

Evaluation of seismic resilience of high-rise structures by considering the life cycle

Iman Rafsanjani Asl¹, Abbas Ghasemi^{2*}, Shaghayegh Nazari³

1- MSc., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

3- MSc., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

ABSTRACT

With the increase of population in the main cities in the country and the limited space of the cities, the need for high-rise safe structures is felt more and more. Also, most of these cities, like Tehran, are located in seismic zones with high risk, so as a result, seismic criteria must be satisfied in their design. This research, while evaluating the seismic performance of high-rise structures in the diagonal system under nonlinear time history analysis by drawing failure curves in terms of relative displacement in three levels, it is necessary to use this structural system due to the effect of reducing the relative displacement to about fifty percent. We are from damper. In order to achieve the appropriate geometry in the diagonal frame, additional load analysis was applied to the frames and the result shows the impact of the design's plasticity on the amount of deformation, which will not always have a direct relationship with the angle of the diagonal element and stiffness. At the same time, by considering two elements of stability in terms of base shear and agility in terms of days, it evaluates the resilience of this system for high-rise structures. While defining the functional limits, damage through the formation of plastic joints in the elements It is considered and the time and cost required to restore the system performance to the initial state through the replacement or repair of the member is estimated. All analyzes and designs have been done in finite element software for two cases of frames with viscous dampers and without these dampers for two height levels of 168 and 248 meters. Finally, a method for constructing artificial acceleration maps to consider the effect of aftershocks on damaged structures after the main earthquake is presented

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 August 2024

Revise Date: 21 October 2024

Accept Date: 07 November 2024

Keywords:

Seismic resilience
high-rise diagrid structure
nonlinear time history analysis
pushover analysis
viscous damper
life cycle

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.468859.3470](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.468859.3470)

*Corresponding author: Abbas Ghasemi
Email address: abb.ghasemi@iauctb.ac.ir

ارزیابی تاب‌آوری لرزه‌های سازه‌های بلندمرتبه دیاگرید بهینه همراه با میراگر لزج با محاسبه چرخه عمر

ایمان رفسنجانی اصل^۱، عباس قاسمی^{۲*}، شقایق نظری^۳

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۳- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

چکیده

با افزایش جمعیت در شهرهای اصلی کشور و محدود بودن حریم شهرها، بیش‌ازپیش نیاز به سازه‌های بلندمرتبه ایمن احساس می‌شود. اکثر شهرهای پرجمعیت مانند تهران در پهنه‌های لرزه‌ای با خطرپذیری بسیار زیاد قرار گرفته‌اند در نتیجه ملزم به کنترل ضوابط لرزه‌ای در طراحی و ساخت سازه‌های این مناطق هستیم. در این تحقیق برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای برای سازه‌های بلندمرتبه قطری از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای رسم منحنی‌های شکست برحسب تغییر مکان نسبی در سه سطح عملکردی استفاده شده است. نتیجه می‌شود در سازه بلندمرتبه قطری با عملکرد مناسب ملزم به استفاده از المان‌های جذب انرژی همچون میراگرها هستیم که منجر به کاهش تغییر مکان نسبی تا حدود پنجاه درصد می‌شوند. در این تحقیق برای دستیابی به هندسه مناسب در قاب قطری، تحلیل بار افزون بر روی قاب‌ها اعمال شده است و نتیجه، اثرگذاری شکل‌پذیری بر روی میزان تغییر شکل قاب‌ها را نشان می‌دهد که همیشه با زاویه المان‌های قطری و سختی رابطه مستقیم نخواهد داشت. در ضمن با در نظر گرفتن دو المان استواری بر حسب برش پایه و چابکی بر حسب روز به ارزیابی میزان تاب‌آور بودن این سیستم برای سازه‌های بلندمرتبه پرداخته شده است. ضمن تعریف حدود عملکردی، خسارت از طریق تشکیل مفصل پلاستیک در المان‌ها در نظر گرفته می‌شود و مدت‌زمان و هزینه موردنیاز برای بازگرداندن عملکرد سیستم به حالت اولیه از طریق تعویض یا ترمیم عضو برآورد شده است. تمامی تحلیل‌ها و طراحی‌ها در نرم‌افزار اجزا محدود برای دو حالت قاب‌های همراه با میراگر لزج و بدون این میراگرها برای دو تراز ارتفاعی ۱۶۸ و ۲۴۸ متر صورت گرفته است. در نهایت به ارائه روشی برای ساخت شتاب‌نگاشت مصنوعی برای در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه روی سازه‌های آسیب‌دیده بعد از زلزله اصلی ارائه می‌شود.

کلمات کلیدی: تاب‌آوری لرزه‌ای، سازه بلندمرتبه، دیاگرید، تحلیل بار افزون، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، میراگر لزج، محاسبه چرخه عمر.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2024.468859.3470	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.468859.3470	۱۴۰۴/۰۳/۳۱	۱۴۰۳/۰۸/۱۷	۱۴۰۳/۰۸/۱۷	۱۴۰۳/۰۷/۳۰	۱۴۰۳/۰۵/۱۷
عباس قاسمی abb.ghasemi@iauctb.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

مفهوم عمومی مقررات ساختمانی این است که حداقل الزامات مورد نیاز برای حفاظت از جان مردم را فراهم کند. اما انتظارات عملکردی در اصول طراحی لرزه‌ای به طور مداوم با تغییرات در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای ساختمانی مدرن، به‌ویژه در دهه گذشته، تغییر کرده است. ابتدایی‌ترین نیازهای طراحی لرزه‌ای به‌عنوان قوانین تعیین‌کننده برای جلوگیری از فروریزش ناگهانی و آسیب‌های تهدیدکننده جانی شکل گرفت. قوانین برای کاهش یا از بین بردن آسیب‌های شناخته‌شده یا احتمالی مقرر شدند و در صورت نیاز بر اساس مشاهدات عملکرد ساختمان در زلزله‌های بعدی، به‌روز شدند. نیازهای طراحی اخیر شامل معیارهای تعیین‌کننده برای انتخاب جزئیات المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌شود. اگرچه بسیاری از این معیارها باهدف ارائه سطحی از عملکرد لرزه‌ای توسعه یافتند، اغلب عملکرد موردنظر به‌طور کلی و به‌صورت کیفی بیان شده است. توانایی واقعی طراحی‌های مطابق با مقررات برای ارائه سطح موردنظر عملکرد ناشناخته است. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ابزاری برای اندازه‌گیری پیامدهای مرتبط پاسخ ساختمان به زمین‌لرزه است که با پارامترهای مشخصی می‌توان عملکرد سازه را ارزیابی و خسارت‌های مربوطه به سازه را در مواجهه با زمین‌لرزه به‌صورت احتمالاتی بیان کرد. سطح آسیبی که یک ساختمان در یک زلزله تجربه می‌کند و پیامدهای زلزله مورد بحث همانند تلفات، هزینه‌های تعمیر، زمان مورد نیاز برای تعمیر به خصوصیات زلزله همچون شدت، فاصله، سرعت زمین‌لرزه و پاسخ سازه به زلزله مورد بحث بستگی دارد. عواملی همچون زمان زمین‌لرزه، کاربری سازه، تعداد افراد حاضر در ساختمان در زمان زمین‌لرزه و اجزاء غیرسازه‌ای موجود از دیگر عوامل تأثیرگذار در تلفات و خسارت‌های وارده هستند. نتیجه تجمعی از این عدم قطعیت‌ها و عوامل دارای عدم قطعیت دیگر امکان ارزیابی دقیق عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان یا سازمان را حاصل می‌شود و این عملکرد با تلفات، هزینه‌های تعمیر، زمان تعمیر یا عوامل دیگر اندازه‌گیری می‌شود [۱،۲]. بقیایی و همکاران چند سیستم سازه‌ای فولاد همراه با مهاربند با چینش‌های متفاوت را طبق FEMA-365 مدل سازی کردند و بر روی مدل‌ها تحلیل غیرخطی IDA انجام دادند و با به‌دست آوردن منحنی‌های شکنندگی بر اساس بیشینه دریافت برای تعیین حالت حدی بعضی از خسارات را محاسبه و پیش‌بینی کردند همچنین مؤلفه استحکام در تاب‌آوری را بعد از زلزله حاسبه کردند و افت کمی عملکرد سازه را بر اساس این معیار به دست آوردند [۳]. مهیار روشنی و همکاران آنالیزی برای تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌ها شبکه قطری بلندمرتبه با پیکربندی پیرامونی مختلف بر اساس معیار شاخص نیرومندی مشخص کردند در این آزمایش تحت تحلیل IDA که بر اساس طیف SRSS زلزله با شتاب و میرایی ۵ درصد اثرات پیش‌رونده پس‌رونده و خنثی تعیین شد؛ همچنین پالس‌های سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل بررسی شده و نتیجه تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی در سازه قطری با زاویه‌های ۴۹ و ۶۷ و ۷۴ درجه در سه سازه ۲۴ طبقه در منحنی‌های شکنندگی سازه مقایسه و ارزیابی شده و نهایتاً بیشینه جابجایی نسبی طبقه‌ای در مقیاس $0.2g$ ارزیابی گردید. بر اساس نتایج مذکور معیاری برای شاخص نیرومندی ارائه شد [۴]. سهیل محمدیان و همکاران بر روی تحلیل هزینه دوره عمر سازه‌های فولادی با در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای تحقیق کردند که طبق آیین‌نامه FEMA-p58 هزینه چرخه عمر تحت سناریوهای مختلف محاسبه گردید [۵]. در خصوص کارایی سیستم قطری، و اثر P-DELTA بر روی این سازه‌ها صادقی و همکاران در تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) به این مهم دست‌یافتند که سیستم مذکور در برابر نامنظمی‌های هندسی و در برابر پیچش مقاومت خوبی از خود نشان خواهد داد [۶]. ژانگ و همکاران اثر زاویه بهینه را در پیکربندی سیستم سازه‌ای دیاگرید دارای اثر نامنظمی در ارتفاع تحلیل کردند و نتیجه‌گیری نمودند که استفاده از الگوهایی که کمترین حد تقارن را دارند سبب افزایش کارایی این سیستم‌ها خواهند شد [۷]. لی و همکاران با استفاده از الگوریتم‌های ژنتیک و تحلیل‌های پارامتریک، به بهینه‌سازی هندسه سیستم‌های دیاگرید پرداخته و نتایج مبین تأثیر انتخاب هندسه مناسب بر بهبود قابل توجه عملکرد لرزه‌ای و کاهش هزینه‌های ساخت می‌باشد [۸]. مرادی و عبدالمهدی به ارزیابی استهلاک انرژی سازه‌ها در قیاس با جابجایی نسبی طبقه‌ای پرداختند و مشاهده کردند که ارزیابی انرژی زلزله در تحلیل IDA، پاسخ قابل‌اعتمادتر و دقیق‌تری برای ارزیابی سازه‌های قطری ارائه می‌دهد [۹]. برنو چیمیلارو راینهورن و فومو تاب‌آوری را به چهار مؤلفه‌ی استحکام یا نیرومندی، افزونگی، سرعت و توانمندسازی تقسیم‌بندی نمودند. در مطالعه مذکور پارامتر استحکام مهم‌ترین مؤلفه‌ی موجود قلمداد گردید و رفتار لرزه‌ای سازه تحت تحریکات مختلف زلزله و افت و تنزل رفتار سازه بر مبنای مؤلفه‌ی مذکور قابل بیان خواهد بود [۱۰]. ایگان و همکاران روش‌های جدیدی برای ارزیابی و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با تمرکز بر چرخه عمر سازه‌ها پیشنهاد نمودند که شامل استفاده از مدل‌های پیشرفته محاسباتی و آزمایش‌های دینامیکی

