

Seismic Design of Diagonal Steel Structures Using Life Cycle Cost Analysis Method

Ehsan Ghorreshi¹, Mohammad Reza Mansoori^{2*}, Mir Hamid Hosseini³

1- PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- PhD, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

3- PhD, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Life cycle cost analysis and performance-based design are two complementary approaches in structural engineering that are closely related. Performance-based design sets specific goals and requirements for the performance of structures, including resistance to various forces and improvement of durability and sustainability. On the other hand, life cycle cost analysis evaluates the total costs associated with a structure over its entire lifespan, from construction to decommissioning. By combining these two approaches, it is possible to design structures that meet functional requirements while also being economically optimized. Diagonal structural systems are particularly appealing due to their aesthetic and structural qualities. Since life cycle cost analysis has been less explored in the context of diagonal structures, this study focuses on the seismic design of steel structures with diagonal systems, incorporating life cycle cost considerations. The analysis investigates weight, drift, acceleration, and diagonal section types under different damage scenarios. Numerical modeling and analysis were conducted using OPENSEES software, with nonlinear dynamic analysis performed using 22 pairs of far-field earthquake records to derive fragility curves and calculate life cycle costs. The results demonstrate that by changing the diagonal members from W-section to HSS and slightly increasing the weight of the structure, the collapse capacity increases by an average of 2.37 times. Additionally, the life cycle cost analysis reveals that the initial costs calculated for the structure under prescriptive code-based methods are lower than the actual costs required to achieve the desired performance level. This research presents a comprehensive and innovative approach to the seismic design of diagonal structures, integrating life cycle cost analysis, optimal section selection, and precise evaluation of structural and economic performance.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 August 2024

Revise Date: 05 December 2024

Accept Date: 23 December 2024

Keywords:

Life cycle cost
Nonlinear dynamic analysis
Diagrid structural system
Performance-based design
Steel Structure

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.473965.3498](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.473965.3498)

*Corresponding author: Mohammad Reza Mansoori
Email address: m.mansoori@srbiau.ac.ir

طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قطری به روش تحلیل هزینه چرخه عمر

احسان غرشی^۱، محمدرضا منصوری^{۲*}، میرحمید حسینی^۳

۱- دانشجوی دکترای تخصصی عمران-سازه، دانشکده عمران معماری و هنر، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران معماری و هنر، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده عمران معماری و هنر، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

چکیده

تحلیل هزینه چرخه عمر و طراحی براساس عملکرد دو رویکرد مکمل در مهندسی سازه هستند که ارتباط نزدیکی با هم دارند. طراحی براساس عملکرد، اهداف و الزامات خاصی برای کارایی سازه‌ها تعیین می‌کند، که شامل مقاومت در برابر نیروهای مختلف و بهبود دوام و پایداری است. از سوی دیگر، تحلیل هزینه چرخه عمر، هزینه‌های کل طول عمر سازه را از مرحله ساخت تا پایان عمر آن ارزیابی می‌کند. با ترکیب این دو رویکرد، می‌توان به طراحی سازه‌هایی دست یافت که نه تنها الزامات عملکردی را برآورده می‌کنند بلکه از نظر اقتصادی نیز بهینه هستند. سیستم سازه‌ای قطری به دلیل ویژگی‌های زیباشناسی و ساختاری، جذابیت زیادی دارد. از آنجاییکه تحلیل هزینه چرخه عمر در طراحی سازه‌ها در تحقیقات مرتبط با سازه‌های قطری کمتر مورد بررسی قرار گرفته است، این مطالعه به بررسی طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم سازه‌ای قطری و در نظر گرفتن هزینه چرخه عمر پرداخته است. وزن، دررفت، شتاب و نوع مقطع قطری در حالت‌های مختلف خسارت مورد بررسی قرار گرفته‌اند. مدل‌سازی و تحلیل عددی با نرم‌افزار *OPENSEES* انجام شده و برای دستیابی به منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی غیرخطی با ۲۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور صورت گرفته است. و هزینه چرخه عمر محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با تغییر مقطع اعضای قطری از *W-section* به *HSS* و افزایش وزن اندک سازه به طور متوسط ظرفیت فروریزش تا ۲۰۳۷ برابر افزایش می‌یابد. همچنین نتایج تحلیل سازه براساس هزینه چرخه عمر نشان می‌دهد که هزینه اولیه بدست آمده برای سازه در سطح عملکرد مورد نظر بر اساس روش‌های تجویزی آیین نامه کمتر از مقدار واقعی هزینه مورد نیاز برای رسیدن به آن سطح عملکرد است. این تحقیق یک روش جامع و نوآورانه برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های قطری ارائه می‌دهد که به‌طور همزمان شامل تحلیل هزینه چرخه عمر، انتخاب مقاطع بهینه و ارزیابی دقیق عملکرد سازه‌ای و اقتصادی می‌شود.

کلمات کلیدی: هزینه چرخه عمر، تحلیل دینامیکی غیرخطی، سیستم سازه ای قطری، طراحی براساس عملکرد، سازه فولادی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2024.473965.3498	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.473965.3498	۱۴۰۴/۰۱/۳۱	۱۴۰۳/۱۰/۰۳	۱۴۰۳/۱۰/۰۳	۱۴۰۳/۰۹/۱۵	۱۴۰۳/۰۶/۰۴
محمدرضا منصوری m.mansoori@srbiau.ac.ir					*نویسنده مسئول پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

استفاده از سیستم‌های قطری فولادی در طراحی سازه‌ها به اوایل قرن بیستم بازمی‌گردد، زمانی که این سیستم‌ها برای اولین بار در ساختمان‌های بلندمرتبه و پل‌ها به منظور افزایش پایداری و کاهش نوسانات به کار گرفته شدند. در این دوران، سیستم‌های مهاربند X و شکل V که به عنوان اولین نمونه‌های سازه‌های قطری معرفی شدند، امکان توزیع متوازن نیروهای جانبی را فراهم کردند و به سازه‌ها توانایی مقاومت در برابر نیروهای خارجی مانند باد و زلزله را دادند. این سیستم‌ها به طور خاص در محیط‌های شهری و در پروژه‌های با ابعاد بزرگ کاربرد پیدا کردند و با گذشت زمان تحولات بسیاری در طراحی و ساخت آن‌ها صورت گرفت. با پیشرفت فناوری‌ها و شیوه‌های طراحی در دهه‌های بعدی، استفاده از سیستم‌های قطری فولادی تکامل یافت و به مدل‌های پیشرفته‌تری مانند دیاگریدها تبدیل شد. دیاگریدها نوعی از سازه‌های قطری هستند که به دلیل ویژگی‌هایی نظیر کاهش مصرف فولاد و بهبود نمای ظاهری، در طراحی ساختمان‌های بلندمرتبه محبوبیت زیادی پیدا کرده‌اند. این سازه‌ها، که به‌ویژه در طراحی برج‌ها و ساختمان‌های مدرن کاربرد دارند، توانسته‌اند مصرف فولاد را تا ۲۵ درصد کاهش دهند و در عین حال، سختی کلی سازه را به‌طور قابل‌توجهی افزایش دهند. سازه‌های قطری مانند ساختمان جان‌هانکک در شیکاگو، که اولین نمونه برجسته از این نوع سازه‌ها است، توانسته‌اند تغییرات قابل‌توجهی در بهبود سختی جانبی و کاهش لرزشی ایجاد کنند. در سازه‌های قطری، ستون‌های عمودی مرسوم حذف می‌شوند و اعضای قطری به‌عنوان اعضای باربر هم‌زمان بارهای ثقلی و جانبی را مهار می‌کنند. این امر باعث می‌شود که سازه‌های قطری در برابر تغییرات برشی و نیروهای جانبی عملکرد بهتری داشته باشند و مقاومت بیشتری از خود نشان دهند. تحقیقات نشان می‌دهد که دیاگریدها علاوه بر بهبود پایداری سازه، در برابر نیروهای دینامیکی، به‌ویژه زلزله، عملکرد بسیار بهتری از خود نشان می‌دهند [۱-۲]. برج‌هایی که با استفاده از سیستم‌های قطری طراحی می‌شوند، علاوه بر مقاومت بالا در برابر نیروهای خارجی، به عنوان نمادهای معماری نیز شناخته می‌شوند. این برج‌ها که در مناطق مختلف جهان، به‌ویژه در خاورمیانه و آسیا ساخته شده‌اند، به دلیل طراحی‌های زیبای خود، نه تنها پایداری سازه را تضمین می‌کنند بلکه به مناظر شهری جذابیت خاصی می‌بخشند. سیستم‌های قطری به‌ویژه در مناطقی که نیاز به سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله یا بادهای شدید دارند، از عملکرد بی‌نظیری برخوردار هستند [۲]. در کنار برج‌ها، سیستم‌های قطری فولادی در زیرساخت‌ها نیز نقش بسزایی دارند. به‌ویژه در پل‌ها و تونل‌ها، این سیستم‌ها می‌توانند عمر مفید سازه‌ها را تا ۲۰ سال افزایش دهند و در عین حال به کاهش هزینه‌های نگهداری و تعمیرات کمک کنند. به این ترتیب، استفاده از سیستم‌های قطری فولادی در پروژه‌های زیرساختی به‌عنوان راه‌حلی مؤثر برای افزایش پایداری و طول عمر سازه‌ها شناخته می‌شود. سازه‌های قطری فولادی در واقع به یک انقلاب در مهندسی ساختمان تبدیل شده‌اند که در کنار افزایش مقاومت، تأثیر بسزایی در بهبود زیبایی‌شناسی و کاهش هزینه‌های ساخت دارند. این پیشرفت‌ها نه تنها در ساختمان‌های بلندمرتبه و برج‌ها، بلکه در پروژه‌های زیرساختی و دیگر سازه‌های عمرانی نیز به‌کار گرفته می‌شوند. به این ترتیب، سیستم‌های قطری فولادی در حال حاضر به یکی از اصول طراحی مدرن در صنعت ساختمان‌سازی تبدیل شده‌اند [۱-۲].

طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد منعکس‌کننده سیر تکامل طبیعی در طراحی مهندسی است. این روش براساس تحقیقات بر عملکرد ساختمان در زلزله‌های گذشته می‌باشد و با بهبود در ابزار تحلیلی و قابلیت‌های محاسباتی فعال شده است. آیین‌نامه‌های ساختمان حداقل الزامات ایمنی را تعیین می‌کنند و مصالح، سیستم‌ها، و جزئیات طراحی را مشخص می‌کنند، اما عملکرد واقعی ساختمان‌ها به‌طور دقیق ارزیابی نمی‌شود. در مقابل، طراحی براساس عملکرد، به‌طور جامع چگونگی پاسخ ساختمان به خطرات بالقوه را بررسی کرده و طراحی ساختمان‌ها را با توجه به این ارزیابی‌ها با هدف کاهش خطر و زیان اقتصادی ناشی از زلزله‌های آینده بهینه می‌کند.

طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد (PBSD) به عنوان رویکردی نوین، محدودیت‌های طراحی لرزه‌ای سنتی را برطرف کرده است. در این روش، به جای پیروی از استانداردهای ثابت، هدف اصلی دستیابی به اهداف عملکردی خاص بر اساس احتمال وقوع زلزله و نوع ساختمان تعریف می‌شود. این رویکرد به مهندسان این امکان را می‌دهد که طراحی‌ها را برای سطوح مختلف خطر لرزه‌ای ارائه کنند و از آن برای افزایش پایداری و کاهش آسیب‌ها استفاده کنند. مطالعات اخیر بر اهمیت توجه به جنبه‌های اقتصادی و ایمنی در طراحی‌های لرزه‌ای تأکید دارند. لی و همکاران (۲۰۲۳)، چگونگی تعریف اهداف عملکردی برای ارزیابی سازه‌ها تحت شرایط لرزه‌ای مختلف را مورد بررسی قرار

دادند و نتیجه گرفتند که در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد، علاوه بر کاهش ریسک آسیب‌های سازه‌ای، هزینه‌ها نیز بهینه‌سازی می‌شود. این تحقیق نشان داده است که این رویکرد امکان می‌دهد که مهندسان طراحی‌های مؤثرتری برای شرایط لرزه‌ای خاص انجام دهند [۳].

وانگ و عادل (۲۰۲۳) به مزایای استفاده از طراحی مبتنی بر جابجایی (DBD) به‌عنوان یکی از رویکردهای اصلی در PBS، اشاره کرده‌اند که از طریق آن می‌توان رفتار سازه‌ها را در برابر نیروهای لرزه‌ای پیش‌بینی کرد و این امر در بهبود ایمنی سازه‌ها موثر است. طراحی مبتنی بر جابجایی به مهندسان این امکان را می‌دهد که ظرفیت جابجایی اعضای سازه را در برابر زلزله ارزیابی کرده و از آسیب‌های جدی جلوگیری کنند [۴]. در ادامه، دونگ و همکاران (۲۰۲۴) به معرفی رویکردی ترکیبی در طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد پرداخته‌اند که شامل ترکیب روش‌های عملکردی و محاسباتی پیشرفته برای شبیه‌سازی دقیق‌تر اثرات لرزه‌ای است. این تحقیق همچنین به استفاده از مصالح نوین، مانند فولاد با مقاومت بالا، در بهبود عملکرد سازه‌ها اشاره کرده و تأکید دارد که این مصالح در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا می‌توانند کمک‌کننده باشند [۵]. گرین و همکاران (۲۰۲۳) نیز در تحقیقی درباره استفاده از روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد در طراحی پل‌ها در مناطق لرزه‌خیز کانادا به این نکته اشاره کرده‌اند که این رویکرد می‌تواند به‌طور مؤثری ایمنی و قابلیت سرویس‌دهی زیرساخت‌های حیاتی را افزایش دهد [۶]. در نهایت، رفیعی و عادل (۲۰۲۳) با تمرکز بر تعیین اهداف عملکردی مختلف از ایمنی جانی تا فروریزش، تأکید دارند که این اهداف بخش جدایی‌ناپذیر از فلسفه طراحی مبتنی بر عملکرد هستند و به‌طور مستقیم در طراحی‌های لرزه‌ای تأثیرگذارند. مهندسان می‌توانند ساختمان‌هایی را طراحی کنند که نه تنها با ضوابط لرزه‌ای مطابقت دارد، بلکه برای سناریوهای لرزه‌ای واقعی نیز بهینه شده‌اند. پیشرفت‌های اخیر در طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، راه‌حل‌های ایمن‌تر و مقرون‌به‌صرفه‌تری برای طراحی و بازسازی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز ارائه داده است و به نظر می‌رسد که در آینده، این رویکرد در سازه‌های جدید و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود به‌طور گسترده‌تری به‌کار گرفته شود [۷].

هزینه چرخه عمر (Life Cycle Cost) به هزینه‌های کل یک ساختمان یا سازه در طول عمر مفید آن اشاره دارد. این مدل هزینه‌ها نه تنها شامل هزینه‌های ساخت و اجرا می‌شود، بلکه هزینه‌های نگهداری، بهره‌برداری، تعمیرات و حتی هزینه‌های تخریب و بازیافت در پایان عمر ساختمان را نیز شامل می‌شود. استفاده از این تحلیل به طراحان، مهندسان و مدیران پروژه کمک می‌کند تا تصمیمات بهتری برای بهینه‌سازی هزینه‌ها در طولانی‌مدت اتخاذ کنند. مطالعات اخیر نشان می‌دهند که هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری می‌توانند تا بیش از ۷۰ درصد از هزینه‌های کل ساختمان‌ها را در بر بگیرند. بنابراین، درک دقیق هزینه‌های چرخه عمر به ویژه در طراحی ساختمان‌های بلندمرتبه و مقاوم در برابر زلزله، امری ضروری است. نورالدین و کیم در سال ۲۰۲۳ تحلیل هزینه چرخه عمر سازه‌های فولادی را مورد بررسی قرار دادند. آنها در این تحقیق مدل ساده‌ای برای تخمین هزینه چرخه عمر (LCC) ساختمان‌های فولادی با در نظر گرفتن دوره‌های لرزه‌ای معرفی کرده‌اند. این مدل‌ها به‌ویژه در طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله کاربرد دارند، زیرا محاسبات لرزه‌ای می‌توانند تأثیر زیادی بر هزینه‌های تعمیرات و نگهداری داشته باشند [۸]. همچنین، تحقیقات انجام‌شده توسط وازکز-لوپز و همکاران در سال ۲۰۲۴، رویکردی برای شبیه‌سازی هزینه‌های چرخه عمر ساختمان‌ها در مراحل مختلف طراحی، بهره‌برداری، و تخریب ارائه داده‌اند. این مدل‌ها به‌ویژه در ساختمان‌های عمومی و پروژه‌های دولتی کاربرد دارند، چرا که می‌توانند از لحاظ اقتصادی ارزیابی دقیق‌تری از هزینه‌ها در طولانی‌مدت فراهم کنند [۹]. علاوه بر این، مطالعه محمود و چنگ در سال ۲۰۲۳ چارچوبی احتمالاتی برای تحلیل هزینه چرخه عمر ساختمان‌ها معرفی کرد. این تحقیق بر روی دو ساختمان فولادی با ارتفاع‌های مختلف انجام شد که در معرض زلزله و باد با شدت‌های متفاوت قرار داشتند [۱۰]. یکی از مزایای اصلی استفاده از تحلیل LCC، کاهش هزینه‌های ناشی از خرابی‌های پیش‌بینی نشده و برنامه‌ریزی دقیق‌تر برای تعمیرات و نگهداری است. در این راستا، مطالعه‌ای که توسط کاتفیلد و همکاران (۲۰۲۳) انجام شد، به تحلیل سیستم‌های جداسازی پایه در ساختمان‌های فولادی پرداخت و نشان داد که این روش‌ها می‌توانند به کاهش چشمگیر هزینه‌های ناشی از خسارت و وقفه در بهره‌برداری کمک کنند [۱۱].

