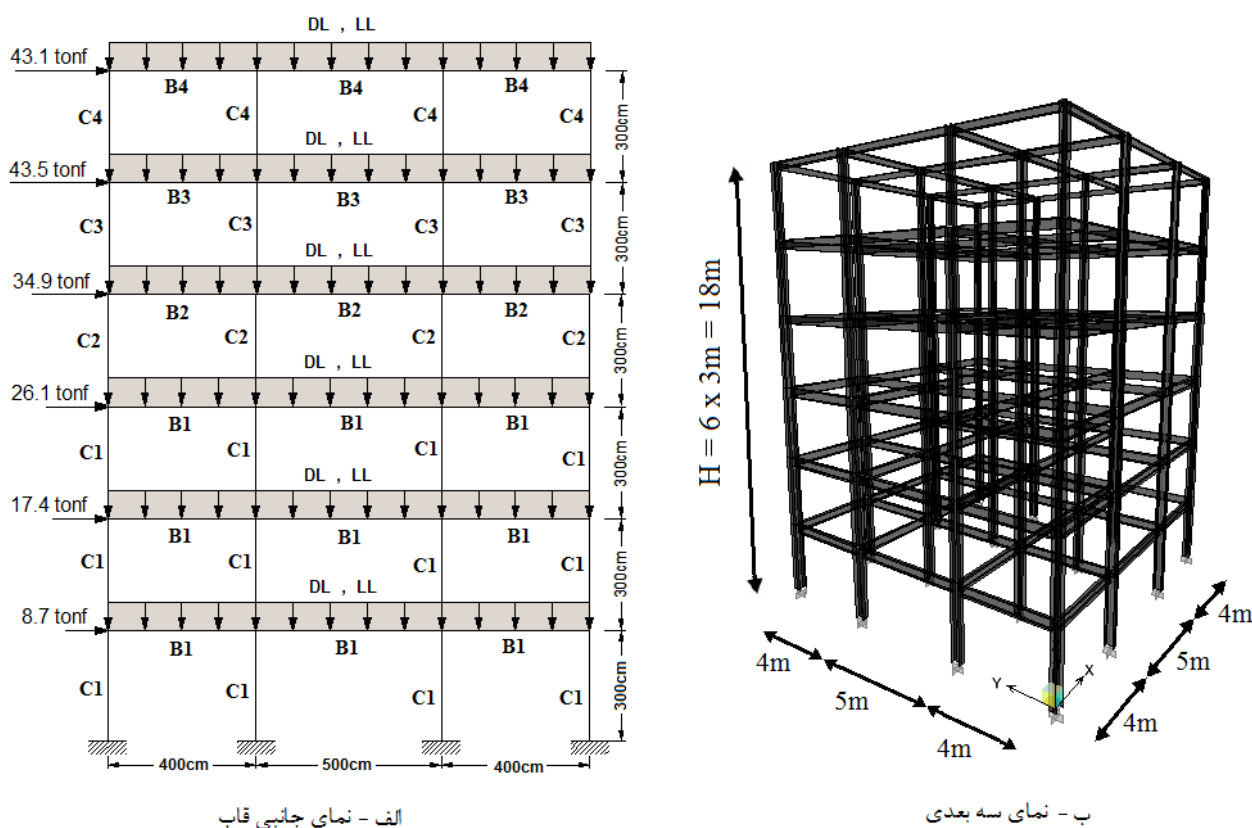
به‌منظور بررسی تأثیر تغییرات ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد بر احتمال خرابی و شاخص ایمنی سیستم قاب خمشی، آنالیز حساسیت بر روی قاب طراحی شده بر اساس آیین‌نامه قدیم ایران در حالت همبسته (D) و تحت ترکیب بار لرزه‌ای انجام گرفته است. نتایج تحلیل در شکل ۶ نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌شود، شاخص ایمنی و احتمال خرابی سیستم در مقابل ضریب تغییرات مقاومت تسلیم فولاد در محدوده‌ی ۰.۰۱ تا ۰.۱۵ ترسیم شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش ضریب تغییرات، احتمال خرابی سیستم افزایش و به عبارت دیگر قابلیت اعتماد سیستم کاهش می‌یابد. به‌طور مثال، احتمال خرابی برای ضریب تغییرات ۰.۰۷ برابر 0.82×10^{-3} و برای ضریب تغییرات ۰.۱۵ برابر 1.22×10^{-3} می‌باشد. به عبارت دیگر چنانچه ضریب تغییرات از ۰.۰۷ به ۰.۱۵ افزایش یابد، احتمال خرابی سیستم با شیب بیشتری افزایش پیدا می‌کند. این مورد بیانگر آن است که کنترل کیفیت مناسب در پروسه‌ی تولید فولاد سهم قابل توجهی در قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی دارد.



شکل ۶: قابلیت اعتماد سیستم در مقابل ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد قاب سه طبقه

مثال ۳- یک قاب خمشی فولادی شش طبقه با مشخصات بارگذاری مشابه مثال (۲) مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شده است. خصوصیات اعضای قاب نیز در جدول ۶ آمده است.