است [۱۱]. زندی و معصومی در مطالعه‌ای بر روی تاب‌آوری سازه‌های بلندمرتبه، به بررسی اثرات زلزله‌های مختلف و تحلیل‌های احتمالی پرداخته و نشان داده‌اند که استفاده از میراگرهای ویسکوز می‌تواند عملکرد لرزه‌ای را بهبود ببخشد [۱۲]. تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌ها، به‌ویژه سازه‌های بلندمرتبه، یکی از مهم‌ترین و به‌روزترین مباحث مهندسی زلزله و سازه است. بهبود عملکرد این سازه‌ها در برابر زلزله از طریق تکنیک‌های مختلف مقاوم‌سازی مانند استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی نظیر میراگرهای ویسکوز در سیستم‌های دیاگرید می‌تواند موجب افزایش ایمنی و کاهش خسارات مالی و جانی شود. در این مطالعه سعی می‌شود عملکرد لرزه‌ای بر اساس تغییر مکان نسبی مورد ارزیابی قرار گیرد و حداکثر تغییر مکان سیستم قطری در سازه‌های بلندمرتبه با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی بررسی گردد. همچنین میزان بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای میراگرهای ویسکوز در مقایسه با سازه‌های فاقد میراگر مورد بررسی قرار خواهد گرفت و نهایتاً به محاسبه چرخه عمر سازه‌های یاد شده پرداخته خواهد شد.

۲- ارزیابی بر اساس عملکرد

عملکرد سازه‌ها را می‌توان بر اساس زلزله در سطوح و دامنه‌های مشخص و مختلفی از مقاومت، تغییر شکل و ظرفیت لرزه‌ای دسته‌بندی کرد. بیشتر خسارات و تلفات به‌عنوان نتیجه فروریزش جزئی بخشی از المان‌های سازه‌ای یا غیرسازه‌ای و یا کل ساختمان حاصل می‌شود. برای ارزیابی تلفات ممکن، ضروری است که احتمال وقوع فروریزش ساختمان به‌عنوان یک تابع از شدت حرکت زمین به همراه انواع مختلف فروریختگی ساختمان که ممکن است رخ دهد، تعریف شود. تحلیل دینامیکی افزایشی^۱ شامل تعداد زیادی تجزیه و تحلیل تاریخ پاسخ غیرخطی است که با استفاده از شتاب‌نگاشت‌هایی که به تدریج شدت زلزله آنها افزایش می‌یابد، انجام می‌شود تا وقوع فروریزش را نشان دهد و باید در نظر داشت که با اطمینان نوع و میزان آسیبی که یک المان تجربه خواهد کرد، قابل تشخیص نیست. منحنی‌های شکنندگی سازه توزیع‌های آماری لگ‌نرمال هستند که با توجه به شدت مشخصی از زلزله، آسیب احتمالاتی را نشان می‌دهند. برای هر حالت آسیب متوالی، و برای هر گروه از حالت‌های آسیب متقابل یا هم‌زمان، یک تابع شکنندگی منحصر به فرد مورد نیاز است [۱۳].

برای ارزیابی بر اساس شدت زلزله، هر طیف طراحی می‌تواند به‌عنوان طیف هدف استفاده شود. شکل طیف باید با ویژگی‌های زمین‌شناسی سایت سازگار باشد. برای ارزیابی در تحلیل تاریخچه زمانی، طیف هدف باید مستقیماً از یک معادله پیش‌بینی حرکت زمین ساختگاه مناسب به دست آید. بازه‌های خطر زلزله از منحنی خطر زلزله برای سایت انتخاب می‌شوند. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌تواند برای ارزیابی عملکرد هر سازه در هر شدت لرزه زمین استفاده شود. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای تولید مجموعه‌هایی از نسبت تقاضا به ظرفیت سازه استفاده می‌شود، مانند نسبت‌های تغییر مکان نسبی، شتاب‌های طبقه و سرعت‌های طبقه که پیش‌بینی‌کننده عملکرد هستند. این مجموعه‌ها برای توسعه آماری از جمله مقادیر میانه و پراکندگی برای هر پارامتر مورد نیاز و برای استخراج ارتباطات بین عملکردهای مختلف در سازه استفاده می‌شوند [۱].

۳- تاب‌آوری

تاب‌آوری به توانایی سازه در حفظ عملکرد آن و بازگشت به خدمت‌دهی در روپارویی در برابر خطرهایی که در چرخه عمر سازه رخ می‌دهد گفته می‌شود. این تحقیق نیز مبتنی بر تحلیل شکل به‌صورت کلی شامل زیر ساخت‌ها و سرعت بازیابی آنها مورد بحث قرار می‌گیرد [۲]. دستورالعمل FEMA-P58 در خصوص امکان هم‌زمانی یا عدم هم‌زمانی و ترتیب عملیات بازسازی و مقاوم‌سازی مسکوت مانده است و صرفاً زمان بازسازی کل سازه را در دو حالت یعنی زمان بازسازی موازی که در این حالت بازسازی در تمام طبقات به طور هم‌زمان فرض می‌شود و در حالت دوم زمان بازسازی به‌صورت سری در نظر گرفته شده که بازسازی در تمامی دسته‌ها و در یک طبقه به‌صورت سری بدون امکان هم‌زمانی محاسبه می‌شود در نتیجه مسیر بازسازی ساختمان، در طول روند بازسازی مورد توجه نمی‌باشد و عموماً یک تابع فرضی برای مسیر بازسازی سیستم در نظر گرفته شود [۱۴]. روشنی و همکاران به بررسی عملکرد و محاسبه میزان استحکام و مقاومت سازه‌های لوله‌ای قطری بلندمرتبه با پیکربندی‌های مختلف پرداخته است. در این مقاله، تاب‌آوری به عنوان یک معیار مناسب برای ارزیابی

¹ Incremental dynamic analysis (IDA)

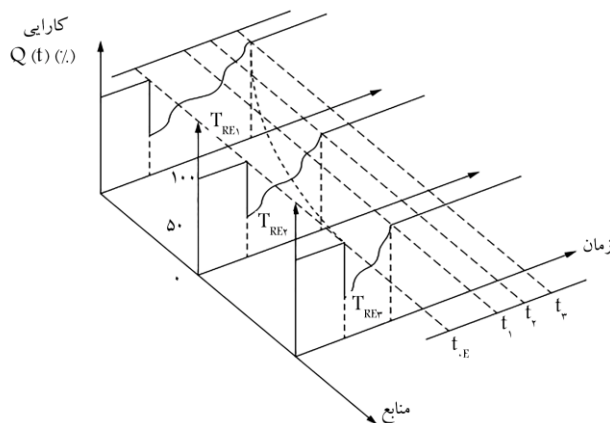
توانایی یک سیستم سازه‌ای در کاهش احتمال آسیب در اثر رویدادهای مختلف مورد بحث قرار گرفته است. به طور خاص، مقاومت لرزه‌ای سازه‌های دیگرید تا به امروز مورد توجه قرار گرفته و این مقاله به بررسی و ارزیابی این موضوع می‌پردازد که چگونه پیکربندی‌های مختلف این نوع سازه‌ها بر استحکام کلی آنها تاثیر می‌گذارد [۱۵].

