

Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames

S. Abbasgholinia¹, H. Khosravi^{2*} , S. Vaseghiamiri³

1. M.Sc. in Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, babol, Iran.
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.
3. Assistant Professor, Civil and Environmental Engineering Department, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

Nowadays, the seismic performance-based design of structures has been widely noticed by the engineering community. So, different methods for performance-based design have been presented by different researchers. This attitude has been included in the design code and regulations for seismic design of new buildings and retrofit of existing buildings. The FEMA P-58 performance-based design method presented by the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) can quantify the consequences related to the seismic response of buildings. Therefore, using this method, the seismic performance of buildings can be directly evaluated. In addition, this performance-based design method can define simpler criteria such as repair cost, repair time, and casualties for seismic evaluation and decision-making process. The method is based on considering different sources of uncertainty in earthquake input and its intensity, structural response, associated damage, and repair cost, using the concepts of conditional probability and total probability theorem. In this method, the building is designed in such a way that it meets the expected and predetermined performance level in a specific level of seismic excitation. Since the performance levels of the building are determined based on the amount of damage caused to structural and non-structural members, one of the practical and effective ways to evaluate performance is to estimate the building repair cost. In the approach presented in FEMA P-58, the repair cost is defined in a probabilistic approach, as the cost needed to restore the damaged parts to their original state in the form of expected annual loss. In this research, first, three 4-, 12-, and 20-story office buildings with the lateral force resisting system of reinforced concrete special moment frames were selected in a high seismic risk area. Then, the nonlinear model of structures was provided in OpenSEES software. In order to reduce the computational cost and analysis time, the single-bay Substitute Frame model was used to simplify the multi-bay reinforced concrete moment frames. All four structures were subjected to Incremental Dynamic Analysis (IDA) for 30 earthquake records. A probabilistic relationship between the spectral acceleration of the earthquake and the main damage parameter (i.e. the inter-story drift), as well as the collapse fragility curve, was obtained. Then, the repair cost including the cost of repairing structural members as well as beams and columns, the cost of repairing non-structural members as well as partition and curtain walls, and the cost of replacing collapsed structures was calculated as expected annual loss. The results show that the repair costs at the Design-Based Earthquake (DBE) for 4-, 12-, and 20-story buildings are 3%, 2.5%, and 10% of the building replacement cost and at Maximum Credible Earthquake (MCE) are 22%, 23%, and 38% of the building replacement cost, respectively. In addition, in short buildings, most of the cost is caused by repairing structural and non-structural members, and in tall buildings, most of the cost is caused by replacing collapsed or severely damaged structures. Considering two nonstructural elements (i.e. partition and curtain walls) in repair cost, the analysis results show that the cost of repairing structural elements is more than the cost of repairing non-structural elements.

Review History

Received: Sep 28, 2024

Revised: Dec 3, 2024

Accepted: Mar 11, 2025

Keywords

Loss assessment
performance assessment
Reinforced Concrete
Moment Frame
Repair cost

* Corresponding Author Email: khosravi@nit.ac.ir - ORCID: 0000-0002-8972-4894



برآورد احتمالاتی هزینه تعمیر برای ارزیابی عملکردی قاب‌های خمشی بتنی ویژه

ساجده عباسقلی‌نیا^۱، حر خسروی^{۲*} ID، شقایق واثقی امیری^۳

۱. کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

۲. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

۳. استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

امروزه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد، به طور وسیعی مورد توجه جامعه مهندسی قرار گرفته است. به طوری که روش‌های مختلفی برای طراحی عملکردی توسط محققین ارائه شده و این نگرش تا حد زیادی وارد آیین‌نامه‌های طراحی و بهسازی سازه‌ها نیز شده است. در این روش، ساختمان به گونه‌ای طراحی می‌شود که در زلزله‌ای با سطح خطر مشخص، سطح عملکرد مورد انتظار و از پیش تعیین شده‌ای را برآورده نماید. از آنجایی که سطوح عملکردی ساختمان، بر اساس میزان خسارت وارده به اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تعیین می‌شود؛ یکی از راهکارهای کاربردی و مؤثر برای ارزیابی عملکرد، برآورد هزینه تعمیر ساختمان است. در این رویکرد، هزینه تعمیر به صورت خسارت سالانه مورد انتظار و به روش احتمالاتی تعیین می‌شود. در این پژوهش، ابتدا سه ساختمان اداری ۴-، ۱۲- و ۲۰-طبقه با سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی بتنی ویژه در منطقه‌ای با خطرپذیری بالا انتخاب شد. سپس با مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها و تحلیل دینامیکی فزاینده آنها، رابطه احتمالاتی مابین شتاب طیفی زلزله و پارامتر خسارت یعنی جابه‌جایی نسبی طبقات و همچنین منحنی شکنندگی فروریزش به دست آمد. بدین منظور با بهره‌گیری از مدل ساده شده قاب جایگزین، بیش از ۳۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شد. در ادامه هزینه تعمیر شامل هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای شامل تیر و ستون، هزینه تعمیر اعضای غیر سازه‌ای شامل پارتیشن و دیوار خارجی و هزینه جایگزین کردن سازه‌های دچار فروریزش به صورت خسارت سالانه مورد انتظار محاسبه شد. نتایج محاسبه هزینه‌های تعمیر نشان می‌دهد که در زلزله سطح DBE، هزینه تعمیر ساختمان‌های ۴-، ۱۲- و ۲۰-طبقه به ترتیب ۳٪، ۲٪ و ۱۰٪ هزینه جایگزینی ساختمان و در زلزله سطح MCE، به ترتیب ۲۲٪، ۲۳٪ و ۳۸٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان است. هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای نیز بیشتر از هزینه تعمیر اعضای غیرسازه‌ای محاسبه شد.

کلمات کلیدی

ارزیابی خسارت
ارزیابی عملکردی
قاب خمشی بتنی
هزینه تعمیر

۱- مقدمه

مهندسی سازه و زلزله پس از چند دهه تحقیق و پژوهش، طراحی بر اساس عملکرد (PBD)^۱ مبنای روش‌های طراحی ساختمان‌ها قرار گرفته است. این روش توسط مرکز مطالعات مهندسی زلزله‌ی

طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله همواره مورد توجه طراحان سازه بوده است و در زمان‌های مختلف با رویکردهای متفاوت، مورد بررسی قرار گرفته است. امروزه با پیشرفت مبانی

¹ Performance-based design

اقیانوس آرام (PEER)^۱ توسعه یافته است [3-1]. از این روش می‌توان به طور مستقیم برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده کرد. همچنین، با استفاده از این روش می‌توان معیارهای ساده‌تر، مانند میزان خسارت اقتصادی، برای تصمیم‌گیری در مورد وضعیت طراحی سازه، ایجاد نمود. در این روش برآوردی از میانگین فراگذشت سالانه‌ی یک معیار عملکردی مشخص از سطوح مختلف عملکردی برای یک مکان مشخص، تعیین می‌شود. در نتیجه، پیامدهای مرتبط با پاسخ ساختمان نسبت به زلزله، کمی‌سازی می‌شوند. مبنای روش مذکور ادغام عوامل مختلف ایجاد عدم قطعیت در پاسخ سازه، با یکدیگر است. بدین منظور، این روش از مفاهیم احتمال شرطی و قضیه احتمال کل بهره می‌گیرد که مبنای آن مستقل بودن احتمالات شرطی بین پارامترهای مختلف است [3-1].

یک رویکرد مؤثر در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها، ارزیابی هزینه تعمیر^۲ است. حدود ۶۵ تا ۸۰ درصد هزینه ساختمان، مربوط به اجزای غیرسازه‌ای آن است که در صورت وارد شدن آسیب شدید به آن‌ها، بخش زیادی از سرمایه از بین خواهد رفت. هزینه تعمیر ساختمان به عوامل مختلف سازه‌ای، غیر سازه‌ای، و انسانی وابسته است که سبب پیچیدگی و دشواری ارزیابی آن می‌شود [4, 5].

پژوهش‌های مختلفی به ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در سطوح مختلف عملکردی، تخمین خسارات لرزه‌ای، و طراحی سازه‌ها به روش طراحی بر اساس عملکرد، پرداخته‌اند [2, 6, 9] که در ادامه به طور اجمالی به آن‌ها پرداخته می‌شود.

میراندا^۳ و اصلانی [6] روشی برای ارزیابی خسارت اقتصادی سالانه مورد انتظار در ساختمان‌ها تحت اثر زلزله، ارائه نمودند و نشان دادند که روش پیشنهادی در ارزیابی خسارت اقتصادی بر اساس جابه‌جایی نسبی بین طبقات و بیشینه شتاب، از دقت خوبی برخوردار است.