شکل ۷: مثال (۳) قاب خمشی فولادی شش طبقه

جدول ۶: خصوصیات مقاطع اعضای قاب

اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	سطح مقطع (cm ²)	پروفیل	عضو	طبقه
1032	2683	181	HE360B	C1	1, 2, 3
191	1019	72.7	IPE360	B1	
986	2408	171	HE340B	C2	4
154	804	62.6	IPE330	B2	
718	1534	131	HE280B	C3	5
125	628	53.8	IPE300	B3	
498	1053	106	HE240B	C4	6
73.9	367	39.1	IPE240	B4	

نوع تابع چگالی احتمال (*PDF*) و پارامترهای احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی همانند مثال ۲ فرض شده و در جدول ۳ آمده است. نتایج تحلیل در جدول ۷ قابل مشاهده می باشد.

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۷ مشاهده می شود که همانند قاب سه طبقه، احتمال خرابی هر دو حالت برای ترکیب بار ثقلی همچنان در محدوده‌ی قابل قبول است ولی برای ترکیب بار لرزه‌ای مجدداً کاهش شاخص ایمنی از مقدار $\beta \approx 3.2$ برای قاب طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم ایران به مقدار $\beta \approx 3.0$ برای همان قاب ولی تحت شرایط بارگذاری آیین‌نامه جدید ایران اتفاق افتاده است. این کاهش در قابلیت اعتماد ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیمی می‌تواند تا حدودی نگران کننده باشد. همچنین مشاهده می شود که احتمال خرابی در قاب شش طبقه نسبت به قاب سه طبقه تا حدودی کمتر شده است که می‌تواند به دلیل اضافه مقاومت موجود در سازه به خاطر برآورده نمودن نیازهای طراحی باشد.

جدول ۷: نتایج تحلیل قاب سه بعدی شش طبقه

احتمال خرابی P_f	شاخص ایمنی β		
1.1×10^{-5}	4.24	Old-G	بارهای ثقلی و نیروهای جانبی کاملاً همبسته (D)
1.2×10^{-5}	4.22	New-G	
0.60×10^{-3}	3.24	Old-E	
1.32×10^{-3}	3.01	New-E	
1.2×10^{-5}	4.22	Old-G	بارهای ثقلی و نیروهای جانبی غیر همبسته (ND)
1.3×10^{-5}	4.21	New-G	
0.74×10^{-3}	3.18	Old-E	
1.65×10^{-3}	2.94	New-E	

۶- نتیجه گیری

در این مقاله، قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی سه بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم ایران، در دو حالت بارگذاری بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم و جدید بررسی و نتایج زیر به دست آمده است:

- نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد سازه تحت ترکیب بار ثقلی نشان می‌دهد که احتمال خرابی به دست آمده در قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه قدیم $P_f \approx 1.1 \times 10^{-5} - 1.3 \times 10^{-5}$ و ارزیابی شده تحت شرایط آیین‌نامه جدید ایران $P_f \approx 1.2 \times 10^{-5} - 1.4 \times 10^{-5}$ ، تفاوت چندانی نداشته و در محدوده قابل قبول می‌باشد.

۲- با توجه به نتایج تحلیل قابلیت اعتماد سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای، در هر دو قاب خمشی سه طبقه و شش طبقه، شاخص ایمنی در قاب قدیم حدود $\beta \approx 3.2$ بوده و در قاب جدید کاهش $\beta \approx 3.0$ داشته است. با توجه به محدوده‌ی مناسب برای شاخص ایمنی و احتمال خرابی ($\beta \approx 3.1-3.7$)، ملاحظه می‌شود که ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم چنانچه تحت شرایط آیین‌نامه‌های جدید ایران ارزیابی شوند، کاهش در تراز ایمنی را از خود نشان می‌دهند؛ بنابراین جهت اطمینان از ایمنی سازه‌های موجود که بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم طراحی شده‌اند نیاز به بررسی‌های دقیق‌تر داشته و شاید در برخی موارد نیاز به مقاوم‌سازی ساختمان‌ها باشد.

۳- با توجه به نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد برای قاب‌های سه طبقه و شش طبقه، ملاحظه می‌شود که در تمام حالت‌ها و ترکیبات بارگذاری زمانی که بارهای ثقلی و نیروهای جانبی همبسته در نظر گرفته می‌شوند مقدار شاخص ایمنی کمی بیشتر از زمانی است که غیرهمبسته باشند. این اختلاف حدود 2 درصد در ترکیبات بار لرزه‌ای و حدود 0.2 درصد در ترکیب بار ثقلی است.

۴- با توجه به خروجی نتایج تحلیل حساسیت احتمال خرابی در برابر ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد، ملاحظه شد که افزایش ضریب پراکندگی بعد از مقدار 0.07 باعث جهش قابل توجهی در احتمال خرابی سیستم سازه‌ای می‌شود؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که کنترل کیفیت مناسب در تولید فولاد می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ای در قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی داشته باشد.