لازم به ذکر است که پارامتر مؤثر و مهم دیگری که در تاب‌آوری سازه‌ها مطرح است کاهش آثار اقتصادی بعد از وقوع یک رویداد است. در چهارچوب طراحی بر اساس عملکرد در مهندسی زلزله تخمین خسارت‌های سازه‌های آسیب‌دیده جایگاه پر اهمیتی دارد و می‌توان آن را توسط نتایج استخراج شده از تحلیل لرزه‌ای و احتمالاتی به دست آورد که بر مبنای FEMA p58 استوار است. رابطه مستقیمی بین خسارت‌های لرزه‌ای و حالت‌های حدی در یافت پسماند وجود دارد. حالت‌های حدی در یافت پسماند به صورت نسبت در یافت پسماند در سازه با مقادیر معمول ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد تعریف می‌شود. حد ۰/۲ درصد دلالت بر خسارت ناچیز یا جزعی در ساختار دارد و نیاز به برخی اقدامات برای تعمیر المان‌های غیرسازه‌ای وجود دارد. حد ۰/۵ درصد نیاز به تعمیر جزئی مجدد سیستم سازه دارد به این مفهوم که خسارت بسیار ناچیز همانند ترک‌های مویی بر روی المان‌های بتنی مسلح به چشم می‌خورد. حد ۱ درصد نیاز به تعمیر در سطح گسترده‌تر و بعضی مواقع نیاز به تخریب و تعویض المان‌ها به جای تعمیر دارد. حد ۲ درصد ساختمان در آستانه فروریزش است [۱۶، ۱۷، ۱۸].

چهار ویژگی اصلی تاب‌آوری استواری، دسترسی به منابع، افزونگی و چابکی است که استواری توانایی المان برای جلوگیری از فروریزش نامناسب تحت خسارت و آسیب اولیه است و در واقع استواری ظرفیت باقی‌مانده سیستم پس از وقوع خطر است. ظرفیت شناسایی خسارت‌ها و استقرار اولویت‌ها و منابع در شرایطی که باعث صدمه‌زدن به برخی از اجزا سیستم می‌شود مفهوم دسترسی به منابع اولیه است. افزایش منابع ارتباط مستقیم با افزایش چابکی دارد و کاهش زمان بازیابی به سطح عملکرد اولیه را در بر خواهد داشت. مطابق شکل (۱) چابکی توانایی سیستم برای شناسایی اولویت‌ها و رسیدن به اهداف در زمان مناسب است که خسارت‌های وارده کم‌تر و بازگشت سریع‌تر کارایی سازه را در بر خواهد داشت. افزونگی مفهومی است در مهندسی زلزله که سازه یک مسیر جایگزین برای انتقال بارهای جانبی خواهد داشت و منجر به تحمل بارهای اضافی در هنگام شکست می‌شود. برای اندازه‌گیری استواری به صورت کمی از ضریب R به‌عنوان تعبیری از آسیب و کاهش عملکرد بعد از رویداد است به این معنی که هر چه R بیشتر باشد آسیب وارده کم‌تر می‌شود (رابطه ۱). برای اندازه‌گیری کمی تاب‌آوری از انتگرال‌گیری برای به‌دست‌آوردن سطح زیر منحنی تاب‌آوری استفاده شده است. طبق رابطه (۲) $Q(t)$ عملکرد سازه و t_0 زمان اولیه و t_1 عملکرد بعد از بهبود می‌باشد [۳].

$$R = \frac{1}{1+S} \quad (1)$$

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_1} [Q(t)] dt}{100(t_0 - t_1)} \quad (2)$$



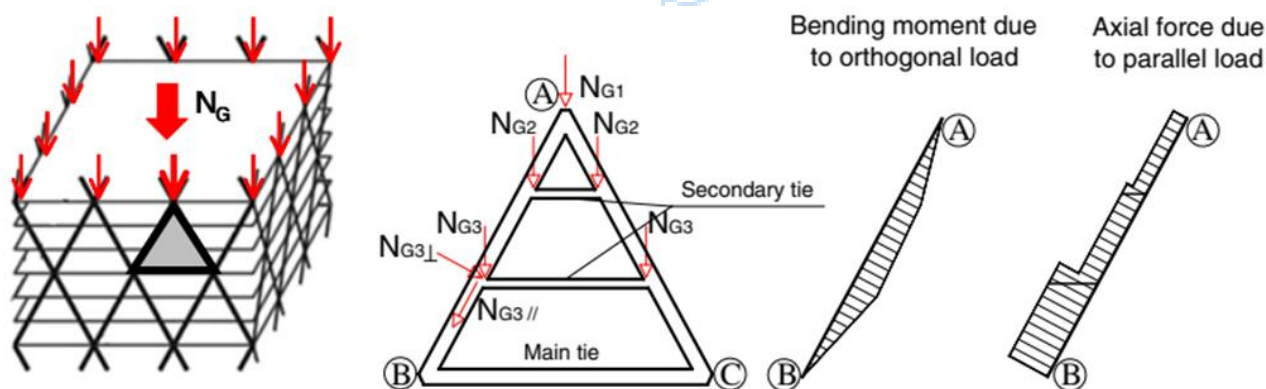
شکل (۱): نمودار تاب‌آوری با نمایش منابع و کارایی

۴- سیستم سازه‌های قطری

بعضی از مسائل برنامه‌ریزی در انتخاب سیستم سازه مناسب شامل تأثیر سازه بر فضاهای داخلی و نحوه استفاده از سیستم سازه به منظور مزایای یا هدف معماری هستند. دیاگرید^۲ معمولاً برای توصیف ساختار شبکه قطری استفاده می‌شوند. این سیستم از اعضای قطری تشکیل شده است که معمولاً از فولاد ساخته شده‌اند و در نقاط مفصلی به هم متصل می‌شوند. بهارات^۳ و همکاران در خصوص عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با المان‌های قطری که دارای پلان نامنظم هستند تحقیق کردند و دریافتند این المان‌ها عملکرد مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای دارد و در سازه‌های نامنظم در پلان نیز می‌تواند به‌خوبی عمل کند [۱۸]. سعادتی در تحقیقات خود به این مهم دست یافتند که سیستم قطری فولادی به دلیل مقاومت بالای خود در برابر بارهای جانبی، عملکرد قابل قبولی در مواجهه با زلزله‌های نزدیک گسل دارد. با این حال، الگوهای مختلف دیاگرید و نوع بارگذاری می‌تواند بر عملکرد کلی سازه تأثیر بگذارد و نیاز به بررسی بیشتر برای بهینه‌سازی طراحی دارد [۱۹]. شبکه قطری، اگرچه اغلب به‌عنوان ویژگی بصری اصلی در طراحی ساختمان‌های دیاگرید ارائه می‌شود، به‌تنهایی پایدار نیست. این سیستم به شبکه مثلثی کافی نیاز دارد تا ساختار پایدار ایجاد شود. دیاگریدها یا شبکه‌های قطری یک استراتژی طراحی سازه برای ساختمان‌سازی هستند که مقاومت به بارهای گرانشی و جانبی را به یک سیستم مثلثی از اعضا ترکیب می‌کنند که نیاز به ستون‌های عمودی را از بین می‌برد. این سیستم معمولاً در لبه خارجی ساختمان قرار داده می‌شود. معمولاً مثلث‌بندی در جاهایی انجام می‌شود که تیرهای لبه کف به شبکه وصل می‌شوند [۲۰].

در شکل (۲) اثر نیروی ثقلی که به‌صورت نیروی محوری یا لنگر خمشی بر روی مثلث قطری اثر می‌گذارد ترسیم شده است. توزیع نیروی ثقلی به نسبت معکوس $\cos(90 - \theta)$ زاویه هر المان دیاگرید در حالی که برش با معکوس $\sin(90 - \theta)$ رابطه دارد. در شکل (۳) نحوه توزیع بار ثقلی در هر مثلث دیاگرید و اثر لنگر واژگونی و برش نمایش داده شده است. در سازه‌های بلندمرتبه قطری در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مشارکت مدهای بالاتر در پاسخ سازه قابل توجه است؛ بنابراین، انتخاب حرکات زمین با توجه به تأثیر محتوای فرکانس بر عملکرد لرزه‌ای مدل‌ها باید به‌دقت بررسی شود. از آنجاکه رکوردهای معرفی شده در پژوهش‌های گذشته حرکات دور از منبع هستند، لازم است عملکرد لرزه‌ای این سیستم تحت حرکات نزدیک به منبع نیز ارزیابی شود.