تحلیل هزینه چرخه عمر در طراحی ساختمان‌ها نه تنها به کاهش هزینه‌ها کمک می‌کند، بلکه به بهبود عملکرد و پایداری ساختارهای عمرانی نیز می‌انجامد. استفاده از داده‌های به‌روز و مدل‌های دقیق به مهندسان این امکان را می‌دهد که با دقت بیشتری هزینه‌ها را پیش‌بینی کنند و تصمیمات مؤثرتری اتخاذ کنند. این موضوع در سال‌های اخیر به ویژه در پروژه‌های ساختمانی با مقیاس بزرگ

و بلندمرتبه اهمیت بیشتری یافته است. به طور کلی، هزینه چرخه عمر ابزاری مهم برای ارزیابی بهینه اقتصادی پروژه‌های ساختمانی است و می‌تواند تأثیرات گسترده‌ای بر طراحی‌های آینده داشته باشد.

سیستم‌های فولادی قطری به دلیل توانایی بالا در مهار نیروهای جانبی، طراحی‌های مدرن، و کاهش قابل توجه هزینه‌های ساخت، به یکی از اجزای کلیدی در طراحی سازه‌ها تبدیل شده‌اند. با این حال، تحلیل هزینه چرخه عمر، که به عنوان ابزاری مؤثر برای کاهش هزینه‌های بلندمدت و بهبود پایداری سازه‌ها شناخته می‌شود، تاکنون در مورد این سیستم‌ها به طور جامع مورد بررسی قرار نگرفته است. در این تحلیل‌ها، استفاده از تکنیک‌های پیشرفته مانند تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی ضروری است، زیرا این روش‌ها امکان ارزیابی دقیق ظرفیت و نیاز لرزه‌ای را فراهم کرده و از نتایج غیرواقع‌بینانه حاصل از ساده‌سازی‌های بیش از حد جلوگیری می‌کنند. یکی از نوآوری‌های برجسته این پژوهش، به کارگیری تحلیل هزینه چرخه عمر برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قطری است، رویکردی که تاکنون در مطالعات پیشین به طور جامع بررسی نشده است. این مطالعه با هدف طراحی لرزه‌ای بهینه سیستم‌های فولادی قطری، در کنار تحلیل هزینه چرخه عمر، تلاش می‌کند تا راهکاری جامع برای ارتقای عملکرد سازه، افزایش دوام، و کاهش هزینه‌های طولانی‌مدت ارائه دهد؛ جنبه‌هایی که در تحقیقات پیشین کمتر مورد توجه قرار گرفته‌اند.

۲- مدل هزینه چرخه عمر

به منظور ارزیابی هزینه چرخه عمر یک سازه ناشی از تعمیرات در زلزله‌های آینده، باید احتمال نیاز بیش از ظرفیت برای کل عمر سازه مورد ارزیابی قرار گیرد. احتمال حالت خسارت با هزینه تعمیر هر حالت خرابی ارزیابی شده، محاسبه می‌شود و هزینه چرخه عمر سازه به راحتی به دست می‌آید. هزینه چرخه عمر موردانتظار سازه از رابطه زیر به دست می‌آید [۱۲].

$$E[C_{LC}(t)] = C_0 + t \sum_{i=1}^N C_i P_i \quad (1)$$

که C_0 هزینه ساخت اولیه، N مجموع تعداد حالات حدی مورد نظر، P_i احتمال وقوع حالت خسارت i ام در طول عمر سازه است و t عمر مفید سازه است که ۵۰ سال در نظر گرفته شده است. C_i هزینه‌ای است که به عنوان کسری از هزینه اولیه سازه در نظر گرفته می‌شود. P_i از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$P_i = P(\Delta_D > \Delta_{C,i}) - P(\Delta_D > \Delta_{C,i+1}) \quad (2)$$

که Δ_D نیاز زلزله و $\Delta_{C,i}$ ظرفیت سازه است که معمولاً در یافت حالت خرابی i ام تعریف می‌شود و احتمال نیاز بزرگتر از ظرفیت از رابطه (۳) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

$$P(\Delta_D > \Delta_{C,i}) = \int_0^{\infty} P(\Delta_D > \Delta_{C,i} | IM = im) \left| \frac{dG(IM)}{dIM} \right| dIM \quad (3)$$

قسمت اول داخل انتگرال احتمال نیاز بزرگتر از ظرفیت شدت زمین لرزه معین IM است. این عبارت به تابع شکنندگی معروف است. عبارت دوم شیب میانگین نرخ سالیانه بیش از حد وقوع شدت زمین لرزه (دوره بازگشت) است. $\mathcal{G}(IM)$ منحنی خطر است و می توان آن را PGA در نظر گرفت. این احتمال نیاز بزرگتر از ظرفیت (شکنندگی) از رابطه (۴) بدست می آید.

$$P(\Delta_D > \Delta_{C,i} | IM = im) = \int_0^{\infty} P(\Delta_D > \delta | IM = im) f_{C,i}(\delta) d\delta \quad (4)$$

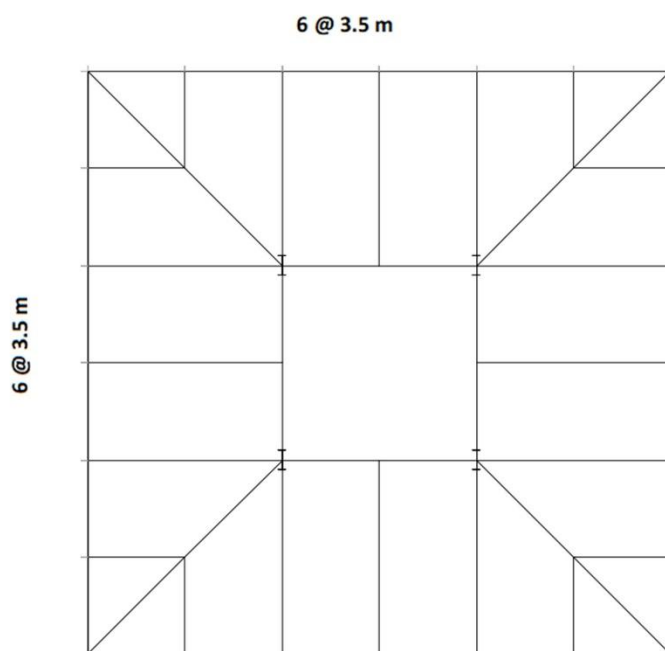
که δ متغیر انتگرال گیری و $f_{C,i}$ تابع چگالی احتمال برای ظرفیت سازه برای حالت خسارت نام است. این رابطه فرض می کند که نیاز و ظرفیت مستقل از همدیگر هستند. فرض می شود که نیاز سازه از توزیع لوگ نرمال پیروی می کند و احتمال نیاز بیش از یک مقدار معین δ از رابطه (۵) به دست می آید:

$$P(\Delta_D > \Delta_{C,i} | IM = im) = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(\delta) - \lambda_{D|IM=im}}{\beta_D} \right] \quad (5)$$

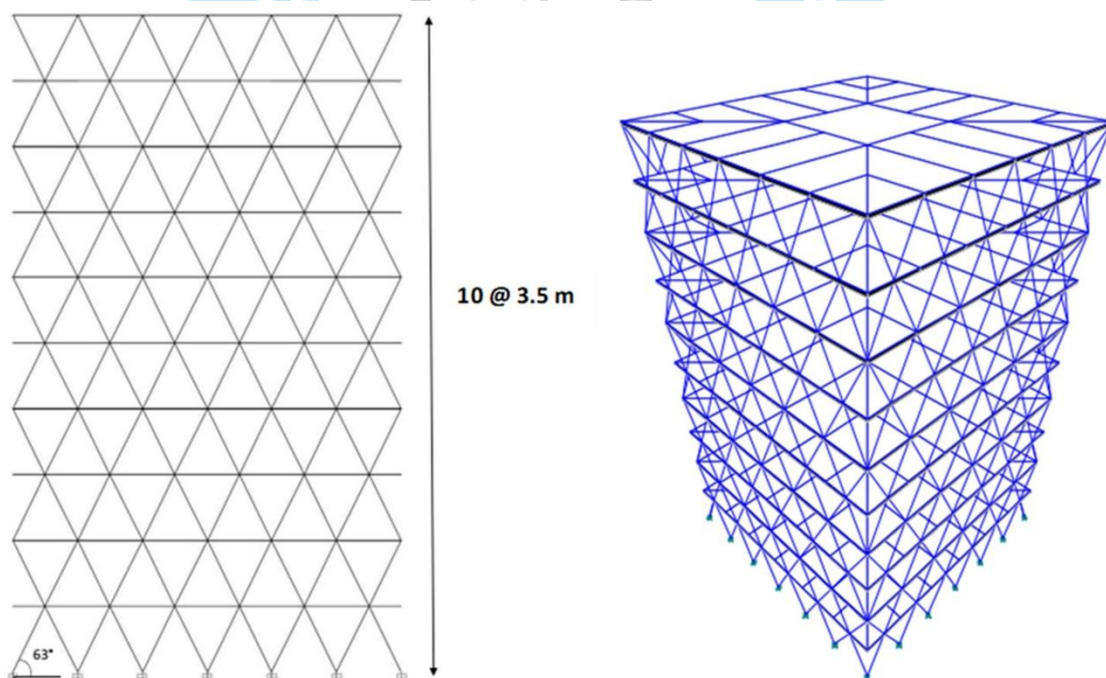
که $\Phi[\cdot]$ توزیع تجمعی نرمال استاندارد، λ_D لگاریتم طبیعی میانگین نیاز زلزله به عنوان تابعی از شدت زمین لرزه و β_D انحراف معیار متناظر با توزیع نرمال نیاز زلزله است [۱۲].