میترانی-رایزر^۴ و همکاران [2] هزینه تعمیر ساختمان اداری را با در نظر گرفتن هزینه سازه و پارتیشن، مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که چگونگی مدل‌سازی سازه و

انتخاب‌های طراحی بر خسارت تأثیر گذار است. رامیرز^۵ و همکاران [7] با استفاده از چهارچوب‌های عملکردی PEER و HAZUS، هزینه تعمیر قاب خمشی بتنی را ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد خسارت محاسبه شده بر اساس روش PEER، دست بالاتر است.

رامیرز و میراندا [8] با در نظر گرفتن تأثیر جابه‌جایی نسبی پسماند ساختمان، به توسعه رویکرد PEER پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد که در سطوح متوسط شدت زلزله، خسارت اقتصادی در ساختمان‌های شکل‌پذیر ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند است و نادیده گرفتن آن منجر به تخمین دست‌پایین خسارت و عملکرد ساختمان می‌شود.

چنین پژوهش‌هایی منجر به بهبود و توسعه روش طراحی بر اساس عملکرد شدند. از طرف دیگر، گسترش این روش سبب توسعه دستورالعمل‌ها و استانداردهای طراحی در آمریکا شد. به طوری که اجرای عملی روش فوق، در FEMA-P58 [10] و نرم‌افزار PACT پیاده‌سازی شد.

هوانگ^۶ و لیگنوس^۷ [11] با در نظر گرفتن رویکرد FEMA-P58، اثر چگونگی مدل‌سازی و نسبت تیر ضعیف-ستون قوی بر هزینه تعمیر ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه را بررسی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که تأثیر نسبت تیر ضعیف-ستون قوی بر خسارت ساختمان ناچیز است و مدل bare frame هزینه تعمیر را دست‌پایین تخمین می‌زند.

جوینر^۸ و ساسانی [12] با استفاده از رویکرد PEER، اثر افزایش سختی، مقاومت، و شکل‌پذیری را بر کارکرد^۹ و هزینه تعمیر ساختمان‌ها با استفاده از مدل تیر برشی ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که افزایش سختی بیشترین تأثیر را بر کاهش هزینه تعمیر دارد. اما افزایش کارکرد به پریرود ساختمان بستگی دارد. همچنین، تأثیر افزایش شکل‌پذیری بر عملکرد ساختمان‌ها، کم است.

شایان ذکر است که پژوهش‌های ارزیابی عملکردی به تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی مکرر برای تعیین آماری پاسخ ساختمان

⁵ Ramirez

⁶ Hwang

⁷ Lignos

⁸ Joyner

⁹ functionality

¹ Pacific Earthquake Engineering Research Center

² Repair cost

³ Miranda

⁴ Mitrani-Reiser

برشی استفاده شده است، پارامترهای سختی و مقاومت طبقه در یک فنر متمرکز شده و به صورت مستقل دیده می‌شود. در حالی که مدل قاب جایگزین تناظر کاملی از نظر المان‌های تیر و ستون و مفصل پلاستیک داشته و فقط همه دهانه‌های قاب اصلی را در یک دهانه ادغام می‌کند.

۲- مروری بر رویکرد ارزیابی عملکردی PEER

طراحی بر اساس عملکرد چهار مرحله دارد. این مراحل به ترتیب، تحلیل خطر^۳، تحلیل سازه^۴، تحلیل آسیب^۵، و تحلیل خسارت^۶ نامیده می‌شوند [15, 3, 1]. در ادامه به طور اجمالی به جزئیات هر گام پرداخته می‌شود.

تحلیل خطر شامل تعیین احتمال فراگذشت شدت حرکت زمین (IM)^۷ برای منطقه‌ای که سازه در آن واقع شده است، می‌باشد. بدین منظور، منحنی خطر لرزه‌ای برای منطقه‌ی مورد نظر با تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای (PSHA)^۸ و با در نظر گرفتن مشخصات محل و ویژگی‌های سازه، به دست می‌آید. شیب منحنی خطر لرزه‌ای همان معیار شدت حرکت زمین است.

در مرحله دوم با مدل‌سازی و تحلیل سازه، پارامترهای نیاز مهندسی (EDP)^۹ و ظرفیت فروریزش سازه مشخص می‌شوند. در این مرحله می‌توان از رویکردهای مختلف، مانند تحلیل دینامیکی فزاینده، استفاده نمود.

در مرحله سوم با استفاده از توابع شکنندگی^{۱۰} معیارهای آسیب (DM)^{۱۱} که توصیف‌کننده آسیب فیزیکی به تأسیسات هستند، ایجاد می‌شوند. داده‌های این گام از طریق تست‌های آزمایشگاهی، گزارش‌های شناسایی پس از زلزله، تحلیل، قضاوت مهندسی، و یا ترکیبی از این موارد، به دست می‌آیند.

در مرحله چهارم متغیرهای تصمیم‌گیری (DV)^{۱۲} محاسبه می‌شوند. به این ترتیب، آسیب ساختمان به معیارهای عملکردی مناسب تبدیل می‌شود. متغیرهای تصمیم‌گیری برای تصمیم‌گیری

نیاز دارند. با توجه به زمانبر بودن این تحلیل‌ها، در مسائل ارزیابی عملکردی، استفاده از مدل‌ها و روش‌های ساده شده‌ی مناسب، باعث کاهش محدودیت‌های محاسباتی و زمانی می‌شود. در انتخاب مدل‌های ساده شده، باید بین سادگی و کارایی مدل تعادل وجود داشته باشد تا سبب افزایش زمان یا خطای زیاد نشود.

از میان مدل‌های ساده شده‌ای که برای سیستم قاب خمشی مورد استفاده قرار می‌گیرند، مدل قاب ساده شده از فرضیات ساده‌کننده کمتر و دقت بیشتری برخوردار بوده و ساختار قاب اصلی را نیز حفظ می‌کند. پس، در پژوهش حاضر از مدل قاب جایگزین [13, 14]، برای مدل‌سازی استفاده شده است.

با مرور ادبیات فنی در دسترس مشخص شد که امروزه طراحی بر اساس عملکرد جایگاه مهمی در طراحی لرزه‌ای دارد. همچنین، یکی از رویکردهای این روش، ارزیابی هزینه تعمیرساختمان به صورت احتمالاتی می‌باشد. هدف از پژوهش حاضر نیز ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان با در نظر گرفتن هزینه تعمیر در اعضای آسیب‌پذیر شامل سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی است. در این راستا، سه ساختمان اداری با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتنی ویژه‌ی چهار-، ۱۲- و ۲۰- طبقه در منطقه با خطرپذیری بالا انتخاب شده است. همچنین، هزینه تعمیر نهایی مورد انتظار در ساختمان شامل هزینه فروریزش، هزینه غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، و هزینه تعمیر اعضای آسیب‌پذیر می‌باشد. در این رویکرد به ازای هر مدل، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^۱ تحت ۳۰ رکورد زلزله، با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس^۲ انجام شده است. نتایج این ارزیابی، برای ساختمان‌های مورد بررسی به صورت منحنی ترسیم شده و در مورد نتایج آن‌ها بحث شده است. نتایج پژوهش‌هایی از این دست می‌تواند به بهبود طراحی ساختمان‌ها و افزایش تاب‌آوری جوامع کمک کند.

نکته قابل توجه اینکه، در پژوهش حاضر از مدل ساده شده قاب جایگزین برای آنالیزهای دینامیکی غیرخطی وسیع استفاده شده است که وجه تمایز آن با تحقیقات پیشین است. مدل قاب جایگزین از طرفی هزینه محاسباتی و زمان تحلیل را چند برابر کاهش می‌دهد و از طرف دیگر از ساده‌سازی کمتر و دقت بیشتری برخوردار است. به عنوان نمونه، در تحقیقات گذشته که از مدل تیر

³ Hazard analysis

⁴ Structural analysis

⁵ Damage analysis

⁶ Loss analysis

⁷ Intensity Measure

⁸ Probabilistic Seismic Hazard Analysis

⁹ Engineering demand parameters

¹⁰ Fragility functions

¹¹ Damage measures

¹² Decision variables

¹ Incremented dynamic analysis

² OpenSees

همچنین، مقدار رابطه (۲) از انتگرال سه گانه‌ی روش طراحی عملکردی PEER تعیین می‌شود که به شکل رابطه (۷) بیان شده است:

(۷)

$$\lambda(dv < DV) = \iiint G(dv|dm)dG(dm|edp)dG(edp|im)|d\lambda(im)|$$

که در آن $\lambda(dv)$ میانگین فراگذشت سالانه متغیر تصمیم‌گیری، و $G(a|b)$ احتمال فراگذشت a از a_0 ($a > a_0$) به شرط b است. همچنین، $d\lambda(im)$ را می‌توان به صورت $\left|\frac{d\lambda(im)}{d(im)}\right| d(im)$ نوشت که بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای است.