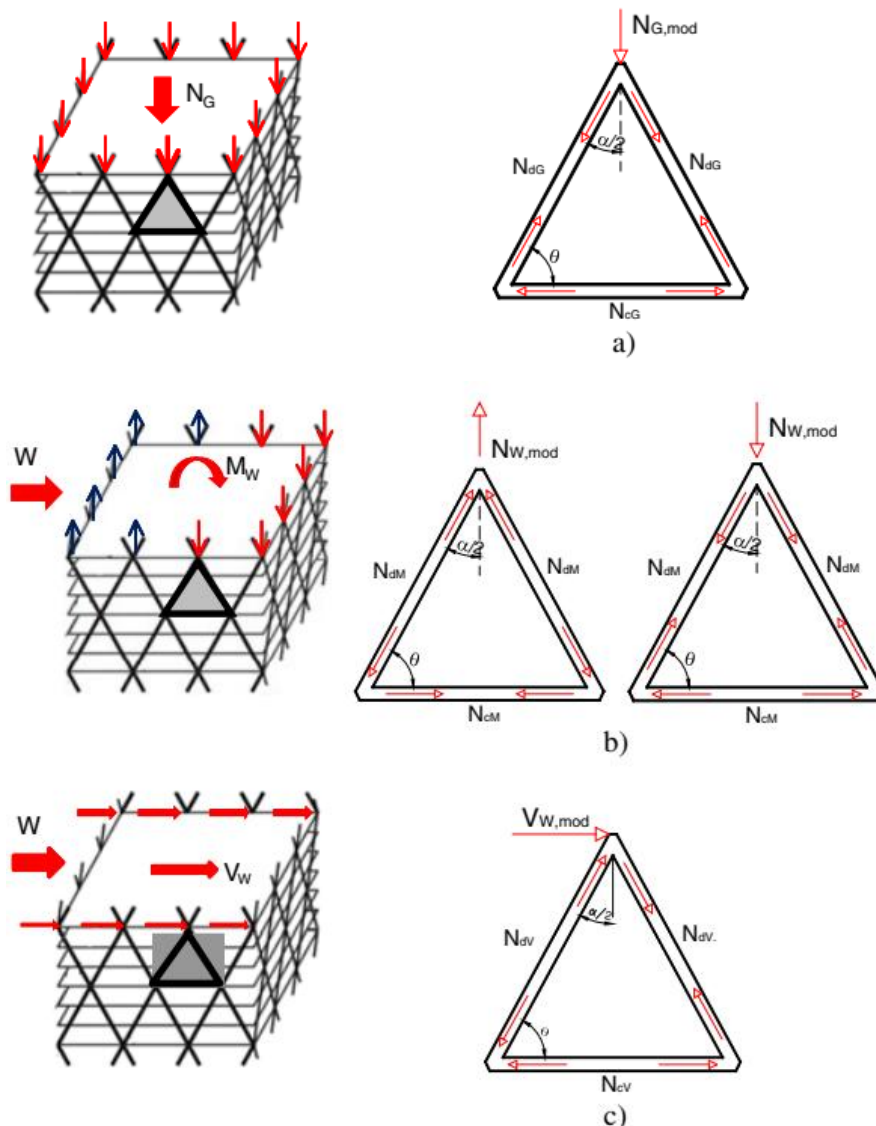
روابط ۳ تا ۵ مربوط به بررسی تحلیلی اثر زاویه در توزیع نیرو در المان‌های مثلثی است که به توضیح ریاضی رفتار این المان‌ها تحت نیروی ثقلی و اثر قائم زلزله، لنگر و نیروی جانبی که شامل نیروی زلزله یا باد پرداخته است که شکل ۲ و شکل ۳ به صورت تصویری بیانگر این توزیع است.



شکل (۲): توزیع بار ثقلی اثر لنگر واژگونی و برش در هر مثلث دیاگرید

² Diagrid

³ Bharath



شکل (۳): اثر نیروی ثقلی بر روی المان های قطری مثلثی

$$N_{dG} = \frac{N_{G.mod}}{2 \cos(90 - \theta)} \quad (۳)$$

$$N_{cG} = \frac{N_{G.mod}}{2} * \tan(90 - \theta) \quad (۴)$$

توزیع نیروها تحت بارهای ثقلی و نیروی قائم زلزله که به مرکز جرم سازه وارد می‌شود، در قاب‌های مثلثی قطری مطابق با معادله (۳) و (۴) است. در معادله (۳) بیانگر توزیع نیروی فشاری در ساق‌های المان مثلثی در حالتی که نیروی وارده به یکی از گره‌های المان برابر با $N_{G.mode}$ باشد را نشان می‌دهد که این نیرو در المان در حالت فشاری با معکوس متمم کسینوس زاویه در ارتباط می‌باشد. از طرفی N_{cG} بیانگر نیروی کششی در ساق دیگر المان می‌باشد که با متمم تانژانت زاویه ارتباط مستقیم دارد.

$$N_{dM} = \frac{N_{w.mod}}{2 \cos(90 - \theta)} \quad (5)$$

$$N_{cM} = \frac{N_{w.mod}}{2} * \tan(90 - \theta) \quad (6)$$

در صورتی که نیروی جانبی به سازه وارد شود با فرض ایجاد لنگر M_w بر روی مرکز جرم توزیع نیرو در نودهای المان‌های مثلثی به صورت فشاری و کششی است به این معنی که در لحظه‌ای که به نودهای بخشی از المان‌های مثلثی نیروی فشاری $N_{w.mode}$ وارد می‌شود، در بخش دیگر سازه به نودهای مثلثی نیروی کششی $N_{w.mode}$ وارد می‌شود. در المان‌های مثلثی که تحت فشار هستند دو ساق تحت فشار قرار گرفته و یک ساق تحت کشش این در حالی است که المان‌های که در نودهایشان نیروی کششی وارد شده دو ساق تحت کشش و یک ساق تحت فشار است. در رابطه (5) N_{dM} دوساق با یک رفتار و N_{cM} در رابطه (6) تک ساق با رفتار متفاوت در یک مثلث را نمایش می‌دهد.

$$N_{dV} = \frac{V_{w.mod}}{2 \sin(90 - \theta)} \quad (7)$$

$$N_{cV} = \frac{V_{w.mod}}{2 \sin(90 - \theta)} * \cos \theta \quad (8)$$

توزیع نیرو در المان‌های مثلثی تحت برش پایه $V_{w.mode}$ در تحلیل استاتیکی معادل مطابق رابطه (7) و (8) است. N_{dV} در رابطه (7) دو ساقی که در یکی از نودهای آن نیروی برشی وارد شده است و دو رفتار متفاوت با هم دارند با نیروهای یکسان به این معنی که یکی از آن‌ها در فشار و دیگری در کشش می‌باشد که با عکس سینوس رابطه دارد. N_{cV} در رابطه (8) ساق دیگری است که هم با کسینوس زاویه و هم عکس متمم سینوس زاویه ارتباط دارد.

۵- میراگر ویسکوز برای المان‌های قطری

محاسبه میراگر ویسکوز برای سازه دیاگرید بلندمرتبه یک موضوع پیچیده است که نیازمند دسترسی به جزئیات ساختاری و ویژگی‌های مواد است. اما میراگر ویسکوز در سازه‌های دیاگرید بلندمرتبه مربوط به رفتار غیرخطی و وابسته به زمان می‌شود. برای محاسبه میراگر ویسکوز، معمولاً از مدل‌های رفتاری پیچیده‌تری از جمله مدل‌های ویسکوپلاستیک استفاده می‌شود که توانایی شبیه‌سازی رفتار ویسکوزیته و رفتار الاستیکی را دارند. یکی از مدل‌های معروف برای مدل‌سازی ویسکوپلاستیک سازه‌ها، مدل بینگهام^۴ است که برای محاسبه میراگر ویسکوز مورد استفاده قرار می‌گیرد. این مدل معادله (۹) را دارد.

$$\gamma\mu + \gamma\tau = \tau \quad (9)$$

میراگر ویسکوز (تنش برشی ویسکوز) $\gamma\tau$ تنش برشی ثابت (تنش برشی) γ نرخ کرنش برشی μ ضریب ویسکوزیته است. برای محاسبه میراگر ویسکوز، نیاز به مقادیر دقیق برای پارامترهای مدل (مانند تنش برشی ثابت و ضریب ویسکوزیته) و شرایط مرزی مانند شرایط بارگذاری می‌باشد. این مدل‌ها عموماً توسط نرم‌افزارهای مهندسی المان محدود شبیه‌سازی می‌شوند. یک روش معمول برای محاسبه ضریب سختی در مدل بینگهام بر اساس مدول الاستیسیته می‌تواند مانند معادله (۱۰) باشد [۲۱ و ۲۲].

⁴ Bingham-Ferrn-Chou

$$\frac{E}{(v+1) \times 2} K = y \tau \quad (10)$$

در این رابطه، E به عنوان مدول الاستیسیته و v ضریب پواسون است. طراحی میراگرها از نظر ظرفیت جابه‌جایی و سیستم اتصال میراگر مهار از نظر مقاومت، بر اساس حداکثر جابه‌جایی میراگر و نیروی محاسبه‌شده در تحلیل تاریخچه پاسخ برای MCE طراحی می‌شود و به ملاحظات خاص گفته شده نیاز است [5]. نیروی طراحی سیستم اتصال میراگر-مهار برابر است با حداکثر نیروی محاسبه‌شده در MCE در ضریب افزایشی $1/2$ ، $1/5$ یا 2 (حداقل تا حداکثر الزام طبق ASCE/SEI 7-16) این نیرو مقاومت مورد نیاز است. اگرچه طراحی‌ها تنها شامل یک میراگر در هر طبقه برای هر قاب بود؛ اما سیستم برای نیروی افزایش‌یافته (برابر با سرعت 130 درصد سرعت محاسبه‌شده حداکثر) طراحی نشده بود؛ زیرا تحلیل نمی‌توانست بین طراحی‌ها با یک میراگر یا دو میراگر در هر طبقه تفاوت قائل شود. ظرفیت تغییرمکان میراگرها برابر است با حداکثر جابه‌جایی محاسبه‌شده در MCE ضربدر ضریب 1 یا $1/25$ به علاوه 25 میلی‌متر و سپس گرد شده به بالا $0/25$ میلی‌متر ظرفیت جابه‌جایی اضافی به طور معمول برای نصب در نظر گرفته می‌شود. فرض بر این است که دستگاه‌ها در محل به درستی تنظیم می‌شوند تا 25 میلی‌متر به عنوان ظرفیت جابه‌جایی اضافی فراهم شود. ضریب 1 برای طراحی که معیارهای حداقل را برآورده می‌کند اعمال می‌شود، در حالی که ضریب $1/25$ برای یک طراحی ارتقا یافته برای بررسی تأثیر افزایش ظرفیت جابه‌جایی بر شکنندگی خرابی اعمال می‌شود [23].