۳- طراحی مدل های سازه ای

در این مطالعه شش گروه ساختمان قطری ۱۰ طبقه با پلان یکسان مورد بررسی قرار می گیرد. شکل ۱ و ۲ پلان و مقطع مدل ها را نشان می دهد. ارتفاع طبقات در همه مدل ها ۳/۵ متر می باشد و زاویه اعضای قطری ۶۳ درجه در نظر گرفته شده است.



شکل ۱: پلان مدل های ۱۰ طبقه



شکل ۲: مقطع و شکل سه بعدی مدل ها

همه مدل‌ها با استفاده از نرم افزار اپنسیس مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. همه اعضای سازه ای بر اساس ضوابط AISC 360-16 (۲۰۱۶) طراحی شده‌اند. ضریب R ، ۳/۶ در نظر گرفته شده است [۱۴-۱۳]. همه بارهای طراحی مطابق با ASCE/SEI 7 برای ساختمان‌های اداری در نظر گرفته شده است. در روابط (۴) و (۵) ترکیب بارها ارائه شده است. لازم به ذکر است که بار مرده با D ، بار زنده با L و بار زلزله با Q_E مشخص شده است. ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) برای سازه های قطری بر اساس مطالعات بیگر و همکاران ۱/۵ در نظر گرفته شده است. پارامتر شتاب طیف طرح با S_{D_s} مشخص شده است. سازه‌ها در شهر لس آنجلس با رده لرزه ای D واقع شده اند. S_{D_s} و S_{D_1} به ترتیب ۱g و ۰/۱۶g فرض شده است.

$$(1.2 + 0.2S_{D_s})D + \Omega_0 Q_E + L \quad (۴)$$

$$(0.9 - 0.2S_{D_s})D + \Omega_0 Q_E \quad (۵)$$

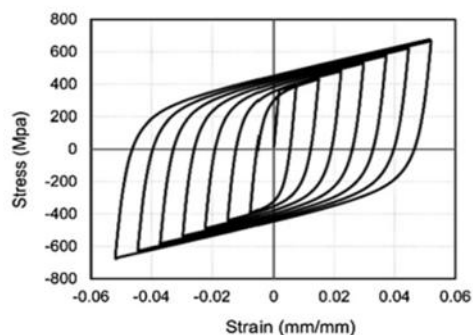
برای ارزیابی عملکرد سیستم‌های قطری فولادی، ۶ ساختمان ۱۰ طبقه فولادی با سیستم قطری مدل‌سازی شد. هر یک از مدل‌ها از ۳ بخش تشکیل شده است که هر بخش شامل ۳ طبقه می‌شود. در هر بخش اعضای قطری طبقات یکسان در نظر گرفته شده است. برای اعضای قطری و ستون‌های ثقلی از مقاطعی با شعاع ژیراسیون حول محور X و Y نزدیک به هم استفاده شد. برای تیرها از مقاطعی با ممان اینرسی بزرگ استفاده شده است. به منظور بررسی اثر تغییر مقطع و وزن اعضای قطری بر عملکرد لرزه ای سازه های قطری از مقاطع بال پهن (W-section) و مقاطع ساخته شده با مقطع دایروی (HSS) برای اعضای قطری استفاده شد. در همه مدل ها مقاطع بال پهن برای تیرها و ستون ها مورد استفاده قرار گرفت. مقاطع به کاررفته در مدل‌ها پس از انجام تحلیل خطی بدست آمد که در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است که ستون‌ها تنها به منظور تحمل بارهای مرده و زنده طراحی شده اند و اتصال پایه آن مفصلی در نظر گرفته شده است، درحالیکه اعضای قطری برای مقاومت در برابر بار ثقلی و جانبی طراحی شده‌اند و اتصال پایه آن ها گیردار است. بار مرده همه طبقات برابر 415 kg/m^2 (85psf) و بار زنده برابر 244 kg/m^2 (50psf) است. بار مرده بام مشابه طبقات و بار زنده کاهش یافته بام برابر 97.6 kg/m^2 (20psf) در نظر گرفته شده است. کف ها دال‌های بتنی با ضخامت ۱۵ سانتیمتر (6 in) در نظر گرفته شده است. در فرآیند طراحی از ضوابط ASCE/SEI (2016) برای کنترل دررفت طبقات استفاده شده است. از آنجاییکه اتصالات در سازه های قطری پیش ساخته در نظر گرفته شده است بنابراین اتصالات تیر به ستون به صورت اتصال مقاوم خمشی در نظر گرفته شده است. ذکر این نکته قابل ملاحظه است که در طراحی اعضای قطری مقاومت محوری یک عامل تعیین کننده است [۱۸-۱۵]. همه اعضا فشرده هستند و لاغری اعضای قطری کمتر از حد لاغری $(KL/r < 4.71 \sqrt{E/F_y})$ بر اساس ضوابط AISC (2016) است. به منظور مدل‌سازی اتصال اعضا از المان فنر دورانی zero_length استفاده می‌شود. صلبیت اتصال بر اساس ضوابط ANSI/AISC 360-16 به صورت $K_s = \alpha EI/L$ محاسبه می‌شود که L طول عضو، α درجه سختی اتصال و EI سختی خمشی عضو است [۱۹]. در صورتی که $\alpha \leq 2$ اتصال مفصلی است و در صورتی که $\alpha \geq 20$ اتصال کاملاً گیردار است. در این مطالعه برای مدل‌سازی اتصال مفصلی $\alpha = 2$ و برای مدل‌سازی اتصال صلب $\alpha = 20$ در نظر گرفته می‌شود. به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها از برنامه OPENSEES استفاده شده است [۲۰]. به منظور شبیه سازی رفتار پلاستیک اجزاء سازه ای از المان فایبر (Fiber) با قابلیت در نظر گیری پلاستیسیته گسترده استفاده شده است. رفتار سقف طبقات به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است. به منظور مدل‌سازی مصالح فولادی مدل Menegotto-Pinto با سخت‌کنندگی کرنشی ۲٪ استفاده شده است که در شکل ۳-۳

الف نشان داده شده است. المان‌های قطری با استفاده از معادله co-rotational مدل‌سازی شده است [۲۱]. بنابراین اثرات کمانش و تغییرشکل‌های بزرگ در نظر گرفته شده است. در این پژوهش به منظور مدل‌سازی کمانش غیر الاستیک اعضای قطری از روش Uriz و همکاران (۲۰۰۸) استفاده می‌شود. بر این اساس، در وسط اعضای قطری تغییر مکان اولیه به میزان ۰/۱٪ طول عضو در نظر گرفته شده است. بنابراین پس از محاسبه نقطه وسط هر عضو قطری، این اعضا با دو المان تیر-ستون غیرالاستیک مدل‌سازی می‌شوند. به منظور دنبال کردن رفتار غیرالاستیک اعضای قطری، ۵ نقطه در طول عضو در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه کرنش‌های الاستیک در مقاطع بحرانی اعضای قطری ۱۰ تا ۱۵ فایبر در عمق مقطع به کار می‌رود [۲۲-۲۳].

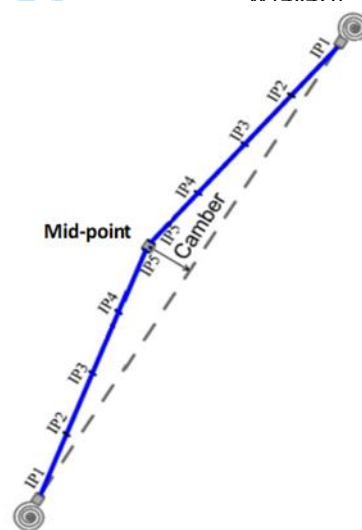
جدول ۱: مقاطع مورد استفاده در مدل‌های قطری

مدل	اعضای قطری		
	طبقه ۳-۱	طبقه ۷-۴	طبقه ۱۰-۸
۱	W14X233	W14X176	W12X70
۲	W14X283	W12X305	W14X233
۳	W12X336	W14X311	W12X305
۴	HSS16.74X1.8	HSS16.32X1.99	HSS16.32X1.99
۵	HSS16.82X2.15	HSS17.12X1.92	HSS17.54X2.1
۶	HSS18.29X2.34	HSS17.92X2.2	HSS18.67X2.48
	ستون‌های ثقیلی		
	طبقه ۳-۱	طبقه ۷-۴	طبقه ۱۰-۸
مدل‌ها	W14X500	W14X455	W14X426

مدل‌ها



(الف)