نکته قابل توجه دیگر در مورد رابطه (۷) پیوسته بودن پارامترهای آن است. با این حال، با توجه به متغیر تصمیم‌گیری مورد بررسی، معیارهای آسیب می‌توانند گسسته باشند، زیرا این معیارها به حالت‌های آسیب مختلف در اجزای ساختمان بستگی دارند. در این صورت، رابطه (۷) به شکل رابطه (۸) اصلاح می‌شود [6]:

(۸)

$$\lambda(dv < DV) = \sum_{i=1}^m \iint G(dv|dm_i)G(dm_i|edp_j)dG(edp_j|im)\left|\frac{d\lambda(im)}{d(im)}\right|d$$

که در آن m تعداد حالت‌های آسیب در عضو زام است. همچنین، احتمال این که عضو زام در حالت آسیب i ام قرار داشته باشد $G(dm_i|edp_j)$ ، از $G(dm_i|edp_j) - G(dm_{i+1}|edp_j)$ به دست می‌آید که در آن $G(dm_i|edp_j)$ احتمال فراگذشت آسیب i ام در عضو زام و $G(dm_{i+1}|edp_j)$ احتمال فراگذشت حالت آسیب $(i+1)$ ام در عضو زام است که میزان آسیب‌پذیری عضو زام را با افزایش سطح نیاز مهندسی مشخص می‌کنند و از توابع شکنندگی سطح زام و $(i+1)$ ام مربوط به عضو زام به دست می‌آیند [6]. به طور مشابه، پارامتر نیاز مهندسی و معیار شدت را نیز می‌توان در حالت گسسته در نظر گرفت. در نتیجه، انتگرال هر یک از آن‌ها به جمع حالات مختلف، تبدیل می‌شود [6].

در پژوهش حاضر، رابطه (۷) به شکل رابطه (۹) مورد استفاده قرار گرفته است:

در مورد وضعیت ریسک سازه استفاده می‌شوند و شامل مواردی از قبیل خسارت مالی، زمان تعمیر، و مرگ و میر هستند.

در پژوهش حاضر، هزینه تعمیر به عنوان متغیر تصمیم‌گیری انتخاب شده و به صورت هزینه مورد نیاز برای بازگرداندن اعضای آسیب‌دیده به حالت اولیه تعریف شده است. در یک ساختمان با در نظر گرفتن احتمال فروریزش و احتمال تخریب ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند بیش از حد، هزینه خسارت به صورت مجموع هزینه‌های ناشی از تعمیرات در حالت عدم فروریزش، خسارات ناشی از تخریب در صورت عدم فروریزش، و خسارات ناشی از فروریزش ساختمان در نظر گرفته می‌شود که مطابق رابطه (۱) تعیین می‌شود [8]:

$$L_T = L_{NC \cap R} + L_{NC \cap Irr} + L_C \quad (1)$$

که در آن L_T خسارت کل، $L_{NC \cap R}$ خسارت در صورت عدم فروریزش (NC)^۱ و قابل تعمیر بودن ساختمان (R)^۲، $L_{NC \cap Irr}$ خسارت در صورت عدم فروریزش اما غیرقابل تعمیر بودن ساختمان (Irr)^۳ ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند بیش از حد، و L_C خسارت ناشی از وقوع فروریزش (C)^۴ هستند. هر یک از جملات رابطه (۱) با استفاده از قضیه احتمال کل برای شدت زلزله مشخص، به صورت روابط (۲ تا ۴) محاسبه می‌شود:

$$L_{NC \cap R} = [L_T|NC \cap R, IM]P(NC \cap R|IM) \quad (2)$$

$$L_{NC \cap Irr} = [L_T|NC \cap Irr]P(NC \cap Irr|IM) \quad (3)$$

$$L_C = [L_T|C]P(C|IM) \quad (4)$$

که در آن $L_T|NC \cap R, IM$ بیانگر هزینه تعمیر واحد (URC) برای هر گروه آسیب‌پذیر، $L_T|C$ و $L_T|NC \cap Irr$ نشان‌دهنده هزینه جایگزینی ساختمان (BRC)، و P نماد احتمال وقوع حالت‌های مختلف است که بیانگر وزن هر یک از حالات می‌باشد. از طرف دیگر، احتمالات روابط (۲ و ۳) را می‌توان با استفاده از قواعد احتمال گسترش داده و به صورت روابط (۵ و ۶) بیان نمود [8]:

$$P(NC \cap R|IM) = \{1 - P(Irr|NC, IM)\} \cdot \{1 - P(C|IM)\} \quad (5)$$

$$P(NC \cap Irr|IM) = P(Irr|NC, IM) \cdot \{1 - P(C|IM)\} \quad (6)$$

¹ noncollapse

² repaired

³ Irreparable

⁴ collapse

برای هر سطح آسیب، و n_{DS} تعداد حالت‌های آسیب است. سپس، هزینه تعمیر نهایی برای هر گروه المان‌های آسیب‌پذیر، با در نظر گرفتن همه آن‌ها در تمام طبقات و در همه شدت‌های زلزله مطابق رابطه (۱۰)، تعیین می‌شود:

$$RC_{cpt} = (1 - P_{Irr})(1 - P_c) \sum_{j=1}^{n_{story}} Q_j h_j \sum_{i=1}^{n_{DS}} URC_{DS_i} \int_0^{\infty} P_{DS_i,j} \left| \frac{dH}{dS_a} \right| dS_a + BRC \int_0^{\infty} [P_c + P_{Irr}(1 - P_c)] \left| \frac{dH}{dS_a} \right| dS_a \quad (10)$$

قاب خمشی بتنی ویژه و space frame طراحی شده‌اند. در این ساختمان‌ها، ارتفاع طبقه اول و سایر طبقات به ترتیب ۴/۶ متر و ۴/۰ متر می‌باشد. همچنین، بار مرده و زنده‌ای به ترتیب معادل ۸/۴ و ۲/۴ کیلونیوتن بر مترمربع به کف طبقات اعمال شده است.

۲-۳- شرایط ساختگاه و طیف طرح

ساختمان‌های مورد بررسی برای منطقه‌ای با مشخصات (N33.996°, W118.162°)، واقع در لس‌آنجلس کالیفرنیا، طراحی شده‌اند [2]. این منطقه دارای سطح خطرپذیری زیاد، خاک نوع D، و مشخصات طیفی $S_{ms} = 1.5g$ ، $S_1 = 0.6g$ ، $S_s = 1.5g$ و $S_{m1} = 0.9g$ است. طیف طرح منطقه، مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است [18].

۳-۳- مدل‌سازی غیرخطی

هسلتون و دیرلین [18] مدل غیرخطی ساختمان‌های مذکور را در نرم‌افزار OpenSees [20] ارائه نمودند. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون از مدل فنرهای متمرکز پلاستیک^۳ استفاده کردند که در آن هر المان تیر یا ستون به صورت یک المان خطی با دو فنر متمرکز با رفتار غیرخطی در دو انتهای آن المان مدل می‌شود. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فنرهای مفاصل پلاستیک از مدل فنر کراوینکلر^۴ [21] با رفتار هیسترتیک اوج‌گرا^۵ استفاده نمودند و اتصالات تیر-ستون را با المان Joint2D مدل کردند. آن‌ها برای تعیین پارامترهای فنر کراوینکلر از روابط موجود در گزارش PEER 2007/03 [18] استفاده کردند. مقادیر پارامترهای مفصل پلاستیک در گزارش PEER [18] ارائه شده است. همچنین، اثر P-Δ را با استفاده از leaning column در مدل اعمال کردند.

$$RC|S_a = (1 - P_{Irr})(1 - P_c) \times \sum_{i=1}^{n_{DS}} P_{DS_i} URC_{DS_i} \quad (9)$$

که در آن P_{Irr} احتمال غیرقابل تعمیر بودن ساختمان به ازای یک S_a ، P_c احتمال فروریزش ساختمان به ازای S_a ، P_{DS_i} احتمال سطح آسیب مشخص به ازای S_a ، URC_{DS_i} هزینه‌ی تعمیر واحد

که در آن RC_{cpt} هزینه تعمیر برای هر گروه المان‌های آسیب‌پذیر، Q_j تعداد المان آسیب‌پذیر در هر طبقه، h_j ضریب سختی کار در ارتفاع، و n_{story} تعداد طبقات ساختمان است. شایان ذکر است که در روابط فوق، انتگرال اول مربوط به خسارت ناشی از آسیب دائمی و انتگرال دوم مربوط به خسارت ناشی از آسیب گذرا است. در نهایت، با جمع هزینه تعمیر برای همه‌ی گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه‌ی تعمیر نهایی ساختمان تعیین می‌شود. در این پژوهش، با توجه به گروه‌های آسیب‌پذیر در نظر گرفته شده، هزینه تعمیر نهایی ساختمان مطابق رابطه‌ی (۱۱) به دست می‌آید:

$$RC = RC_s + RC_p + RC_c \quad (11)$$

که در آن RC_s هزینه تعمیر سازه، RC_p هزینه تعمیر پارتیشن، و RC_c هزینه تعمیر دیوار خارجی است. مقادیر پارامترهای مختلف در رابطه (۹)، بر اساس دستورالعمل‌های FEMA P-58 [16]، [10]، 17 تعیین شده است.