برای فاصله گره تا گره سیستم قطری-میراگر، المان‌های HSS مربعی انتخاب شدند به طوری که مقاومت موجود در فشار بیش از مقاومت مورد نیاز محاسبه‌شده با استفاده از حداقل مقاومت تسلیم و ضریب $\phi_c = 0/9$ باشد. مقاطع انتخاب‌شده الزامات عرض به ضخامت برای قاب‌های قطری معمولی در AISC را برآورده می‌کنند. نیروی نهایی در فشار f_c' به عنوان ظرفیت فشاری سیستم قطری-میراگر برای طول گره تا گره با استفاده از حداقل مقاومت تسلیم ماده F_y و ضریب $\phi_c = 1$ محاسبه شده است. نیروی نهایی در کشش f_t به عنوان کمترین مقدار بین مقاومت تسلیم مورد انتظار مهار برابر با $1/4 f_y \times A_g$ ، جایی که A_g مساحت خالص المان است و مقاومت کششی میراگر محاسبه شد. فرض بر این است که مقاومت کششی میراگر حداقل 1.5 برابر نیروی میراگر محاسبه‌شده در المان‌های MCE است؛ اما از ظرفیت سیستم قطری-میراگر در فشار کمتر نمی‌باشد. فرض بر این است که اتصالات قوی‌تر از المان‌های قطری-میراگر هستند تا شکست در اتصالات رخ ندهد. سیستم مورد بررسی با یک نمایش معادل که شامل خاصیت‌های ویسکوز خطی و غیرخطی است، جایگزین می‌شود. این نمایش معادل دارای یک دوره مؤثر و یک نسبت میرایی مؤثر است که در رابطه (11) و (12) نحوه محاسبه این مقادیر توضیح داده می‌شود. مخرج کسر که شامل $A + A_{min} + A_0 + \frac{K_0 * D}{m}$ است در رابطه نشان دهنده شتاب سیستم در نقطه حداکثر جابه‌جایی D و D_y می‌باشد که نمایانگر جابه‌جایی در نقطه جاری شدن است. برای محاسبه A میتوان از رابطه (13) و برای محاسبه D_y از رابطه (14) استفاده کرد. قابل ذکر است که در رابطه سختی k نیز اثر داده شده است و برای محاسبه میرایی از رابطه رامیرز استفاده می‌شود که ضریب میرایی با B_{eff} نشان داده می‌شود. نسبت میرایی ذاتی اولیه سیستم سازه‌ای که تحت شرایط الاستیک یا غیر الاستیک برابر با $0/05$ قرار داده می‌شود و نسبت میرایی ذاتی و ویسکوز اضافه‌شده در سیستم‌های سازه‌ای تحت شرایط مختلف توضیح داده شده است. نسبت میرایی ذاتی برابر با $0/05$ در نظر گرفته می‌شود و میرایی ذاتی در سیستم ترکیبی به دلیل افزایش سختی کاهش می‌یابد. برای مقادیر مشخصی از جابه‌جایی، برخی ترم‌ها در معادلات ممکن است صفر در نظر گرفته شوند.

$$T_{eff} = 2\pi \left(\frac{D}{A + A_{min} + A_0 + \frac{K_0 D}{m}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

$$\beta_{eff} = \beta_i \left(\frac{A}{A + A_{min} + A_0 + \frac{K_0 D}{m}} \right)^{\frac{1}{2}} + \beta_v \left(\frac{T_{eff}}{T_e} \right)^{2-a} + \frac{2q_H (A_y D - A D_y) + 2A_{min} (D - Y)}{\pi (A + A_{min} + A_0 + \frac{K_0 D}{m}) D} \quad (12)$$

سومین جمله در معادله (۱۲) شامل مشارکت سیستم سازه‌ای اولیه تحت تسلیم (به علاوه اصطکاک سیال در دستگاه) است. وقتی سیستم دارای هیستریزیس دوخطی کامل باشد، فاکتور Q_H برابر ۱/۰ است. این فاکتور، به نام فاکتور تنظیم حلقه هیستریزیس، برای کاهش مساحت زیر حلقه هیستریزیس دوخطی کامل به منظور نمایان‌سازی بهتر رفتار سیستم‌های سازه‌ای واقعی استفاده می‌شود. در اینجا T_s مقدار دوره‌ای است که نواحی طیف پاسخ با شتاب ثابت و سرعت ثابت تلاقی می‌کنند و برابر با نسبت $\frac{SM1}{SM2}$ به ثانیه است. طبق ASCE 7-2010، مقدار Q_H نباید بیشتر از ۱/۰ و نباید کمتر از ۰/۵ باشد. در این مطالعه، چون سیستم تحلیل شده دارای هیستریزیس دوخطی کامل است، Q_H برابر ۱ در نظر گرفته شده است که از رابطه (۱۵) محاسبه می‌شود؛ نسبت میرایی ویسکوز افزوده شده خطی وقتی که $(a=1)$ باشد است [۲۱]. برای محاسبه شتاب طیفی در شرایطی که میرایی مؤثر ۵ درصد نمی‌باشد، نیاز به تقسیم، شتاب طیفی با میرایی ۵ درصد بر میرایی B است که در جدول (۱) آورده شده و از رابطه (۱۶) و (۱۷) استفاده می‌شود. برای اصلاح سرعت در رابطه (۱۸) از ضریب CFV استفاده شود که در جدول (۲) آورده شده است. سپس سرعت اصلاح شده در رابطه (۲۱) قرار می‌گیرد.

$$A = \begin{cases} A_y \times \frac{D}{D_y} & (D \leq D_y) \\ A_y + \alpha \frac{A_y}{D_y} (D - D_y) & (D \geq D_y) \end{cases} \quad (13)$$

$$D_y = \frac{S_{ae} T_e^2}{4\pi^2 R_\mu} \quad (14)$$

$$q_H = 0.67 \frac{T_s}{T_e} \quad (15)$$

$$\beta_V = \frac{C_D T_e}{4\pi m} \quad (16)$$

$$S_{ae}(T_{eff}, \beta_{eff}) = \frac{S_{ae}(T_{eff}, \beta = 0.05)}{B} \quad (17)$$

$$V_{max} = \frac{2\pi}{T_{eff}} \times D \times CFV \quad (18)$$

۶- صحت سنجی

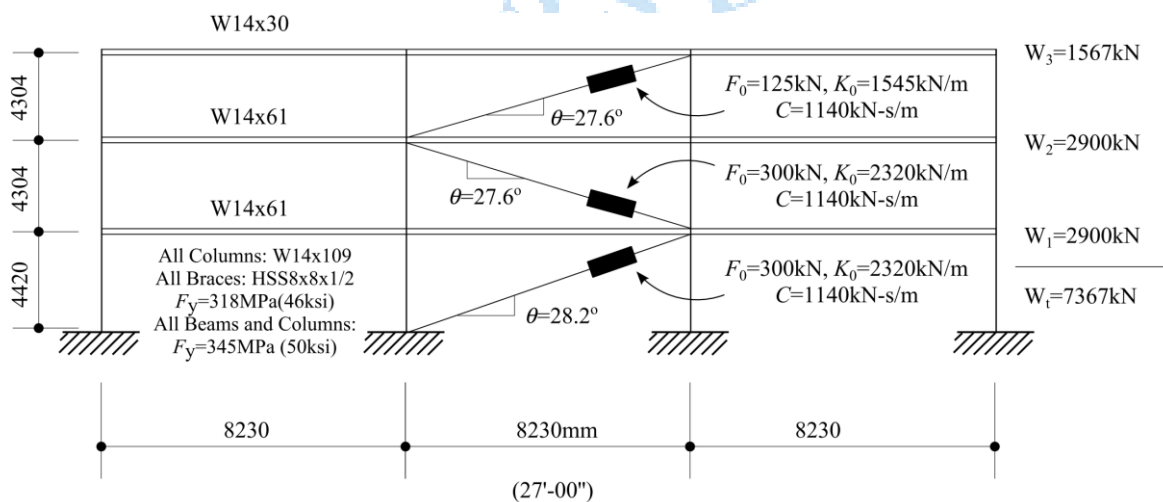
در این پژوهش به منظور اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی از راهنمای MCEER که در سال ۲۰۱۶ برای طراحی میراگرهای ویسکوز خود مرکزگرا طرح و نوشته شده استفاده شده است [۲۴]. در یکی از مسائل این تحقیق یک قاب ۳ طبقه مجهز شده به میراگر لزوج خود مرکزگرا که بار زلزله آن به صورت جانبی بر روی قاب اعمال شده تحت مقایسه برای دو حالت همراه و بدون میراگر قرار گرفته است. مقایسه دوره تناوب قاب و تغییر مکان آخرین طبقه از اهداف این مسئله است. مشخصات هندسی و مقاطع همانند شکل (۴) رسم شده است.