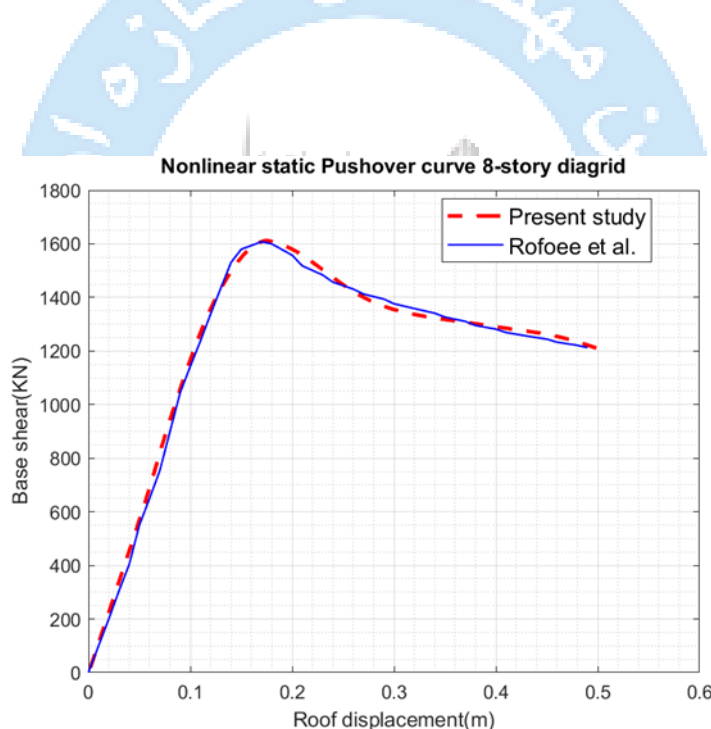
(ب)

شکل ۳: مدل سازی اعضای قطری: (الف) رفتار هیستریک مصالح (ب) در نظر گرفتن رفتار کمانشی اعضای قطری

برای حل معادلات غیرخطی حرکت از الگوریتم Newton-Raphson استفاده می شود. همچنین بر اساس توصیه 7-ASCE/SEI 16 نسبت میرایی ۵٪ در همه مدل های سازه ای استفاده شده است. در همه مدل ها از ماتریس میرایی رایلی استفاده شده است که با استفاده از ماتریس سختی اولیه هر مدل ایجاد می شود.

۴- صحت سنجی مدل سازی

به منظور صحت سنجی مدل از مدل سازه قطری رحیم زاده رفوئی و سید کاظمی (۲۰۲۰) استفاده شده است. این مدل عبارت از یک ساختمان ۸ طبقه با سیستم قطری است که با نرم افزار اپنسیس مدل شده است. به منظور مدل سازی رفتار غیرالاستیک اعضا از المان فایبر غیرخطی استفاده شده است و پلاستیسیته گسترده در طول المان بکار رفته است. مدل ساختمانی قطری ۸ طبقه مشابه مدل رفوئی و سید کاظمی با در نظر گرفتن کلیه فرضیات و مقاطع به کار رفته در آن با استفاده از نرم افزار اپنسیس مدل شده است. مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل با مدل سازه قطری رحیم زاده رفوئی و سید کاظمی نشان می دهد که مدل ها مطابقت مناسبی با هم دارند. نتیجه مقایسه دو مدل در شکل ۴ ارائه شده است.



شکل ۴: مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل حاضر با مدل رفوئی و همکاران (۲۰۲۰)

۵- تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

ظرفیت فروپاشی مدل های سازه ای با استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) بر روی ۲۲ رکورد زلزله حوزه دور ارائه شده توسط FEMA P-695 مورد مطالعه قرار می گیرد. اطلاعات رکوردها در جدول ۲ نشان داده شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، رکوردهای زلزله باید نرمال شوند. نرمال سازی با توجه به حداکثر سرعت زمین (PGV_{PEER}) محاسبه شده در پایگاه داده

PEER NGA انجام می‌شود که میانگین هندسی PGV دو جزء افقی رکورد در نظر گرفته می‌شود. این فرآیند نرمال‌سازی با استفاده از روابط (۶) تا (۸) انجام می‌شود.

$$NM_i = \frac{Median(PGV_{PEER_i})}{PGV_{PEER_i}} \quad (۶)$$

$$NTH_{1,i} = NM_i \times TH_{1,i} \quad (۷)$$

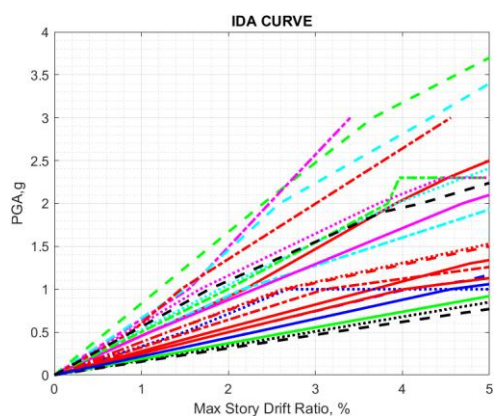
$$NTH_{2,i} = NM_i \times TH_{2,i} \quad (۸)$$

که PGV_{PEER_i} و NM_i به ترتیب ضریب نرمال‌سازی مولفه‌های افقی و حداکثر سرعت زمین رکورد i ام هستند. $Median(PGV_{PEER_i})$ میانگین هندسی PGV دو جزء افقی با در نظر گرفتن جهت‌های مختلف رکورد است. $NTH_{1,i}$ و $NTH_{2,i}$ به ترتیب مولفه‌های افقی ۱ و ۲ نرمال شده رکورد i ام هستند. $TH_{1,i}$ و $TH_{2,i}$ به ترتیب مولفه‌های افقی ۱ و ۲ نرمال شده رکورد i ام هستند. زمانی که حداکثر دریافت به ۵٪ می‌رسد یا اولین واگرایی رخ می‌دهد یا شیب نمودار IDA به کمتر از ۲۰٪ سختی اولیه می‌رسد، فرض می‌شود مدل‌های سازه‌ای دچار فروریزش شده‌اند [۲۴-۲۶]. در شکل ۵ نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه شده است. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد به منظور بدست آوردن هزینه چرخه عمر نیاز به بدست آوردن منحنی شکنندگی است. از نتایج تحلیل IDA به منظور ترسیم منحنی شکنندگی استفاده می‌شود. پارامترهای دریافت و شتاب به ترتیب به عنوان شاخص‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای در نظر گرفته شده است. جدول ۳ حدود شاخص خسارت سازه‌ای و غیرسازه‌ای را براساس HAZUS نشان می‌دهد [۲۷].

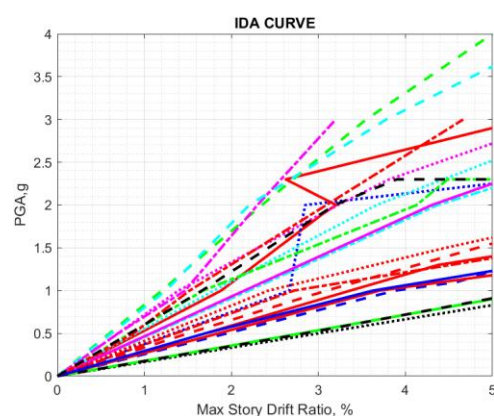


جدول ۲: ۲۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور [۲۴].

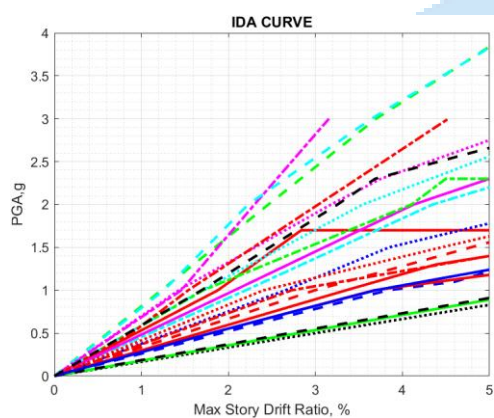
EQ.ID	M	Year	Earthquake name	Recording station	PGA (g)		PGV (cm/s)	
					Comp. 1	Comp.2	Comp. 1	Comp. 2
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	0.443	0.488	59.295	66.717
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0.404	0.472	44.384	41.128
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.739	0.806	55.934	65.883
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	0.265	0.328	26.015	44.777
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	0.236	0.35	26.325	32.999
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	0.367	0.379	36.018	44.61
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.483	0.464	46.825	38.263
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	0.225	0.233	31.327	21.813
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.312	0.364	58.867	55.662
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	0.21	0.134	13.954	40.067
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	0.245	0.152	51.125	29.09
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	0.284	0.417	27.615	43.419
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	0.511	0.439	38.026	29.614
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	0.559	0.368	36.306	45.427
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.515	0.497	42.458	50.591
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0.357	0.259	48.071	41.794
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	0.475	0.286	41.169	29.016
18	7	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	0.385	0.549	43.805	41.875
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	0.34	0.398	65	109.211
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.473	0.507	50.084	46.377
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	0.225	0.195	21.718	16.938
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.357	0.315	22.85	30.521



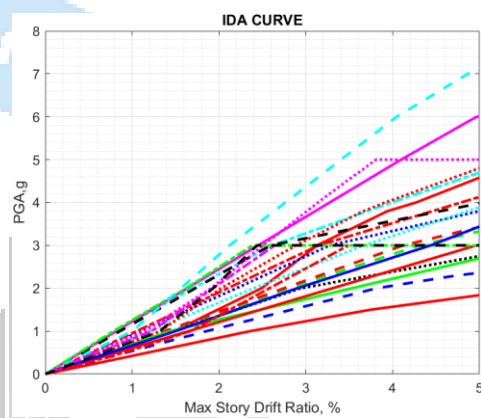
(a)