۳-۳- مدل‌های ساختمانی

۱-۳- معرفی مدل‌های ساختمانی

رویکرد ارزیابی عملکردی این پژوهش، روی سه ساختمان قاب خمشی ویژه بتنی چهار-، ۱۲- و ۲۰-طبقه، که توسط هسلتون^۱ و دیرلین^۲ در گزارش PEER [18, 19] طراحی شده‌اند، پیاده‌سازی شده است. شماره شناسه معرف این ساختمان‌ها در گزارش مذکور [18] به ترتیب، ID1010، ID1019، و ID1021 می‌باشد.

پلان ساختمان‌های فوق در شکل (۱) نشان داده شده است. این ساختمان‌ها برای کاربری اداری و با سیستم مقاوم جانبی از نوع

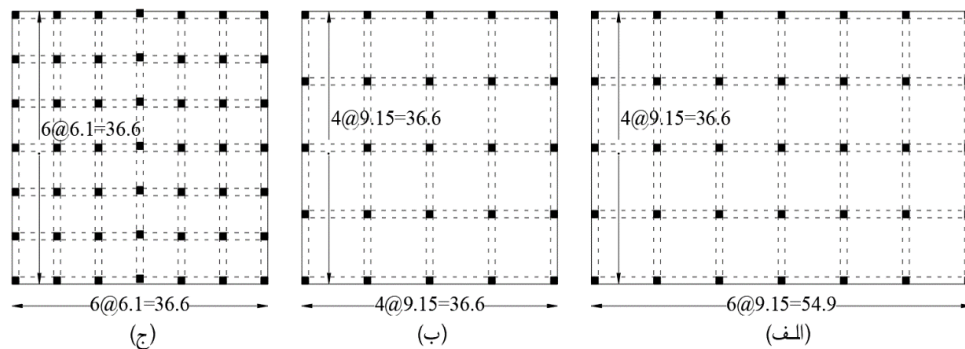
³ Concentrated plastic hinge model

⁴ Krawinkler

⁵ Deterioration model with peak-oriented hysteretic response

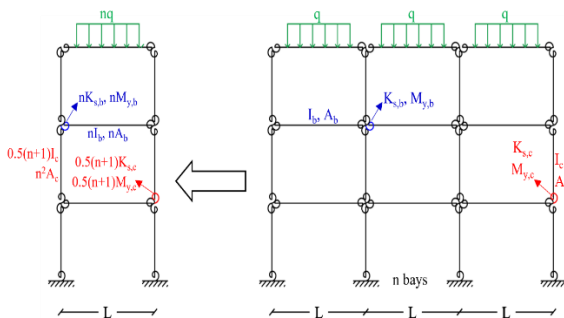
¹ Haselton

² Deierlein



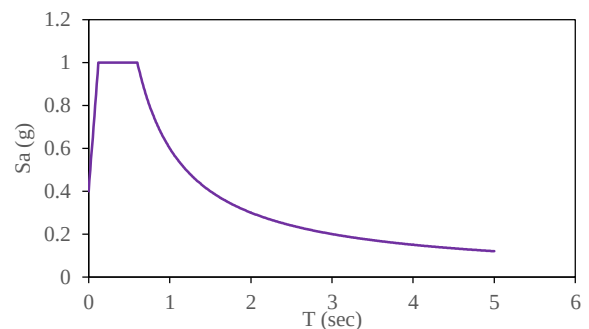
شکل ۱. پلان ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، (ج) ۲۰ طبقه

Fig. 1. Buildings plan (a) 4-story, (b) 12-story, (c) 20-story



شکل ۳. تبدیل مدل قاب اصلی به قاب جایگزین معادل [13]

Fig. 3. Converting a CMRF model to an equivalent SF model



شکل ۲. طیف طرح شتاب برای منطقه ی لس آنجلس

Fig. 2. Acceleration design spectrum

جدول ۱. مقادیر چهار دوره تناوب اول قاب اصلی و قاب جایگزین برای ساختمان های مورد بررسی

Table 1. First four natural periods of original and substitute frame for the investigated buildings

Mode no.	4-story		12-story		20-story	
	CMRF	SF	CMRF	SF	CMRF	SF
1	0.848	0.830	1.978	1.953	2.329	2.323
2	0.272	0.270	0.663	0.688	0.796	0.789
3	0.146	0.145	0.384	0.398	0.458	0.453

شده است. در این جدول مشاهده می شود که مقادیر دوره تناوب های قاب جایگزین به مقادیر دوره تناوب های قاب اصلی نزدیک هستند. از این موضوع می توان نتیجه گرفت که سختی قاب جایگزین مشابه سختی قاب اصلی می باشد.

علاوه بر این، در شکل (۴) نمودار برش پایه بر حسب تغییر مکان بام تحت بارگذاری چرخه ای^۱ برای ساختمان های چهار- و ۲۰ طبقه نشان داده شده است. نتایج ارزیابی های فوق نشان می دهند که پاسخ های دو مدل تا حد زیادی بر یکدیگر منطبق هستند. در نتیجه، قاب های جایگزین ساخته شده در این پژوهش، در پیش بینی پاسخ های قاب اصلی از دقت خوبی برخوردار هستند.

۴-۳- مدل سازی قاب جایگزین

چگونگی به دست آوردن پارامترهای قاب جایگزین بر اساس پارامترهای قاب اصلی در شکل (۳) نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می شود، مدل قاب اصلی با یک مدل قاب جایگزین که در آن همه تیرهای یک طبقه با یک تیر معادل، و همه ستون های یک طبقه با دو ستون معادل جایگزین شده اند، ساده سازی می شود.

۵-۳- درستی آزمایی مدل سازی

در این بخش، برای به دست آوردن اطمینان از درستی مدل سازی انجام شده در این مطالعه، دوره تناوب و پاسخ مدل قاب جایگزین با قاب اصلی مقایسه می شود. بدین منظور، در جدول (۱) مقادیر سه دوره تناوب اول مربوط به دو مدل، ارائه

¹ Cyclic

(۵) محور افقی پیرو ساختمان بر حسب ثانیه و محور قائم شتاب بر حسب g می‌باشد. همچنین، خطوط خاکستری نشان‌دهنده طیف تک رکوردها و خط قرمز نشان‌دهنده طیف میانگین است.

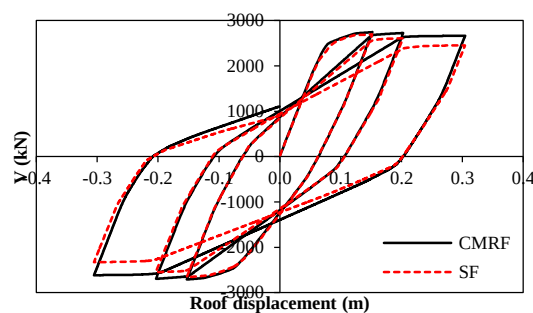
۴-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده و پاسخ سازه

در این پژوهش، برای تعیین پاسخ ساختمان‌ها از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. بدین منظور، برای هر رکورد، شتاب وارد بر مدل با گام 0.05 افزایش یافت تا زمانی که فروریزش در سازه اتفاق بیفتد. نقطه فروریزش سازه معادل بیشینه جابه‌جایی نسبی 10% [23, 24] در نظر گرفته شده است. در هر تحلیل، EDPهای مورد نیاز، شامل قدرمطلق پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی در هر طبقه (IDI_{max})^۱، قدرمطلق بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($IDI_{max,all}$)، و قدرمطلق بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند در بین تمام طبقات (IDI_p)^۲، ثبت شد.

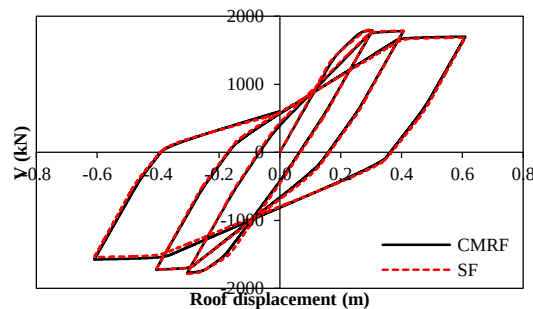
با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای ۳۰ رکورد انتخابی، منحنی IDA برای EDPهای مذکور تعیین شده که در آن محور افقی پاسخ تغییر مکان سازه، و محور قائم شتاب وارد بر سازه می‌باشد. سپس مقدار میانه و پراکندگی هر یک از EDPها با توجه به رویکرد پژوهش، تعیین شد. به طوری که میانه پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی هر طبقه (IDI_{max}) در هر S_a ، به ازای تمام رکوردها تعیین شده اما میانه پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند (IDI_p) فقط به ازای رکوردهایی که دچار فروریزش نشده‌اند، تعیین شده است. علاوه بر این، در منحنی IDA بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($IDI_{max,all}$)، میانه شتاب در هر دریافت تعیین شده است.