جدول (۱): ضریب تصحیح سرعت CFV رامیرز (۱۰)

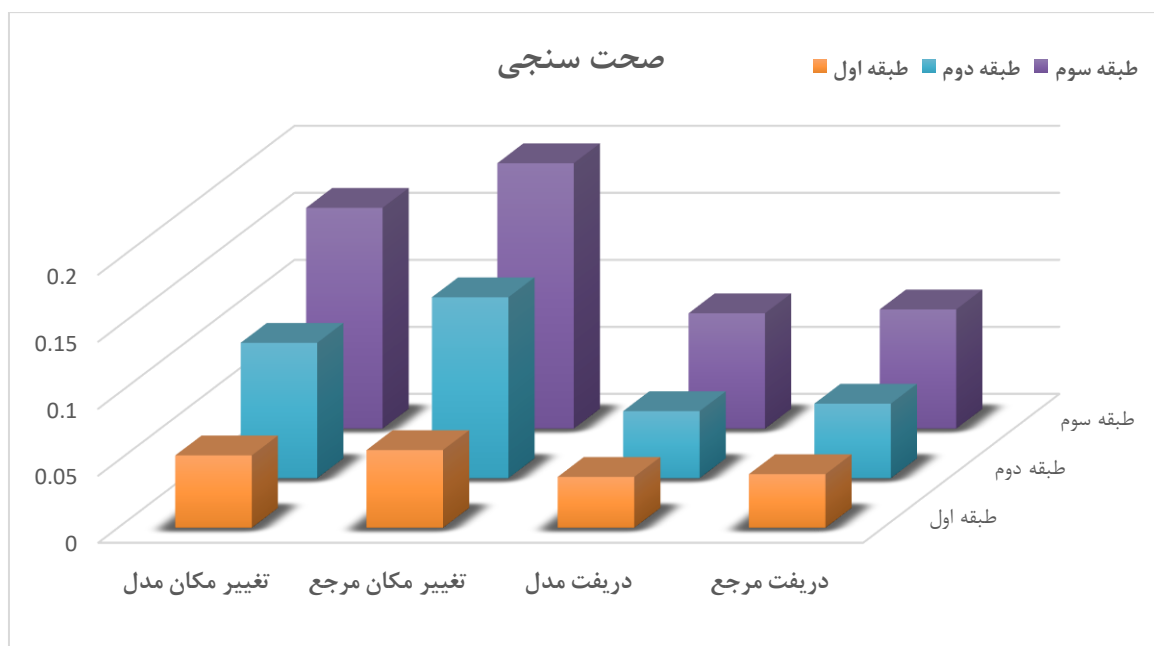
Effective Period(second)	۱	۰/۹	۰/۸	۰/۷	۰/۶	۰/۵	۰/۴	۰/۳	۰/۲	۰/۱
۰/۳۰	۰/۴۹	۰/۵۴	۰/۵۸	۰/۵۸	۰/۶۰	۰/۶۳	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷	۰/۷۲
۰/۵۰	۰/۶۱	۰/۶۲	۰/۶۴	۰/۶۵	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷۰	۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۵
۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹۳	۰/۹۲	۰/۹۰	۰/۸۹	۰/۸۸	۰/۸۶	۰/۸۶	۰/۸۳	۰/۸۲
۱/۵۰	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۲	۱/۰۹	۱/۰۵	۱/۰۴	۱	۰/۹۸	۰/۹۵
۲/۰۰	۱/۴۱	۱/۳۸	۱/۳۴	۱/۳۰	۱/۲۷	۰/۲۳	۱/۱۹	۱/۱۶	۱/۱۲	۱/۰۸
۲/۵۰	۱/۵۹	۱/۵۴	۱/۴۸	۱/۴۲	۱/۳۶	۱/۳۰	۱/۲۴	۱/۱۷	۱/۱۱	۱/۰۵
۳/۰۰	۱/۷۵	۱/۶۷	۱/۵۸	۱/۵۰	۱/۴۲	۱/۳۳	۱/۲۵	۱/۱۷	۱/۰۸	۱
۳/۵۰	۱/۷۵	۱/۶۷	۱/۶۰	۱/۵۲	۱/۴۵	۱/۳۷	۱/۳۰	۱/۲۲	۱/۱۵	۱/۰۹
۴/۰۰	۱/۸۱	۱/۸۱	۱/۷۰	۱/۶۰	۱/۴۹	۱/۳۸	۱/۲۴	۱/۲۵	۱/۰۵	۰/۹۵

جدول (۲): پارامتر میرایی B (۱۰)

Effective Damping (% of critical)	B
۲ یا کمتر	۰/۸۰
۵	۱/۰۰
۱۰	۱/۲۰
۲۰	۱/۵۰
۳۰	۱/۸۰
۴۰	۲/۱۰
۵۰	۲/۴۰
۶۰	۲/۷۰
۷۰	۳/۰۰
۸۰	۳/۳۰
۹۰	۳/۶۰
۱۰۰ یا بیشتر	۴/۰۰



شکل (۴): مدل راهنمای MCEER



شکل (۵): مقایسه تغییر مکان در مدل اصلی و مدل طراحی

بارهای ثقلی فقط به صورت مرده تعریف شد و میراگرها به عنوان میراگر تجربی با ضریب میرایی و سختی موجود در مسئله طراحی شدند. مقایسه مدل طراحی شده با مرجع در زمینه دوره تناوب در جدول (۳) و در خصوص نمودارهای تغییر مکان و تغییر مکان نسبی در شکل (۵) رسم شده است.

جدول (۳): مقایسه دوره تناوب مدل و مرجع

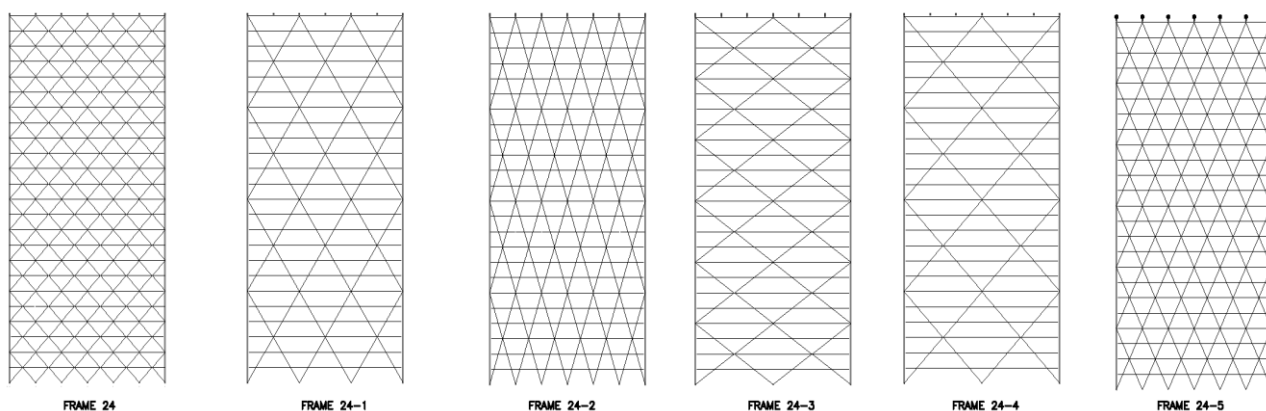
سازه	پریود MCEER(s)	پریود نرم افزار (s)
۳ طبقه بدون میراگر	۱/۵۰	۱/۶۷
۳ طبقه با میراگر	۱/۰۷	۱/۱۲۴

۷- مدل سازی

برای به دست آوردن زاویه بهینه برای المان قطری در قاب‌های بلندمرتبه دارای ارتفاع یکسان 76/8 متر ۲۴ طبقه شش قاب همانند شکل (۶) طراحی شده و تحت تحلیل بار افزون^۵ به بررسی عملکرد آن‌ها پرداخته شده است. عوامل تأثیرگذار بر روی عملکرد این قاب‌ها زاویه المان‌های قطری است که باعث تغییر در سختی جانبی این قاب‌ها می‌شود و به دلیل الزامات طراحی چون هیچ یک از دو قاب مقاطع یکسانی ندارند جرم نیز تأثیرگذار خواهد بود. در نهایت منحنی بار افزون رابطه مستقیم با رابطه (۱۹) خواهد داشت. لازم است به پیکربندی میراگر انتخاب شده در فریم‌های مورد مطالعه اشاره شود. پیکربندی میراگر قطری منفرد برای فریم‌های شش دهانه مطالعه شده مناسب است؛ اما منجر به ویژگی‌های نهایی نامتقارن در فشار و کشش می‌شود. این امر در صورتی که دو میراگر در هر طبقه در هر فریم استفاده شده بود، رخ نمی‌داد.

5 Pushover analysis

$$\Delta = C \frac{M}{K \cos^2 \theta} \quad (19)$$



شکل (۶): هندسه قاب های دیاگرید

کیتایاما^۶ تفاوت های بسیار کمی در نسبت حاشیه خرابی بین پیکربندی های دارای تقارن یا عدم تقارن در ویژگی های خرابی نشان دادند. به طور کلی، انتظار می رود که یک پیکربندی نامتقارن نسبت حاشیه خرابی کمتری نسبت به پیکربندی متقارن داشته باشد [۲۵].