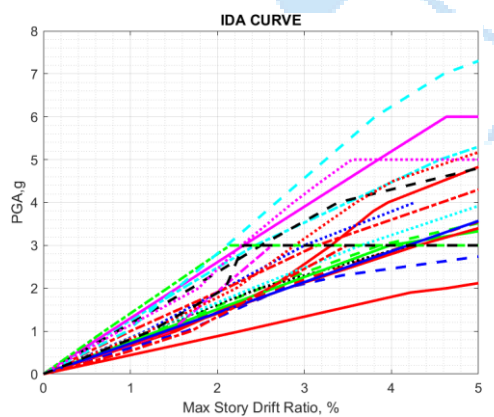
(b)



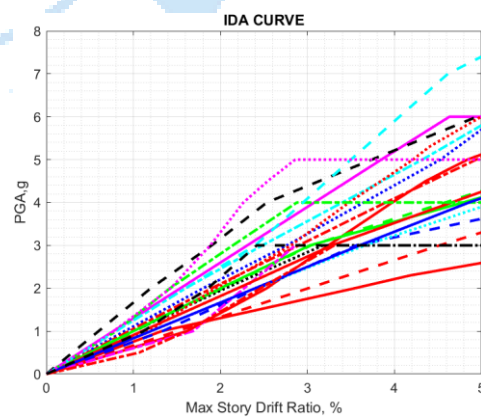
(c)



(d)



(e)



(f)

شکل ۵: نتایج تحلیل IDA مدل (a) مدل ۱، (b) مدل ۲، (c) مدل ۳، (d) مدل ۴، (e) مدل ۵، (f) مدل ۶.

شدید	متوسط	کم	شاخص	بر مبنای HAZUS [۲۷]
۰/۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲۵	دریفت	
۱/۲	۰/۶	۰/۳	شتاب (g)	

با توجه به نتایج حاصل از ارزیابی منحنی IDA با استفاده از ۲۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور، مقدار میانگین شتاب منجر به فروریزش هر مدل در جدول ۴ ارائه شده است.

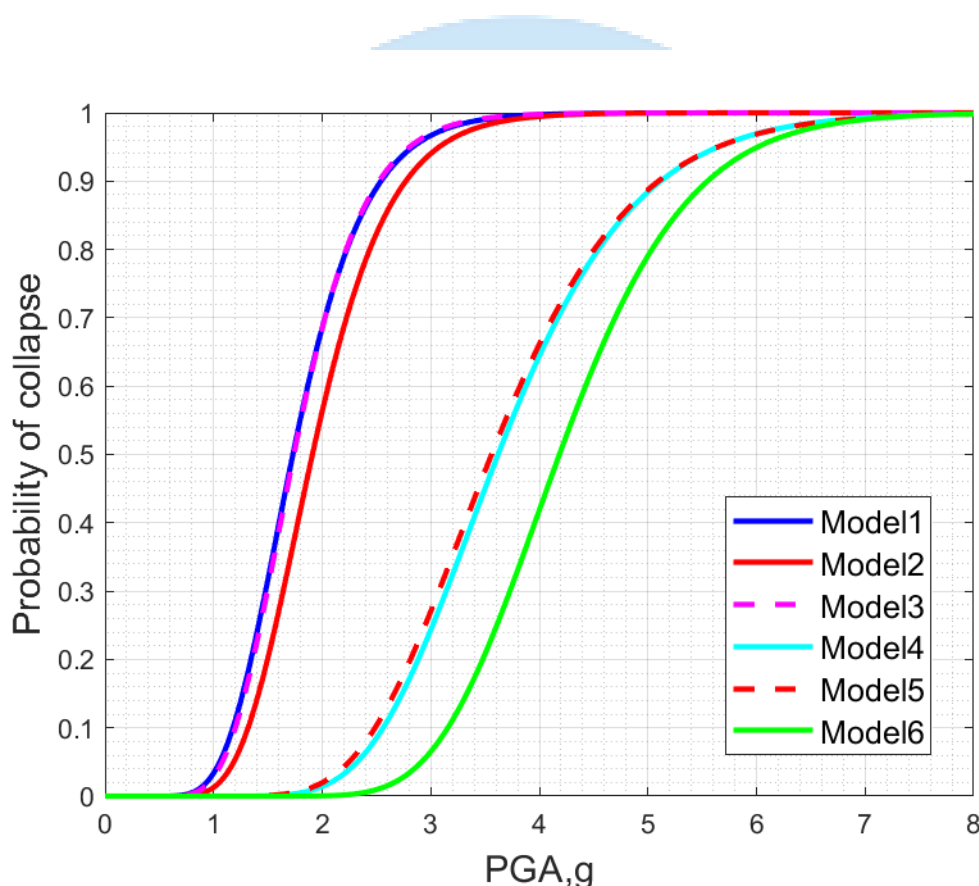
مدل	مقطع قطری	مجموع وزن اعضای سازه ای	شتاب فروریزش (g)	جدول ۴:
۱	W-section	M	۱/۸۸	خلاصه نتایج
۲	W-section	1.12M	۱/۹۶	ظرفیت
۳	W-section	1.18 M	۲	فروریزش مدل
۴	round HSS	1.15M	۳/۸۳	های قطری.
۵	round HSS	1.2M	۳/۹۹	
۶	round HSS	1.29M	۴/۴۶	

با برازش داده‌های حاصل از فروپاشی مدل‌ها با استفاده از تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال که در رابطه (۹) ارائه شده است، احتمال گسیختگی سازه با توجه به شدت زلزله بدست می‌آید.

$$P(c|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta}\right)}{\beta}\right) \quad (9)$$

در رابطه فوق $P(c|IM = x)$ احتمال وقوع فروریزش سازه در زلزله با شتاب $IM = x$ می‌باشد. $\Phi()$ تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال (CDF) می‌باشد. β, θ به ترتیب میانه تابع شکنندگی و انحراف معیار $\ln IM$ می‌باشد.

شکل ۶ منحنی‌های شکنندگی فروریزش مدل‌ها را بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت فروریزش کل (β_{TOT}) که در FEMA P-695 مشخص شده است، نشان می‌دهد. مقایسه مدل‌های ۱ تا ۳ نشان می‌دهد که تغییرات در ظرفیت فروریزش ناچیز است در حالی که مقایسه مدل‌های ۴ تا ۶ تغییرات قابل توجهی در ظرفیت فروریزش را نشان می‌دهد. برای مثال، مقایسه مدل‌های ۱ و ۴ نشان می‌دهد که افزایش وزن سازه به میزان ۱۵ درصد و تغییر نوع مقطع المان قطری از w-section به HSS، ظرفیت فروریزش را تا ۲/۰۳ افزایش می‌دهد، در حالی که این نسبت بین مدل‌های ۱ و ۳ با همان نوع مقطع المان قطری و نسبت وزن ۱/۱۸ برابر با ۱/۰۶ است. ارزیابی مدل‌های ۱ و ۶ نشان می‌دهد که افزایش وزن سازه به میزان ۳۰ درصد و تغییر نوع مقطع المان قطری از w-section به HSS، ظرفیت فروریزش را ۲/۳۷ برابر افزایش می‌دهد. وقتی نوع مقطع المان قطری تغییر می‌یابد شیب منحنی شکنندگی فروریزش که نشان‌دهنده شاخص عدم قطعیت است، تغییر می‌یابد. با تغییر نوع مقطع المان قطری، میانگین شدت فروریزش از ۱.۷۳ g در مدل ۱ به ۴.۱۸ g در مدل ۶ می‌رسد که نشان‌دهنده افزایش قابل توجه میانگین شدت فروریزش است.



شکل ۶: منحنی‌های شکنندگی فروریزش مدل‌ها

۶- محاسبه هزینه چرخه عمر

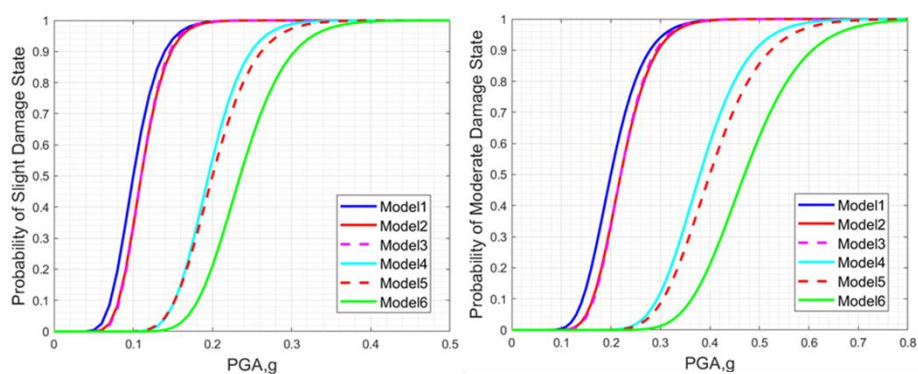
هزینه چرخه عمر مدل‌ها با استفاده از رابطه (۳) محاسبه می‌شود. در بخش اول این رابطه منحنی شکنندگی مدل‌ها با توجه به سطح عملکرد مورد نظر بر اساس شاخص سازه‌ای یا غیرسازه‌ای بدست می‌آید. در این مطالعه شاخص‌های دریافت و شتاب به ترتیب به عنوان