در نهایت، با استفاده از میانه‌ها و پراکندگی‌های به دست آمده، توابع شکنندگی مورد نیاز تعیین شدند. به عنوان نمونه، در شکل (۶) منحنی شکنندگی فروریزش برای ساختمان چهار طبقه مورد بررسی در این پژوهش، نشان داده شده که در آن محور افقی شتاب، و محور قائم احتمال فروریزش است.

شکل (۷) منحنی IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه اول ساختمان چهار طبقه را نشان می‌دهد که در آن محور افقی بیانگر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه اول (IDI_{max1}) و محور قائم شتاب طیفی زلزله وارد به سازه (S_a) است. علاوه بر این، در شکل (۷)



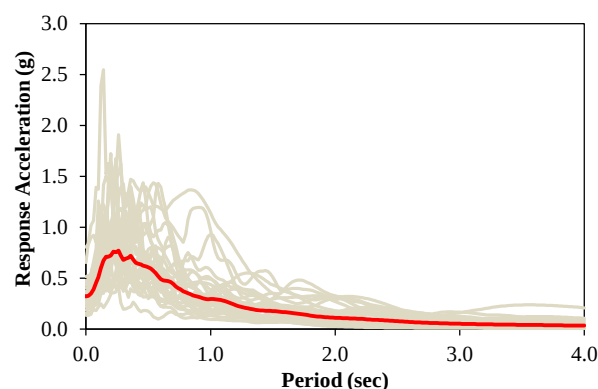
(الف)



(ب)

شکل ۴. نمودار برش پایه بر حسب تغییر مکان بام برای قاب جایگزین و قاب اصلی تحت بارگذاری چرخه‌ای برای ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، و (ج) ۲۰ طبقه

Fig. 4. Cyclic pushover curves for detailed and substitute models of (a) 4-story, (b) 12-story, (c) 20-story



شکل ۵. طیف شتاب رکوردهای انتخابی

Fig. 5. Selected records acceleration spectrum

۴-۱- اجزای محاسباتی هزینه تعمیر

۴-۱-۱- رکوردهای انتخابی

برای انجام تحلیل IDA برای ارزیابی عملکردی ساختمان‌های مورد بررسی، ۳۰ رکورد زلزله انتخاب شده است. این رکوردها بر اساس شاخص‌هایی که در FEMA P-695 [22] ارائه شده است، از پایگاه داده‌ی لرزه‌ای PEER (NGA West-2) استخراج شده‌اند. طیف رکوردهای فوق، در شکل (۵) نشان داده شده است. در شکل

¹ Maximum Interstory Drift Index

² Maximum Permanent Interstory Drift Index

رسم می‌شود تا هزینه اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای کل طبقات ساختمان محاسبه شود.

علاوه بر این، دو منحنی IDA دیگر، یکی برحسب بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($ID_{max,all}$)، و دیگری بر حسب جابه‌جایی نسبی پسماند (ID_p) نیز رسم می‌شود که اولی برای محاسبه هزینه مربوط به احتمال فروریزش ساختمان و دومی برای محاسبه هزینه غیرقابل تعمیر بودن ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. در منحنی‌های مذکور میانه و پراکندگی ID_{max} و ID_p (به ترتیب $\beta_{ID_{max}|S_a}$ ، $\beta_{ID_p|S_a}$ ، $\beta_{ID_{max}|S_a}$ ، $\beta_{ID_p|S_a}$) در هر شتاب، تعیین می‌شود.

سپس، با استفاده از میانه‌ها و پراکندگی‌های فوق توابع شکنندگی سطوح آسیب هر طبقه و حد قابل تعمیر بودن (RD_L) به ترتیب بر اساس روابط (۱۱ و ۱۲) تعیین می‌شوند:

$$F_{DS_i|S_a} = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\widehat{ID}_{max|S_a}}{\widehat{ID}_{DS_i}} \right)}{\sqrt{\beta_{ID_{max}|S_a}^2 + \beta_{DS_i}^2}} \right] \quad (11)$$

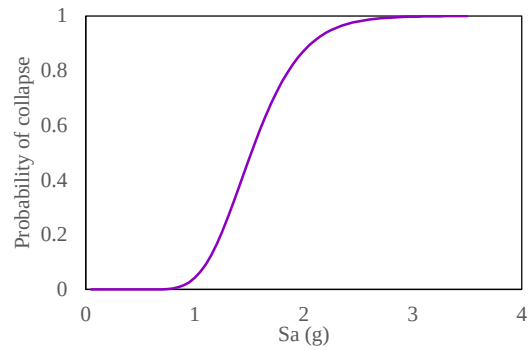
$$F_{RD_L|S_a} = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\widehat{ID}_p|S_a}{\widehat{RD}_L} \right)}{\sqrt{\beta_{ID_p|S_a}^2 + \beta_{RD_L}^2}} \right] \quad (12)$$

که در آن Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد^۱، $\widehat{ID}_{DS}$ و β_{DS} به ترتیب میانه و پراکندگی دریافت هر سطح آسیب هستند.

۳-۴- سطوح آسیب

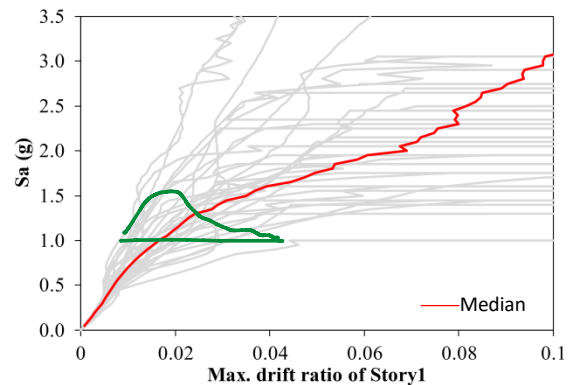
سطوح مختلف آسیب، احتمال این که در صورت عدم فروریزش ساختمان، اجزای ساختمان در سطح خاصی از آسیب قرار بگیرند را مشخص می‌کنند [16]. این حالات برای اجزای حساس به دریافت، بر اساس میانه‌ی دریافت ($\widehat{ID}_{DS}$) و پراکندگی دریافت (β_{DS}) تعیین می‌شوند. میانه نشان‌دهنده ظرفیت تغییرشکل در عضو و پراکندگی نشان‌دهنده عدم قطعیت است. سطوح مختلف آسیب برای سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی مطابق تعریف FEMA P-58-3 [17] در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

علاوه بر این در پژوهش حاضر، بر اساس توصیه رامیرز و میراندا [8]، برای بررسی حد قابل تعمیر بودن ساختمان از میانه ۰/۱۵ و پراکندگی ۰/۳ برای دیت پسماند استفاده شده است.



شکل ۶. منحنی شکنندگی فروریزش برای ساختمان چهار-طبقه

Fig. 6. Collapse fragility curve for 4-story building



شکل ۷. منحنی IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه‌ی اول ساختمان چهار-

طبقه و به دست آوردن میانه و پراکندگی EDP در هر S_a برای تعیین توابع شکنندگی سطوح مختلف آسیب

Fig. 7. IDA curve for maximum drift ratio of first floor of the 4-story building and determining median and dispersion of EDP in each S_a to determine fragility function of damage states

جدول ۲. تعریف حالات آسیب المان‌ها بر اساس FEMA P-58-3 [17]

Table 2. Definition of element damage states based on FEMA P-58-3 [17]

Element	Damage State	$\widehat{ID}_{DS}$	β_{DS}	Sub damage
Structure	SDS1	0.02	0.4	-
	SDS2	0.0275	0.3	-
	SDS3	0.05	0.3	SDS3 ₁ (80%) SDS3 ₂ (20%)
Partition	PDS1	0.005	0.4	-
	PDS2	0.01	0.3	-
	PDS3	0.021	0.2	-
Curtain wall	CDS1	0.027	0.3	-
	CDS2	0.0276	0.3	-
	CDS3	0.303	0.3	-

چگونگی تعیین تابع توزیع و تعیین میانه‌ی دریافت به ازای یک S_a به صورت شماتیک نشان داده شده است. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی اعضا، ارائه شده در FEMA P-58 و مقدار میانه دریافت، سطح آسیب هر عضو و هزینه تعمیر آن تعیین می‌شود. البته نمودارهای IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی سایر طبقات نیز

¹ Repairable damage limit

² standard normal cumulative distribution function

۴-۴- خطر لرزه‌ای

در پژوهش حاضر برای ارزیابی خطر لرزه‌ای از داده‌های USGS [25] و میان‌یابی خطی استفاده شده است. در شکل (۸) منحنی خطر لرزه‌ای برای ساختمان‌های مورد بررسی نشان داده شده است.