مراجع

- [1] American Institute of Steel Construction, AISC. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC.
- [2] Zhou W. and Hang H.P. (2004). System and Member Reliability of Steel Frames. Journal of Steel and Composite Structures, 4(6), 419-435, DOI: 10.12989/scs.2004.4.6.419.
- [3] Kaveh, A. and Kalatjari, V.R. (1995). Theory of Reliability and Its Application in the Structure. Tehran: Iran University of Science and Technology.
- [4] Rezaei, F., Gerami M. and Naderpour, H. (2017). Evaluation of seismic reliability of steel moment resisting frames rehabilitated by concentric braces with probabilistic models. Journal of Structural and Construction Engineering, 4(2), 5-18. DOI: 10.22065 / JSCE.2016.38895.
- [5] Park S., Choi S., Sikorski C. and Stubbs N. (2004). Efficient method for calculation of system reliability of a complex structure. International Journal of Solids and Structures, 41, 5035-5050.
- [6] Hasofer, A.M. and Lind, N. (1974). An exact and invariant first order reliability format. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 100, 111-121.
- [7] Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. Computer and Structures, 9, 489-494.
- [8] Rashed R. and Moses F. (1986). Application of linear programming to structural system reliability. Computer and Structures, 24, 375-384.
- [9] Ang, A.H-S. and Ma, HF. (1981). On the reliability of structural systems. In: 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, Amsterdam: Elsevier, 295-314.
- [10] Ghasemi M.R. and Yousefi M. (2011). Reliability-Based optimization of steel frame structures using modified genetic algorithm. Asian Journal of Civil Engineering, 12, 449-475.
- [11] Thoft-Christensen, P. and Murotsu, Y. (1986). Application of structural systems reliability theory. Berlin: Springer-Verlag, Heidelberg.
- [12] Taras, A. and Huemer, S. (2015). On the influence of the load sequence on the structural reliability of steel members and frames. Journal of Structures, 4, 91-104, DOI: 10.1016/j.istruc.2015.10.007.
- [13] EN 1990:2002E. (2002). Eurocode-Basis of Structural Design. Brussels: CEN.
- [14] CIRIA. (1977). Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes. London: Construction Industry Research and Information Association, Report No. 63.

- [15] Allen, D.E. (1981). Criteria for design safety factors and quality assurance expenditure. In: 3rd Int. Conf. on Structural Safety and Reliability, Amsterdam: Elsevier, 667-678.
- [16] Schueremans, L. (2001). Probabilistic Evaluation of Structural Unreinforced Masonary. Doctor of Civil Engineering dissertation, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.
- [17] Melchers, R.E. and Beck, A.T. (2018). Structural reliability analysis and prediction. 2nd Edition, Hoboken NJ: Wiley.
- [18] Papadrakakis, M., Papadopoulos, V. and Lagaros, N.D. (1996). Structural reliability analysis of elasto-plastic structures using neural network and Monte Carlo simulation. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 136, 145-163, DOI: 10.1016/0045-7825(96)01011-0.
- [19] Cardoso, J.B., Almeida, G.R. Dias, J.M. and Coelho, P.M. (2008). Structural reliability analysis using Mont Carlo simulation and neural networks. Advances in Engineering Software, 39, 505-513, DOI: 10.1016/j.advensoft.2007.03.015.
- [20] Nowak, A.S. and Collins, K.R. (2012). Reliability of structures. 2nd Edition, Boca Raton: Taylor and Francis Group.
- [21] Kassimali, A. (2012). Matrix analysis of structures. 2nd Edition, Globe: Cengage Learning.
- [22] Standard NO. 2800-84. (2005). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 3rd Edition, Tehran: Building and Housing Research Center (BHRC).
- [23] Sixth National Building Regulation. (2006). Design Loads for Buildings. 2nd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [24] Tenth National Building Regulation. (2008). Design and Construction of Steel Structures. 3rd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [25] Standard NO. 2800. (2015). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 4th Edition, Tehran: Road Housing and Urban Development Research Center (BHRC).
- [26] Sixth National Building Regulation. (2013). Design Loads for Buildings. 3rd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [27] Gorman, M.R. and Moses, F. (1972). Reliability of Structural Systems. Ohio: Case Western Reserve University, Report No.79(2).
- [28] Hadianfard, M.A. and Razani, R. (2003). Effect of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames. Journal of Structural Safety, 25, 123-138, DOI: 10.1016/S0167-4730(02)00046-2.
- [29] Shayanfar, M.A. and Barkhordari M.A. Rahmanian M. (2011). Reliability of the member stability criteria in the 2008 Iranian Specification For Structural Steel. Journal of Structure and Steel, 9, 5-12.
- [30] Hess, P.E., Bruchman, D., Assakkaf, I.A. and Ayyub, B.M. (2002). Uncertainties in Material and Geometric Strength and Load Variables. Naval Engineering Journal, Technical Report, 114, 139-166, DOI: 10.1111/j.1559-3584.2002.tb00128.x.
- [31] Ellingwood, B. and Rosowsky, D. (1996). Combining Snow and Earthquake Load for Limit State Design. Journal of the Structural Engineering, 122(11), 1364-1368, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:11(1364).
- [32] Ellingwood, B., MacGregor, J.G., Galambos, T.V. and Cornell, C.A. (1982). Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations. Journal of the Structural Division, 108(5), 978-997.