شاخص‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای در نظر گرفته شده است. $\vartheta(IM)$ منحنی خطر زمین لرزه است که نرخ سالیانه زمین لرزه با $IM > im$ را مشخص می‌کند. در این مطالعه IM ، PGA در نظر گرفته شده است. مقدار قدرمطلق مشتق منحنی خطر است. مطالعات نشان می‌دهد که منحنی خطر در لس آنجلس از رابطه (۱۰) بدست می‌آید.

$$\mathcal{G}_{IM}(x) = k_0 IM^{-k} \quad (10)$$

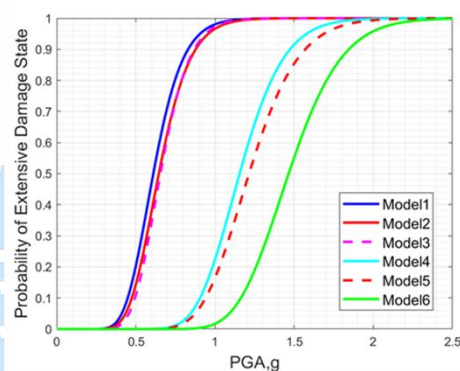
که توان k نشان‌دهنده شیب منحنی خطر است. ضریب k_0 نرخ کلی زمین لرزه را مقیاس می‌کند. مقادیر k و k_0 به ترتیب ۳ و ۰/۰۰۰۱۲ در نظر گرفته می‌شود [۲۸-۳۰].

شکل ۷ و ۸ منحنی شکنندگی مدل‌ها در حالات خسارت مختلف را نشان می‌دهد. جدول ۵ مقدار میانگین شدت لرزه‌ای را برای مدل‌ها در حالت‌های مختلف خسارت نشان می‌دهد. بررسی احتمال فراگذشت از حالات خسارت کم و متوسط در مدل‌های ۱ تا ۶ بر اساس شاخص سازه‌ای نشان می‌دهد که تغییر نوع مقطع قطری از w-section به HSS، عملکرد لرزه‌ای را حدود ۲ برابر افزایش می‌دهد. با این حال، مطالعه مدل‌های ۱ تا ۳ فقط یک تغییر جزئی را نشان می‌دهد. در نتیجه، تأثیر وزن المان قطری بر ظرفیت لرزه‌ای ناچیز است. علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن شاخص غیرسازه‌ای، تغییر نوع مقطع قطری و افزایش وزن اعضای قطری بر عملکرد لرزه‌ای تأثیر ناچیزی دارد. احتمال کل که سازه در عمر خود حالت خسارت t ام را تجربه کند، با توجه به منحنی شکنندگی مدل‌های سازه‌ای محاسبه می‌شود و در نهایت هزینه چرخه عمر با استفاده از فرمول ۱ بدست می‌آید. لازم به توضیح است که در محاسبه هزینه چرخه عمر (LCC) شاخص‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای ارزیابی شده است. نسبت C_0 در حالت سازه‌ای و غیرسازه‌ای بر اساس HAZUS برابر یک است [۲۷]. نسبت C_0 به C_t بر اساس HAZUS تعیین می‌شود که در جدول ۶ ارائه شده است. طول عمر سازه t برابر ۵۰ سال در نظر گرفته می‌شود [۱۲]. جدول ۷ هزینه چرخه عمر محاسبه شده برای هر مدل را نشان می‌دهد. لازم به توضیح است که مقادیر محاسبه شده در جدول بدون در نظر گرفتن قسمت اول رابطه ۱ ارائه شده است. این نتایج نشان می‌دهد که افزایش وزن اعضای قطری در حداقل سازی هزینه چرخه عمر سازه بی‌تأثیر است. ملاحظه هزینه چرخه عمر همه مدل‌ها نشان می‌دهد که تغییر نوع مقطع اعضای قطری، عامل اصلی کاهش هزینه چرخه عمر است. این نتایج نشان می‌دهد که کم‌ترین هزینه با در نظر گرفتن حالات خسارت کم و متوسط مربوط به مدل ۴ است. در طراحی تجویزی بر اساس آیین‌نامه، هدف پایه، دستیابی به سطح عملکرد ایمنی جانی است. مطالعه هزینه چرخه عمر مدل‌ها نشان می‌دهد که طراحی تجویزی نمی‌تواند سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده کند. همچنین این روش برای سیستم‌های قطری ناکافی است.



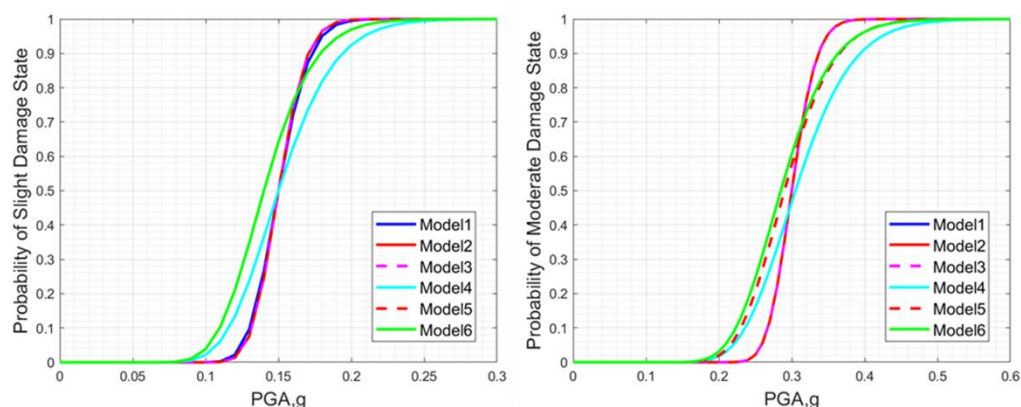
الف) احتمال وقوع خسارت کم

ب) احتمال وقوع خسارت متوسط



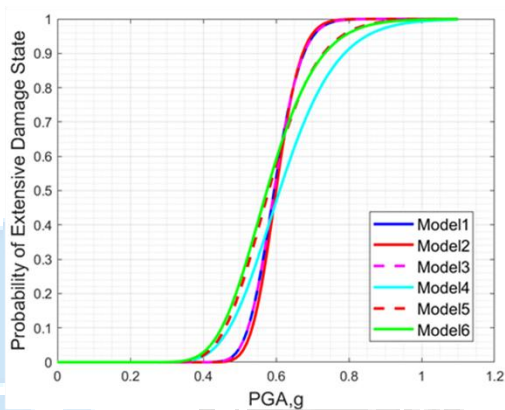
پ) احتمال وقوع خسارت شدید

شکل ۷: منحنی شکنندگی مدل‌ها در حالت خسارت الف) کم ب) متوسط پ) شدید با در نظر گرفتن شاخص سازه‌ای (دریافت)



(الف) احتمال وقوع خسارت کم

(ب) احتمال وقوع خسارت متوسط



(پ) احتمال وقوع خسارت شدید

شکل ۸: منحنی شکنندگی مدل‌ها در حالت خسارت الف) کم (ب) متوسط (پ) شدید با در نظر گرفتن شاخص غیرسازه‌ای (شتاب)

جدول ۵: مقدار متوسط IM برای مدل‌ها در حالات خسارت مختلف.

مقدار متوسط IM (g)

مدل	شاخص دریفت			شاخص شتاب		
	حالت خسارت					
	کم	متوسط	شدید	کم	متوسط	شدید
۱	۰/۱	۰/۲	۰/۶۳	۰/۱۴	۰/۲۸	۰/۵۷
۲	۰/۱۱	۰/۲۲	۰/۶۸	۰/۱۴۸	۰/۲۹	۰/۵۹
۳	۰/۱۱	۰/۲۲	۰/۶۸	۰/۱۴۶	۰/۲۹۵	۰/۵۹۵
۴	۰/۲	۰/۴	۱/۲۲	۰/۱۵	۰/۳	۰/۶

۵	۰/۲۱	۰/۴۲۸	۱/۳۱۹	۰/۱۴۳	۰/۲۹۱	۰/۵۸۷
	حالت خسارت	کم	متوسط	شدید		
	نسبت هزینه تعمیر سازه ای (C_0 ، %)	۰/۴	۱/۹	۹/۶		
	نسبت هزینه تعمیر غیر سازه ای (C_0 ، %)	۰/۹	۴/۸	۱۴/۴		

	مدل	۱	۲	۳	۴	۵	۶
هزینه چرخه عمر (C_0 ، %)	$E[C_{LC}(t)]$ کم	۳/۷	۳	۲/۹	۱/۷۱	۱/۹۶	۱/۸۹
	$E[C_{LC}(t)]$ متوسط	۱/۶	۱/۳۸	۱/۳۶	۰/۷۹	۰/۸۷	۰/۸۷
		۶	۰/۲۳۵	۰/۴۸	۱/۴۷۴	۰/۱۳۸	۰/۲۸۳

جدول ۶: نسبت هزینه تعمیر به هزینه اولیه براساس HAZUS

جدول ۷: محاسبه هزینه چرخه عمر در حالات خسارت مختلف برای همه مدل‌ها

۷- نتیجه گیری

این مطالعه به بررسی عملکرد لرزه‌ای و هزینه چرخه عمر سازه‌های قطری پرداخته است. مدل‌های ۱۰ طبقه با سیستم قطری مطابق با استاندارد AISC 2016 طراحی شدند و در تحلیل‌های دینامیکی، رفتار کمانش غیرالاستیک اعضای قطری نیز در نظر گرفته شد. با

تحلیل رفتار دینامیکی و ارزیابی اقتصادی، تأثیر تغییر مقاطع و وزن اعضای قطری بر عملکرد لرزه‌ای و هزینه چرخه عمر این سیستم‌ها بررسی شده است. یافته‌های پژوهش، نتایج مهمی درباره بهبود طراحی لرزه‌ای و کاهش هزینه‌های کلی ساختمان‌ها ارائه می‌دهند. با بررسی‌های انجام شده در این مطالعه نتایج زیر بدست می‌آید:

۱- تغییر نوع مقاطع قطری از W-section به HSS تأثیر قابل توجهی بر افزایش ظرفیت فروریزش دارد. ظرفیت فروریزش در مدل‌های با مقاطع HSS و افزایش وزن سازه به طور متوسط تا ۲.۳۷ برابر نسبت به مدل‌های مشابه با مقاطع W-section افزایش یافته است.