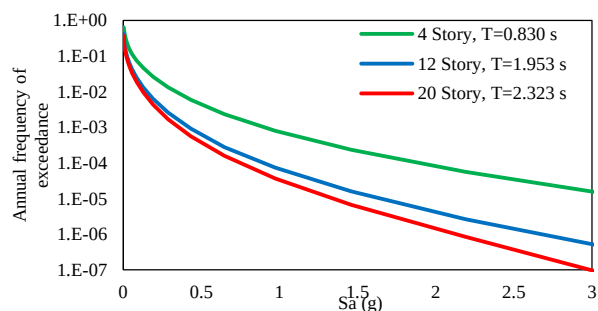
۵- هزینه تعمیر

۱-۵- نمونه محاسبه هزینه تعمیر برای ساختمان چهار-طبقه

با توجه به اهداف این پژوهش، ارزیابی عملکردی هزینه تعمیر برای هر یک از ساختمان‌های مورد بررسی، انجام شده است. به عنوان یک نمونه، در شکل‌های (۹ تا ۱۲)، نتایج ساختمان چهارطبقه به صورت گام به گام نشان داده شده است. در این شکل‌ها، خطر لرزه‌ای در ارزیابی عملکردی لحاظ نشده است.

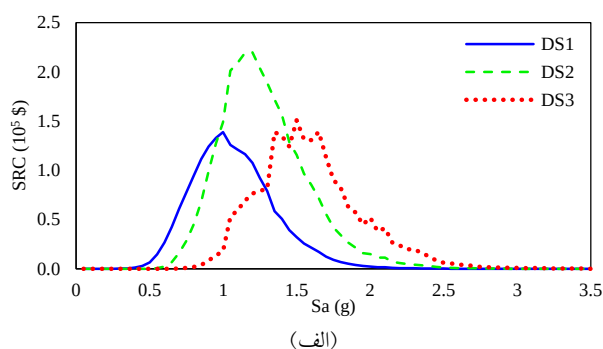
در شکل (۹) هزینه تعمیر اعضای آسیب‌پذیر ساختمان چهار-طبقه ناشی از آسیب‌گذارا، در سطوح مختلف آسیب و در شدت‌های مختلف، برای طبقه اول نشان داده شده است. در نمودارهای این شکل، محور افقی شتاب (S_a) بر حسب g و محور قائم هزینه تعمیر بر حسب دلار (\$) است. همچنین، هزینه تعمیر برای DS1، DS2، و DS3 به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، سبز، و قرمز، و با خط پر، خط چین، و نقطه‌چین نشان داده شده است.

در شکل (۹-الف)، مشاهده می‌شود که هزینه تعمیر سازه از شدت $0.5 g$ با DS1 شروع می‌شود. سپس، با افزایش شتاب، هزینه تعمیر DS1 کاهش یافته و به تدریج هزینه تعمیر DS2 و DS3 افزایش می‌یابد. به طور کلی، بیشترین هزینه تعمیر سازه در محدوده $0.7 g$ تا $2.0 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، در بین سطوح مختلف آسیب سازه‌ای، DS1 کمترین هزینه و DS2 بیشترین هزینه را ایجاد می‌کند. در در شکل (۹-ب) هم مشاهده می‌شود که هزینه تعمیر پارتیشن از شدت‌ها $0.15 g$ با DS1 شروع می‌شود و بیشترین هزینه تعمیر در محدوده $0.5 g$ تا $2.0 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، کمترین هزینه برای پارتیشن ناشی از DS1 و بیشترین هزینه ناشی از DS3 است. به طور مشابه، شکل (۹-ج) نشان می‌دهد که هزینه تعمیر دیوار خارجی از شدت $0.7 g$ شروع می‌شود و بیشترین آسیب در محدوده $1.0 g$ تا $2.2 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، مشابه پارتیشن، در بین سطوح مختلف آسیب دیوار خارجی، DS1 کمترین هزینه و DS3 بیشترین هزینه را ایجاد می‌کند.

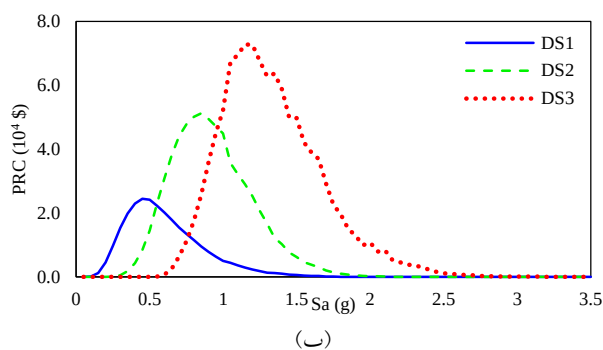


شکل ۸. منحنی خطر لرزه‌ای برای ساختمان‌های مورد بررسی

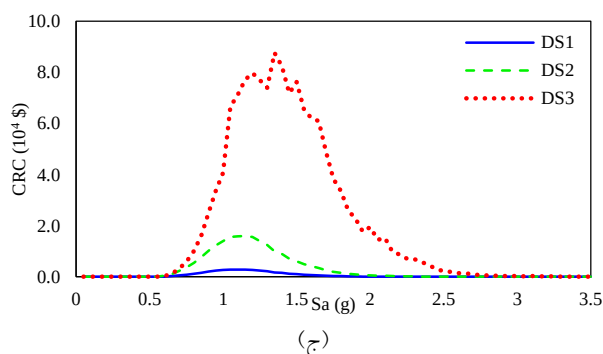
Fig. 8. Seismic hazard curve for the investigated buildings



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۹. هزینه تعمیر طبقه اول ساختمان چهار-طبقه در سطوح مختلف آسیب

برای (الف) سازه، (ب) پارتیشن، و (ج) دیوار خارجی

Fig. 9. Repair cost of the first story of the 4-story building at different damage states for (a) structure, (b) partitions, and (c) curtain walls

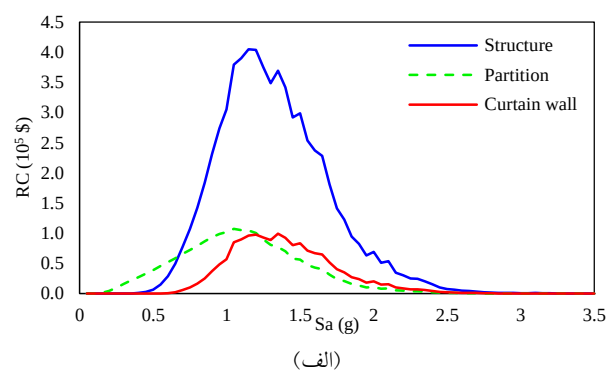
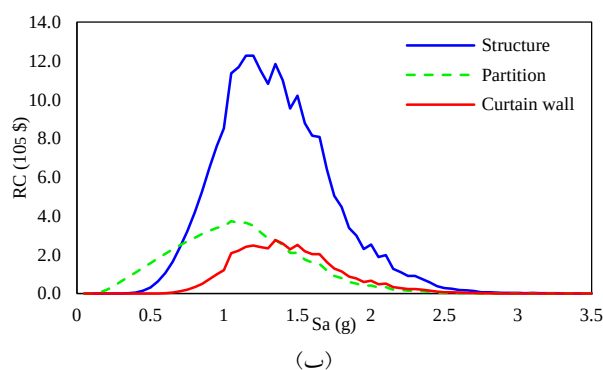
شکل (۱۰) مجموع هزینه تعمیر تمام سطوح آسیب هر یک از گروه‌های آسیب‌پذیر را در شدت‌های مختلف، در طبقه اول و کل ساختمان چهار-طبقه، نشان می‌دهد. در این شکل، هزینه تعمیر

می‌آید که در شکل (۱۱) نشان داده شده است. در این شکل، هزینه تعمیر برای طبقه اول تا چهارم به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، قرمز، سبز، و نارنجی نشان داده شده است. در شکل مذکور مشاهده می‌شود که بیشترین هزینه تعمیر در طبقه اول و دوم که تغییر مکان بیشتری را تجربه می‌کنند، اتفاق می‌افتد و کمترین هزینه تعمیر در طبقه چهارم روی می‌دهد. همچنین، بیشترین هزینه تعمیر هر طبقه در محدوده ۰.۷ g تا ۲.۰ g اتفاق می‌افتد.

در نهایت، با جمع نمودارهای شکل (۱۰-ب) یا شکل (۱۱) در هر شدت، هزینه تعمیر نهایی ساختمان چهار-طبقه ناشی از آسیب گذرا در شدت‌های مختلف تعیین شده که در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان‌طور که پیش از این دیده شد، بیشترین هزینه تعمیر ساختمان چهار-طبقه در محدوده ۰.۷ g تا ۲.۰ g اتفاق می‌افتد.