برای ارزیابی اولیه در ابتدا تحلیل استاتیکی معادل صورت گرفته و مقاطع بر اساس همگام سازی دینامیکی طراحی شده اند. در تحلیل بار افزون ۲ ترکیب بار 0.9DEAD و 1.1DEAD + 0.254 LIVE به عنوان ترکیب بارهای ابتدایی و سپس ترکیب بارهای غیرخطی برحسب تغییر مکان هدف و مودال^۷ بر اساس شتاب نوشته شده اند. تغییر مکان هدف ۱/۵ برابر تغییر مکان تحت بار استاتیکی در نظر گرفته شده یا می توان H/500 باشد به شرطی که تغییر مکان نسبی طبقات از ۰/۰۰۴ H تجاوز نکند [۲۶]. با توجه به ارتفاع ۷۶/۸ متری هیچ تغییر مکانی زیر ۳۰۰ میلی متر نباید باشد. نسبت عرض به ضخامت (D/t) و نسبت لاغری (λ) برای مهاربندها توسط معادله (۲۰) محدود می شوند تا از کمانش موضعی و کلی مهاربندها جلوگیری شود، همان طور که در آیین نامه AISC 341 [۲۷] برای اعضای بسیار شکل پذیر تجویز شده است.

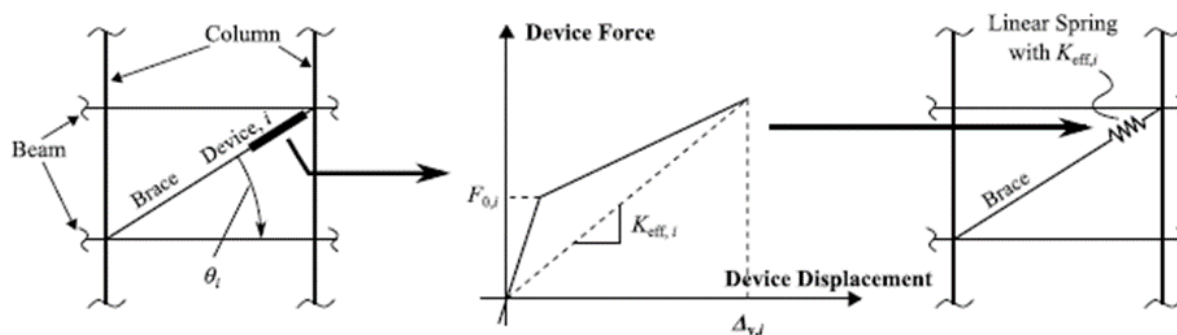
$$\frac{D}{t} < \frac{0.038E}{F_y}, \quad \frac{KL}{r} < 4 \frac{E}{F_y} \quad (20)$$

عناصر قطری از فولاد St 52 با تنش جاری شدن ۳۴۵ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۵۰ مگاپاسکال ساخته شده اند. همچنین برای تیرها از فولاد St 37 استفاده شده است. تحلیل طیف پاسخ برای تحلیل لرزه ای بر اساس الزامات ASCE/SEI 7-16 به کار گرفته شده است. ضریب های عملکرد لرزه ای شامل ضریب تغییر شکل پاسخ (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)، و ضریب تقویت تغییر شکل (G_d) برابر با ۳ در نظر گرفته شده است که بر اساس فرضیات پژوهش های پیشین می باشد. این فرض به این دلیل گرفته شده که سیستم های دیاگرید به عنوان سیستم های مقاوم در برابر زلزله در کدهای ساختمانی شناخته نشده اند. الزامات طراحی بر اساس ضریب بار و مقاومت (LRFD) در AISC 360-16 برای طراحی مهاربندها، تیرها و تیرهای کف اعمال شده است. به دلیل این که تا به حال سازه بلندمرتبه اداری در مناطق با خطر پذیری بسیار زیاد طراحی نشده است [۲۸] در این تحقیق طراحی از ابتدا و رعایت اصول طراحی سازه های بلند مرتبه صورت گرفته است [۲۹ تا ۳۱]. منحنی شکست سازه ها با طیف MCE محاسبه و حساسیت برای انتخاب شتاب نگاشت ها بسیار زیاد می باشد بنابراین

⁶ Kitayama & Constantinou 2016

⁷ Modal

شتاب‌نگاشت‌های منتخب حوزه نزدیک برگزیده FEMA p695 که همگی دارای پالس سرعت هستند در ۲ راستای x و y به تعداد یازده مورد [۳۲] مطابق با طیف سانفرانسیسکو مقیاس شده است. طیف سانفرانسیسکو [۳۳] میزانی برای مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها در حوزه زمان بر اساس روش ابرهام برای انطباق با طیف MCE شتاب نگاشت‌ها مد نظر قرار گرفته است. مشخصات مفصل پلاستیک اعمالی به المان‌های قطری، تیرها و ستون‌های گوشه مطابق نشریه ۳۶۰ تعریف شده است. برای به‌دست‌آوردن منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزاینده از گام‌های مورد تأیید که به ترتیب شامل: ۰/۲، ۰/۴، ۰/۶۸، ۰/۸ و ۱ برابر شدت شتاب‌نگاشت بر حسب نیروی گرانش یا برابر mm/g_2 از ۹۸۰۶/۶۵ معادل شده در حوزه زمان با طیف طرح می‌باشد بر سازه وارد شده است [۱۳]. برای تجهیز کردن قاب‌ها به میراگرهای ویسکوز همانند شکل (۷) ابتدا هر یک از المان‌های قطری که نیاز به میراگر داشته را به دو بخش مساوی تقسیم و در ۱/۴ انتهایی آن میراگر قرار گرفته است. معمولاً دهانه‌های وسط برای تجهیز قاب به میراگر انتخاب می‌شوند. در سازه‌ها برای محاسبه سختی میراگر متناسب با تغییر ضریب α میرایی متناسب سازه به دست می‌آید و لازم به ذکر است که در FEMA P-58 اثر میراگر در چرخه هیستریزس برای سازه‌های میان مرتبه و کوتاه مرتبه کمتر از ۵ درصد و برای سازه‌های بلندمرتبه باید کمتر از ۳ درصد باشد. برای این تحقیق ۰/۴ و برای محاسبه ضریب C از رابطه (۲۱) استفاده شده است و سرانجام در رابطه (۲۲) قرار می‌گیرد.



شکل (۷): نحوه اعمال میراگر در انتهای المان‌های قطری

جدول (۴): مشخصات قاب های ۲۴ طبقه

شماره قاب	زاویه المان قطری (درجه)	وزن قاب (ton)	حداکثر تغییر مکان (mm)
۲۴	۴۷	۳۸۵	۳۳۶
۲۴-۱	۵۸	۳۵۰	۴۲۰
۲۴-۲	۷۳	۲۹۶	۵۳۰
۲۴-۳	۳۵	۴۵۴	۵۳۰
۲۴-۴	۴۷	۳۴۵	۷۵۴
۲۴-۵	۶۵	۳۶۰	۴۳۰

$$C_d = \frac{4\pi m b_v}{T_e} \quad (21)$$

$$f_d = C_d \operatorname{sgn}(\dot{u}) \left| \dot{u} \right|^\alpha \quad (22)$$

کاربردهای لرزه‌ای در محدوده ۰/۳۵ تا ۱ به کار می‌رود و (sgn) تابع علامت می‌باشد. در جدول (۵) مقاطع طراحی شده به تفکیک المان در دو سازه ۴۸ و ۷۴ طبقه نمایش داده شده همچنین در جدول (۶) شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های غیرخطی با محاسبه PGA , PGV , PGD و دو مؤلفه Mw و R محاسبه و آورده شده است. برای محاسبه تغییر شکل‌های پسماند و تعیین عملکرد و تحلیل واقعی از سازه آسیب‌دیده بعد از زلزله اصلی و در برابر پس‌لرزه نیاز به شتاب‌نگاشت‌های نوین و مصنوعی است که اثر پس‌لرزه بر روی سازه آسیب‌دیده را در تحلیل نشان دهد. در همین خصوص با استفاده از تعداد دلخواه از شتاب‌نگاشت‌هایی که در گام‌های زمانی یکسان برداشت شده‌اند؛ اما همگی در حوزه نزدیک و دارای پالس هستند؛ اما لحظه رسیدن به حداکثر شتاب و مدت‌زمان کل لرزش در آنها متفاوت است را در یک نرم‌افزار صفحه گستر تجمیع کرده و با میانگین گرفتن از آنها شتاب‌نگاشتی ساخته می‌شود که دارای یک نقطه حداکثری در شتاب و بافاصله‌های زمانی مجدداً شاهد افزایش شتاب هستیم. برای اعمال تغییر شکل‌های ماندگار در تحلیل زمان را در لحظه حداکثر شتاب متوقف کرده و میزان تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در ستون‌هایی که در آنها مفصل پلاستیک تشکیل شده است در لحظه‌ای که همان المان تغییر مکان حداکثری را تجربه می‌کند؛ به‌عنوان یک تغییر شکل پسماند در پایه ستون‌ها با اعمال یک انحراف اولیه به سازه داده می‌شود و مجدداً سازه را از ابتدا تحلیل می‌کنیم و در نقطه حداکثر شتاب دوم مجدداً تمام گام‌های قبلی را تکرار می‌کنیم.