۲- با تغییر نوع مقاطع قطری از W-section به HSS، عملکرد لرزه‌ای براساس شاخص سازه‌ای حدود ۲ برابر بهبود یافته است. این تغییرات در شاخص غیرسازه‌ای تأثیر کمی بر عملکرد لرزه‌ای داشته است.

۳- تغییر نوع مقاطع قطری به HSS عامل اصلی کاهش هزینه چرخه عمر است. مدل ۴ با مقطع HSS و وزن 1.15M کمترین هزینه چرخه عمر را با حفظ سطح عملکرد لرزه‌ای مناسب ارائه داده است.

۴- این مطالعه نشان می‌دهد که تغییر مقاطع قطری به HSS عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را بهبود می‌بخشد و هزینه چرخه عمر را کاهش می‌دهد. مهندسان می‌توانند از این نتایج برای انتخاب مقاطع بهینه در سیستم‌های سازه‌ای مشابه استفاده کنند و طراحی‌هایی با مقاومت بالاتر و هزینه کمتر ارائه دهند.

۵- نتایج تحقیق اهمیت تحلیل هزینه چرخه عمر را در طراحی لرزه‌ای برجسته می‌کند. سرمایه‌گذاران و مدیران پروژه می‌توانند از این روش برای پیش‌بینی هزینه‌های بلندمدت پروژه و انتخاب طرح‌هایی با هزینه کمتر و بهره‌وری بالاتر استفاده کنند. با توجه به یافته‌های این پژوهش، می‌توان از مقاطع HSS برای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند در مناطق زلزله‌خیز استفاده کرد. این کاربرد به ویژه در پروژه‌های زیربنایی مانند بیمارستان‌ها، برج‌های مسکونی و ساختمان‌های اداری حیاتی است.

۶- نتایج پژوهش ناکارآمدی طراحی مبتنی بر ضوابط تجویزی آیین‌نامه‌ای برای دستیابی به سطح عملکرد مطلوب را نشان می‌دهد. این امر می‌تواند به بازنگری و بهبود استانداردهای طراحی سازه‌های قطری و سایر سیستم‌های لرزه‌ای منجر شود.

۷- با افزایش ظرفیت فروریزش و عملکرد لرزه‌ای، استفاده از نتایج این پژوهش می‌تواند به کاهش ریسک خرابی و خسارات جانی و مالی در زلزله‌های شدید کمک کند.

۸- با توجه به تحلیل‌های اقتصادی و عملکردی، سرمایه‌گذاران می‌توانند گزینه‌های بهینه را برای ساخت یا مقاوم‌سازی ساختمان‌ها انتخاب کنند. این اطلاعات به کاهش هزینه‌های طولانی‌مدت و افزایش سودآوری پروژه‌ها کمک می‌کند. یافته‌های این پژوهش می‌تواند در توسعه طراحی‌های پایدارتر و کاهش مصرف منابع در سیستم‌های سازه‌ای فولادی مؤثر باشد. این موضوع برای پروژه‌های دوستدار محیط زیست و مدیریت بهینه منابع اهمیت دارد.

مراجع

- [1] Zhang, B., Li, H., & Ke, K. (2023). New Advances in High-Performance Steel and Composite Structures under Extreme Loads. *Materials Journal*, MDPI.
- [2] Hu, F., Li, H. (2024). Advances in Steel Structures: Testing, Modelling and Design. *Buildings Special Issue*, MDPI.
- [3] Li, J., Wang, X., & Zhang, Y. (2023). Recent Advances in Performance-Based Seismic Design. *Journal of Structural Engineering*, 149(6), 04023100.
- [4] Wang, Z., & Adli, M. (2023). Displacement-based Design in Performance-Based Seismic Design. *Seismic Design Review*, 21(1), 102-115.

- [5] Dong, H., Zhang, Y., & Li, S. (2024). Hybrid Approaches in Performance-Based Seismic Design. *Engineering Structures*, 281, 114-128.
- [6] Gerin, P., & Zhai, X. (2023). Implementation of Performance-Based Seismic Design in Bridge Infrastructure in Seismic Zones. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 50(4), 578-589.
- [7] Rafi, M., & Adli, M. (2023). Performance Objectives in Seismic Design: Life Safety and Beyond. *Journal of Earthquake Engineering*, 30(3), 456-469.
- [8] Noureldin, M., & Kim, J. (2023). Simplified Life Cycle Cost Estimation of Low-Rise Steel Buildings Using Fundamental Period. *Sustainability*, 15(3), 2706.
- [9] Vázquez-Lopez, M., et al. (2024). Life cycle cost analysis of multi-hazard resistant buildings. *Journal of Structural Engineering*, 150(4), 0602304.
- [10] Mahmoud, M., & Cheng, L. (2023). Probabilistic framework for life cycle cost evaluation of structural designs. *Engineering Structures*, 278, 114128.
- [11] Cutfield, J., et al. (2023). Life Cycle Cost Analysis of Base-Isolated Steel Braced Frames. *Structural Safety*, 97, 101342.
- [12] Plevris, V. and Mitropoulou, M. and Lagaros, N. (2012). *Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications*, 1-22.
- [13] Baker, W. and Besjak, C. and Sarkisian, M. and Lee, P. and Doo, C. (2010). Proposed methodology to determine seismic performance factors for steel diagrid framed systems. *CTBUH technical paper, Council of Tall Buildings and Urban Habitat*, Chicago, Illinois.
- [14] Asadi, E. and Adeli, H. (2018). Nonlinear Behavior and Design of Mid-To-Highrise Diagrid Structures in Seismic Regions. *Engineering Journal*, 55, 161-180.
- [15] Kim, J. and Lee, Y. (2012). Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(10), 736-749.
- [16] Boake, T. (2014). *Diagrid Structures: Systems, Connections and Details*, Basel, 77-93.
- [17] Mele, E. and Toreno, M. and Brandonisio, G. and Luca, A. (2014). Diagrid structures for tall buildings: case studies and design considerations. *Struct Design Tall Spec Build*, 23(2), 124-145.
- [18] Asadi, E. and Adeli, H. (2018). Seismic performance factors for low- to mid-rise steel diagrid structural systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(15), e1505.
- [19] American Institute of Steel Construction, (2016). *ANSI/AISC360-16, Specification for structural steel buildings*, Chicago.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center, (2017). *OpenSees, Open system for earthquake engineering simulation.*, Berkeley, California. Available at: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [21] Menegotto, M. and Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. In: *IABSE symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads*. Zurich.
- [22] Uriz, P. and Filippou, F. and Mahin, S. (2008). Model for cyclic inelastic buckling of steel braces. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 619-628.
- [23] Rofooei, F. and Seyedkazemi, A. (2020). Evaluation of the seismic performance factors for steel diagrid structural systems using FEMA P-695 and ATC-19 procedures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(7), 4873-4910.
- [24] Federal Emergency Management Agency, (2009). *FEMAP-695, Quantification of building seismic performance factors. ATC-63 report*, Washington, D.C.

- [25] Vamvatsikos, D. and Cornell, CA. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- [26] Hsiao, P.C. (2012). *Seismic Performance Evaluation of Concentrically Braced Frames*. Ph.D. University of Washington, Seattle, WA.
- [27] Department Security, U. S., and Federal Emergency Agency. (2020). *HAZUS, Estimated Earthquake Losses for the United States*.
- [28] Yun, S. and Hamburger, R. and Cornell, C. and Foutch, D. (2002). Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 128(4), 534–545.
- [29] Petersen, M. and Frankel, A. and Harmsen, S. and Mueller, C. and Haller, K. and Wheeler, R. and Wesson, R. and Zeng, Y. and Boyd, O. and Perkins, D. and Luco, N. and Field, E. and Wills, C. and Rukstales, K. (2008). *Documentation for the 2008 update of the United States national seismic hazard maps. Open-File Report 2008-1128*. US Geological Survey.
- [30] Baker, J. (2015). Efficient Analytical Fragility Function Fitting Using Dynamic Structural Analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599.