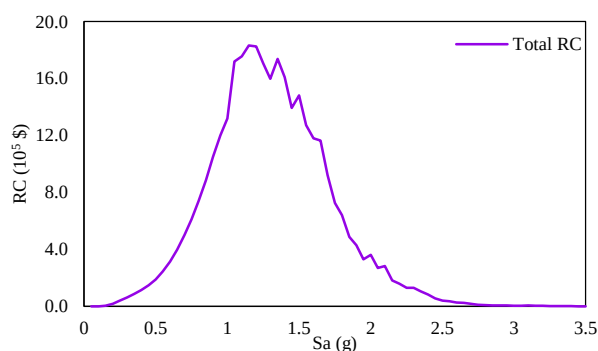
سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، سبز، و قرمز و با خط پر، خط چین، و نقطه‌چین نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که بیشترین هزینه تعمیر مربوط به اجزای سازه‌ای است و هزینه تعمیر پارتیشن و دیوار خارجی تقریباً برابر است هر چند که در شدت‌های متفاوتی اتفاق می‌افتند. همچنین، هزینه تعمیر در شدت‌های پایین با پارتیشن شروع می‌شود و سپس سازه، و در نهایت دیوار خارجی بر هزینه تعمیر تأثیر می‌گذارند. به طوری که در شدت‌های پایین هزینه تعمیر ناشی از هزینه تعمیر پارتیشن است. این موضوع به دلیل تفاوت در مقدار ظرفیت شکل‌پذیری سطوح مختلف آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی می‌باشد.

علاوه بر این، با جمع هزینه تعمیر تمام گروه‌های آسیب‌پذیر در هر طبقه، هزینه تعمیر هر طبقه که شامل جمع هزینه تعمیر تمام سطوح آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی است، به دست



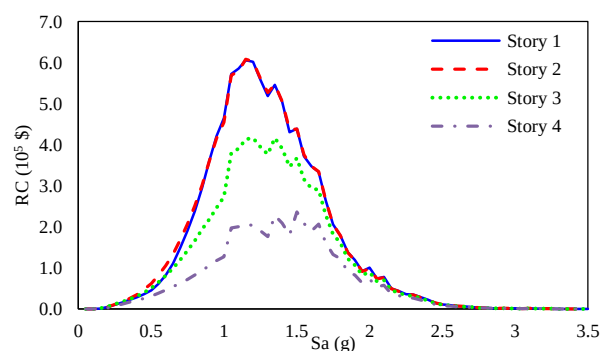
شکل ۱۰. مجموع هزینه تعمیر سطوح مختلف آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی ساختمان چهار-طبقه برای (الف) طبقه اول، (ب) تمام طبقات

Fig. 10. Total repair cost of different damage states of structure, partitions, and curtain walls of the 4-story building for (a) the first story, (b) all stories



شکل ۱۲. هزینه تعمیر نهایی ساختمان چهار-طبقه ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر

Fig. 12. Final repair cost of the 4-story building due to transient damage



شکل ۱۱. هزینه تعمیر هر طبقه در ساختمان چهار-طبقه ناشی از هزینه تعمیر

همه المان‌های آسیب‌پذیر

Fig. 11. Repair cost of each story in the 4-story building due to repair cost of all vulnerable elements

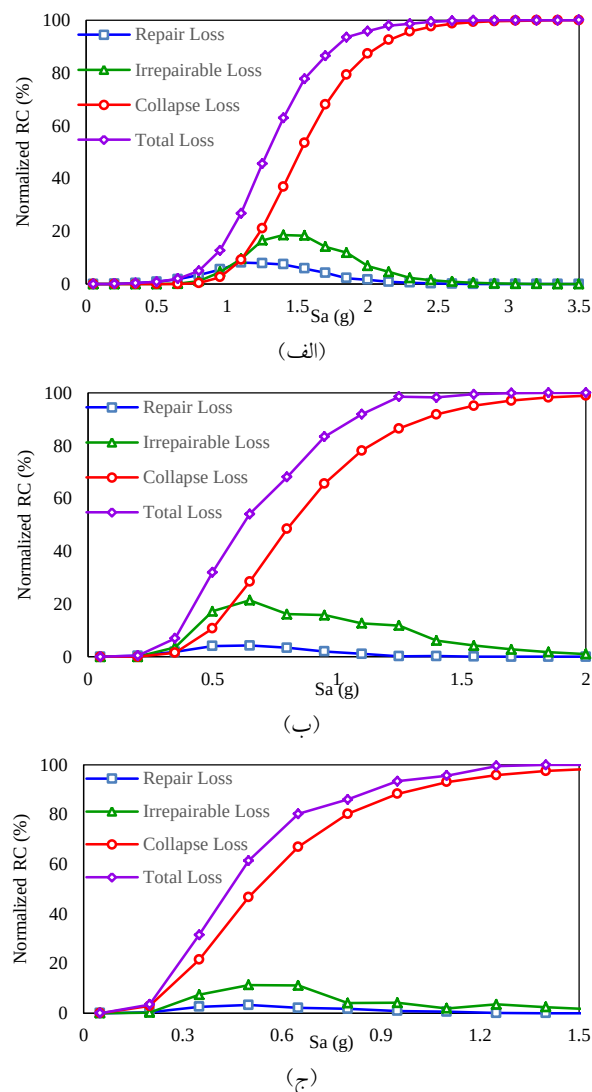
۵-۲- مقایسه نتایج محاسبه هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد

مطالعه

بدین ترتیب، هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی تعیین می‌شود که نتایج آن در هر شدت در شکل (۱۳) نشان داده شده است. این نتایج، با اعمال خطر لرزه‌ای در ارزیابی عملکردی ارائه شده است. در این شکل‌ها، محور افقی شتاب (S_a) بر حسب g و محور قائم هزینه نرمال شده بر هزینه جایگزینی ساختمان بر حسب درصد، است. به منظور مقایسه نتایج، در شکل (۱۳) هزینه ناشی از آسیب در گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، هزینه ناشی از فروریزش، و هزینه نهایی حاصل از جمع موارد مذکور در یک نمودار ارائه شده است که به ترتیب Repair Loss، Irrepairable Loss، Collapse Loss، و Total Loss نامیده شده‌اند و با رنگ آبی، سبز، قرمز، و بنفش علائم متفاوت) نشان داده شده‌اند.

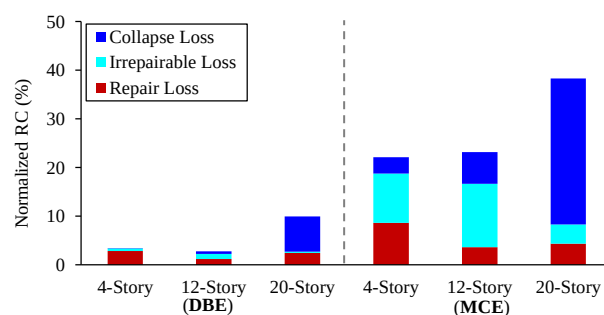
در نمودارهای شکل (۱۳) مشاهده می‌شود که به طور کلی در ارزیابی هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی، خسارت ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر کمترین سهم را در خسارت نهایی ساختمان داشته و عمده خسارت به ویژه در شدت‌های بالا، ناشی از فروریزش ساختمان است. البته، در ساختمان چهارطبقه و ساختمان ۱۲-طبقه تا شدت حدود دو برابر شدت طراحی، عمده خسارت ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است اما با افزایش شدت، سهم آن کاهش یافته و خسارت ناشی از فروریزش افزایش می‌یابد. اما در ساختمان ۲۰-طبقه، حتی در شدت‌های پایین، خسارت ناشی از فروریزش بیشتر از سایر موارد می‌باشد. همچنین، خسارت گروه‌های آسیب‌پذیر در شدت زلزله‌ی سطح طرح شروع می‌شود. به طور کلی، نتایج شکل (۱۳) نشان می‌دهد که خسارت در ساختمان‌ها ناشی از آسیب دائمی است.

به منظور بررسی بیشتر نتایج، در شکل (۱۴) هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی در شتاب زلزله سطح طرح (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (MCE) نشان داده شده است. شایان ذکر است که در این شکل خطر لرزه‌ای اعمال نشده است. همچنین، به منظور مقایسه بهتر، در این شکل هزینه خسارت ساختمان در سطوح مورد بررسی به تفکیک هزینه ناشی از آسیب در گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، و هزینه ناشی از فروریزش ارائه شده است که به ترتیب با رنگ قرمز، آبی



شکل ۱۳. هزینه تعمیر نرمال‌شده به ازای هر شدت برای ساختمان (الف) چهارطبقه، (ب) ۱۲-طبقه، و (ج) ۲۰-طبقه

Fig. 13. Normalized repair cost per intensity for (a) 4-story, (b) 12-story, and (c) 20-story building



شکل ۱۴. هزینه تعمیر نرمال‌شده برای ساختمان‌های مورد بررسی در شتاب (الف) سطح DBE، و (ب) سطح MCE

Fig. 14. Normalized repair cost for the investigated buildings at acceleration (a) DBE, and (b) MCE

محاسباتی، در این پژوهش از مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین استفاده شده و به ازای هر مدل، تحلیل دینامیکی فزاینده، تحت ۳۰ رکورد زلزله، و در کل بیش از ۳۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس انجام شده است. در نهایت هزینه تعمیر ساختمانهای مورد بررسی در شدت‌های مشخص بررسی شده و در این بخش نتایج به صورت خلاصه ارائه شده است.

- در زلزله سطح DBE، هزینه‌ی تعمیر ساختمان‌های ۴-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه به ترتیب ۳٪، ۵٪/۲، و ۱۰٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان و در زلزله سطح MCE، به ترتیب ۲۲٪، ۲۳٪، و ۳۸٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان محاسبه شد.
- به طور کلی در سطح DBE عمده‌ی خسارت ساختمان‌های مورد بررسی ناشی از هزینه‌ی تعمیر اعضا می‌باشد، اما در سطح MCE، خسارت ناشی از هزینه‌ی جایگزین کردن ساختمان به دلیل فروریزش یا تغییرشکل پسماند زیاد، است.
- در هر دو سطح DBE و MCE، عمده‌ی خسارت ساختمان ۴- و ۱۲-طبقه ناشی از تغییرشکل پسماند، و در ساختمان ۲۰-طبقه ناشی از فروریزش است.
- در ساختمان‌های کوتاه، عمده هزینه ناشی از تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و در ساختمان‌های بلند، عمده هزینه ناشی از جایگزین کردن سازه‌های فروریخته و یا به شدت آسیب‌دیده است.
- در ساختمان ۴- و ۱۲-طبقه تا شدت دو برابر شدت زلزله سطح طرح (DBE)، عمده خسارات ناشی از تغییرشکل‌های پسماند و در نتیجه غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است. اما با افزایش شدت زلزله، خسارت ناشی از فروریزش ساختمان به شدت افزایش می‌یابد.
- در این پژوهش هزینه تعمیر فقط دو عضو غیر سازه‌ای شامل دیوار خارجی و پارتیشن محاسبه شد که معمولاً بیشترین هزینه‌ی تعمیر را به خود اختصاص می‌دهند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای بیشتر از هزینه تعمیر اعضای غیرسازه‌ای است.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان از حمایت‌های معنوی دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل قدردانی می‌کنند.

روشن، و آبی تیره نشان داده شده‌اند. همچنین، در این شکل، محور قائم بیانگر هزینه‌ی نرمال شده بر هزینه‌ی جایگزینی ساختمان بر حسب درصد، و محور افقی نشان‌دهنده هر ساختمان است.

ابتدا، نتایج شکل (۱۴) در سطح DBE بررسی می‌شود. در این شکل مشاهده می‌شود که به طور کلی در سطح DBE هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی کمتر از ۱۰٪ هزینه جایگزینی ساختمان است. در این سطح، عمده خسارت در ساختمان چهارطبقه ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر می‌باشد. در حالی که در ساختمان ۱۲ طبقه خسارت ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر و غیرقابل تعمیر شدن تقریباً برابرند و عمده خسارت نهایی ساختمان را تشکیل می‌دهند. اما، در ساختمان ۲۰ طبقه خسارت ناشی از فروریزش بیشترین نقش را در خسارت نهایی ساختمان دارد.

از طرف دیگر، نتایج شکل (۱۴) در سطح MCE نشان می‌دهد که به طور کلی در این سطح هزینه‌ی تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی کمتر از ۴۰٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان است. در این سطح در ساختمان چهارطبقه هزینه‌ی ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر و غیرقابل تعمیر شدن ساختمان تقریباً برابر هستند. علاوه بر این، در ساختمان ۱۲ طبقه عمده خسارت ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است. علاوه بر این، در ساختمان ۲۰ طبقه، مشابه سطح DBE، عمده‌ی خسارت ناشی از فروریزش ساختمان است. بنابراین، به طور کلی می‌توان بیان نمود که در هر دو سطح DBE و MCE خسارت وارد به ساختمان چهار-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه به ترتیب ناشی از خسارت گروه‌های آسیب‌پذیر، غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، و فروریزش می‌باشد.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای سه ساختمان قاب خمشی بتنی ویژه‌ی ۴-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه بر اساس متغیر هزینه تعمیر، با در نظر گرفتن اثر فروریزش و تغییرشکل پسماند، بررسی شده است. ساختمان‌های مذکور برای منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای بالا طراحی شده‌اند و دارای سیستم مقاوم جانبی از نوع space frame می‌باشند. در این ساختمان‌ها، المان‌های سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی به عنوان اعضای آسیب‌پذیر در نظر گرفته شدند. با توجه به حجم زیاد تحلیل‌های مورد نیاز، به منظور کاهش هزینه‌های

تعارض منافع

برای نویسندگان هیچ‌گونه تعارض منافی وجود ندارد.

منابع مالی

در انجام این پژوهش از منابع مالی بخش‌های دولتی، تجاری یا غیرانتفاعی استفاده نشده است.

سهم نویسندگان

تمامی نویسندگان به یک اندازه در این تحقیق مشارکت داشتند.

References

- Moehle, J. & Deierlein, G.G. 2004. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In: *13th world conference on earthquake engineering* (Vol. 679, p. 12). WCEE Vancouver.
- Mitrani-Reiser, J. et al. 2006. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building-Part II: Loss estimation. In: *8th National Conference on Earthquake Engineering (100th Anniversary Earthquake Conference)* (pp. 18-22).
- Fischinger, M. ed. 2014. *Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society* (Vol. 32). Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Mitrani-Resier, J., Wu, S. & Beck, J.L. 2016. Virtual Inspector and its application to immediate pre-event and post-event earthquake loss and safety assessment of buildings. *Natural Hazards*, 81, pp. 1861-1878. doi: 10.1007/s11069-016-2159-6.
- Habibi, M., Kermanshachi, S. & Safapour, E. 2018. Engineering, procurement, and construction cost and schedule performance leading indicators: State-of-the-art review. In: *Construction Research Congress 2018* (pp. 378-388). doi: 10.1061/9780784481271.037.
- Miranda, E. & Aslani, H. 2003. *Probabilistic response assessment for building-specific loss estimation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Ramirez, C.M. et al. 2012. Expected earthquake damage and repair costs in reinforced concrete frame buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), pp. 1455-1475. doi: 10.1002/eqe.2216.
- Ramirez, C.M. & Miranda, E. 2012. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), pp. 1477-1493. doi: 10.1002/eqe.2217.
- Harle, S.M. et al. 2024. Advancing seismic resilience: Focus on building design techniques. In: *Structures* (Vol. 66, p. 106432).
- FEMA P-58. 2018. *Seismic performance assessment of buildings, volume 1 - methodology*. p. 340.
- Hwang, S.H. & Lignos, D.G. 2017. Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(13), pp. 2141-2162. doi: 10.1002/eqe.2898.
- Joyner, M.D. & Sasani, M. 2020. Building performance for earthquake resilience. *Engineering Structures*, 210, p. 110371. doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110371.
- Soleimani, R., Khosravi, H. & Hamidi, H. 2019. Substitute Frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Engineering Structures*, 185, pp. 68-89. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.127.
- Soleimani, R., Hamidi, H. & Khosravi, H. 2022. On advantages of the "Substitute Frame" model for incremental dynamic analysis: Integration of speed and accuracy. In: *Structures* (Vol. 39, pp. 266-277).
- Li, Z., Lu, J. & Teng, J. 2024. Seismic performance loss evaluation of reinforced concrete frame structure based on updatable damage model. *Earthquake Engineering and Resilience*, 3(1), pp. 152-173.
- Fema. 2021. *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 – Implementation Guide*. FEMA P-58-2, 11(10), p. 440. doi: 10.3390/buildings11100440.
- FEMA. 2018. *Seismic performance assessment of buildings Volume 3 – Supporting Electronic Materials*. FEMA P-58-3, 1, p. 3.
- Haselton, C.B. 2008. *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*.
- Haselton, C.B. et al. 2008. Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings.
- Mazzoni, S. et al. 2006. *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Pacific Earthq. Eng. Res. Cent., p. 465.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A. & Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp. 1489-1511. doi: 10.1002/eqe.495.
- Harris, J.R. et al. 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA P695, p. 421.
- Gokkaya, B.U., Baker, J.W. & Deierlein, G.G. 2016. Quantifying the impacts of modeling uncertainties on the seismic drift demands and collapse risk of buildings with implications on seismic design checks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*,

- 45(10), pp. 1661-1683. doi: 10.1002/eqe.2740. 10.1193/021113EQS025M.
24. Baker, J.W. 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), pp. 579-599. doi:
25. Petersen, M.D. et al. 2010. Documentation for the 2008 update of the united states national seismic hazard maps. *Earthq. Res. Backgr. Sel. Reports*, pp. 107-234.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Abbasgholinia, S., Khosravi, H., Vaseghiamiri, S. 2026. Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 37-51.

DOI: 10.48311/mcej.2026.12721