جدول (۵): مقاطع طراحی شده به تفکیک المان

طبقه 48			طبقه 74		
مقطع قطری (diagrid)	مقطع تیر (Beam)	مقطع ستون (Column)	مقطع قطری (diagrid)	مقطع تیر (Beam)	مقطع ستون (Column)
BOX 550×550×50	HE 360B	BOX 550×550×50	BOX 600×600×55	H 420B	BOX 600×600×60
BOX 550×550×45	HE 340B	BOX 550×550×45	BOX 600×600×50	HE 400B	BOX 600×600×55
BOX 500×500×45	HE 320B	BOX 500×500×50	BOX 550×550×50	HE 360B	BOX 550×550×50
BOX 450×450×45	HE 300B	BOX 500×500×45	BOX 550×550×45	HE 340B	BOX 550×550×45
BOX 400×400×40	-	BOX 450×450×45	BOX 500×500×45	-	BOX 500×500×45
BOX 380×380×30	-	BOX 400×400×40	BOX 400×400×40	-	BOX 450×450×45
BOX 380×380×25	-	BOX 380×380×30	BOX 400×400×35	-	BOX 400×400×40
-	-	BOX 380×380×25	-	-	BOX 400×400×35

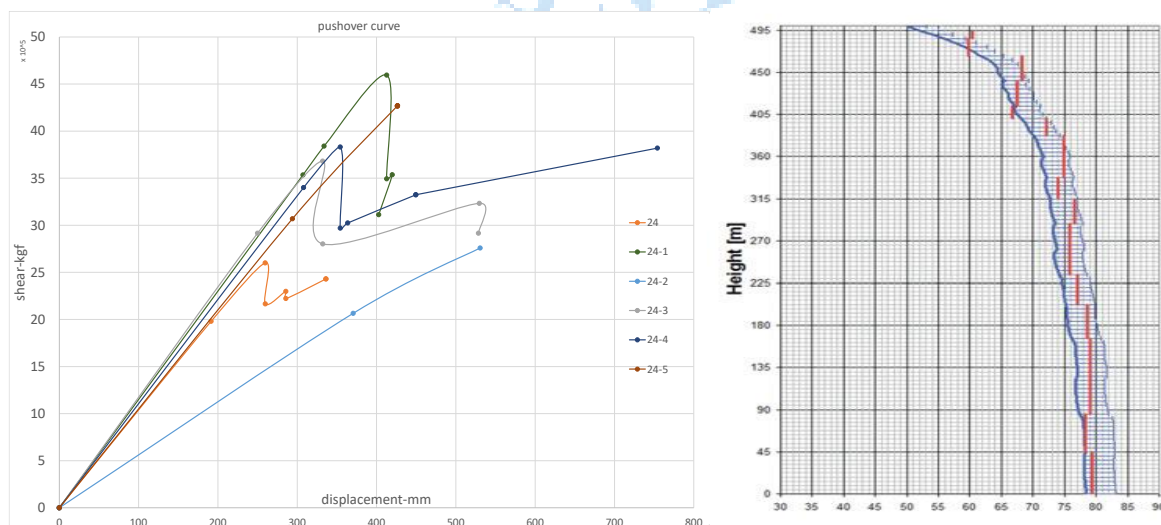
۸- نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی

در مرحله اول منحنی‌های بار افزون حاصل از قاب ۲۴ طبقه که دارای هندسه‌های متفاوت است در شکل (۸) قابل‌ارائه است. نمودارهای بار افزون نشان‌دهنده اثر طراحی و انتخاب المان‌ها در زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه در کنار اثر زاویه المان‌های قطری و تغییر آن در سختی و وزن سازه است. همچنین زاویه مناسب پیشنهادی برای قرارگیری المان‌های قطری در سازه‌های دارای این المان‌ها در شکل شماره (۸) رسم شده است.

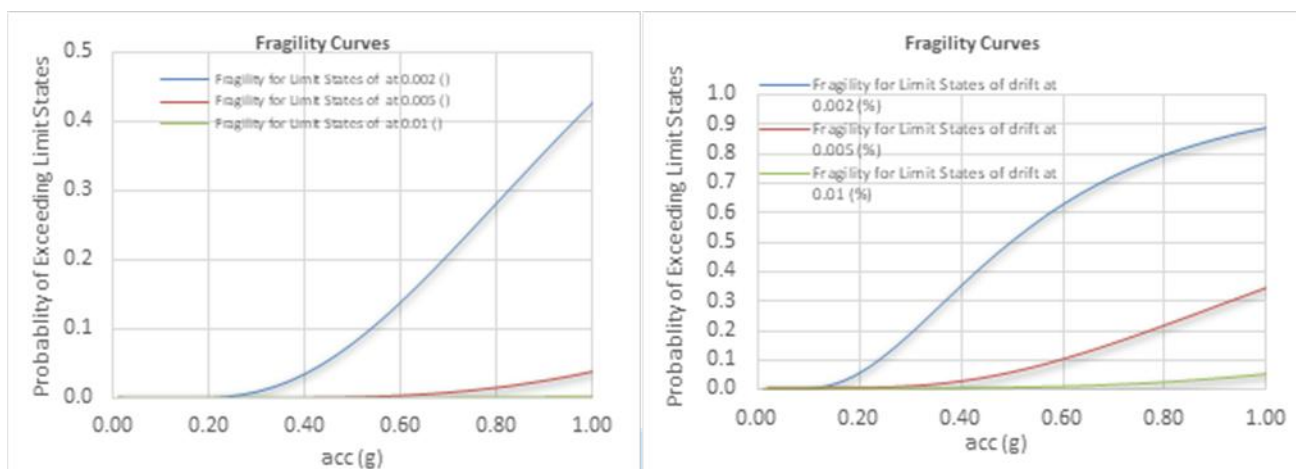
جدول (۶): شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های غیرخطی

شماره شتاب‌نگاشت	نام شتاب‌نگاشت	PGA(g)	PGD (cm)	PGV(cm/s)	Mw	R
۱	IMPVALL.H	۰/۴۴	۷۲/۸۸	۱۱۳/۵۵	۶/۵۰	۱/۰۵
۲	NORTHR	۰/۸۴	۳۲/۱۴	۱۲۹/۳۷	۶/۷۰	۳/۶۰
۳	SUPER.B	۰/۴۳	۴۶/۱۷	۱۳۴/۲۸		
۴	LOMAP	۰/۵۱	۱۶/۳۲	۴۱/۵۷	۶/۹۰	۳/۵۰
۵	ERZINCAN	۰/۴۹	۲۸/۰۳	۷۸/۱۵	۶/۶	۴/۳۸۰
۶	KOCAELI	۰/۲۳	۲۴/۲۹	۳۸/۲۹	۷/۴۰	۳/۵۴
۷	NORTHR	۰/۶۰	۱۶/۰۰	۷۷/۵۴	۶/۷۰	۵/۴۳
۸	DUZCE	۰/۵۱	۴۸/۰۳	۸۴/۲۳	۱/۷۰	۳/۰۰
۹	CHICHI	۰/۵۷	۵۰/۱۹	۹۲/۱۲	۷/۶۰	۰/۵
۱۰	NEWHALL	۱/۸۲	۸۰	۱۸۳/۰۰	۶/۷۰	۷/۰۰
۱۱	CHICHI	۰/۷۸	۱۰۸/۷۲	۱۲۵/۳۴	۷/۶۰	۰/۶۰

در مرحله دوم منحنی‌های شکست برای قاب ۴۸ طبقه در شکل (۹) ارائه می‌شود که در دو حالت تجهیز و بدون میراگر ویسکوز به نمایش در می‌آیند. از طریق وارد کردن داده‌های موردنیاز در نرم‌افزار صفحه گستر که کدهای مربوطه آماری برای رسم منحنی شکست مورد نیاز است وارد شده و در شکل (۹) قابل مشاهده است. دو ورودی موردنیاز برای رسم منحنی‌ها، شتاب بر حسب g و دریافت حداکثری در شتاب مشخص که برای تعیین حدود عملکردی موردنیاز است. حد قابل قبول دریافت پسماند در هر سطح عملکردی طبق Fema-p58 در نظر گرفته شده است. در نهایت آنچه از منحنی شکست به دست می‌آید نمایانگر قابل اطمینان بودن قاب‌های دیاگرید به‌عنوان سازه‌هایی بااهمیت زیاد و متوسط است. مشاهده می‌شود که برای سازه بلندمرتبه بااهمیت زیاد احتمال فراگذشت سازه تحت زلزله ۲۷۵۰ ساله کمتر از ۴۰ درصد است این در حالی است که اگر همین سازه مجهز به میراگر ویسکوز باشد کمتر از ۰/۵ درصد دریافت سازه از سطح عملکردی تعریف شده می‌گذرد. به‌طور کلی نتایج منحنی بیان‌کننده قابل اطمینان بودن قاب‌های دیاگرید برای استفاده در سازه‌های بلندمرتبه با کاربری اداری به شرط تجهیز شدنشان به میراگرهای ویسکوز هستند. دلیل این اختلاف زیاد در منحنی شکست را می‌توان در منحنی‌های تغییر مکان طبقات همین قاب یافت. شکل (۱۰) بیانگر تغییر مکان طبقات ۲ قاب ۱۵۳/۵ متری هستند در دو حالت همراه و بدون میراگر تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و در راستای X منحنی ترازپایه هر طبقه و در راستای Y تغییر مکان نسبی طبقات مشاهده می‌شود.



شکل (۸): تحلیل بارافزون و زاویه پیشنهادی برای زاویه المان های قطری در سازه بلندمرتبه

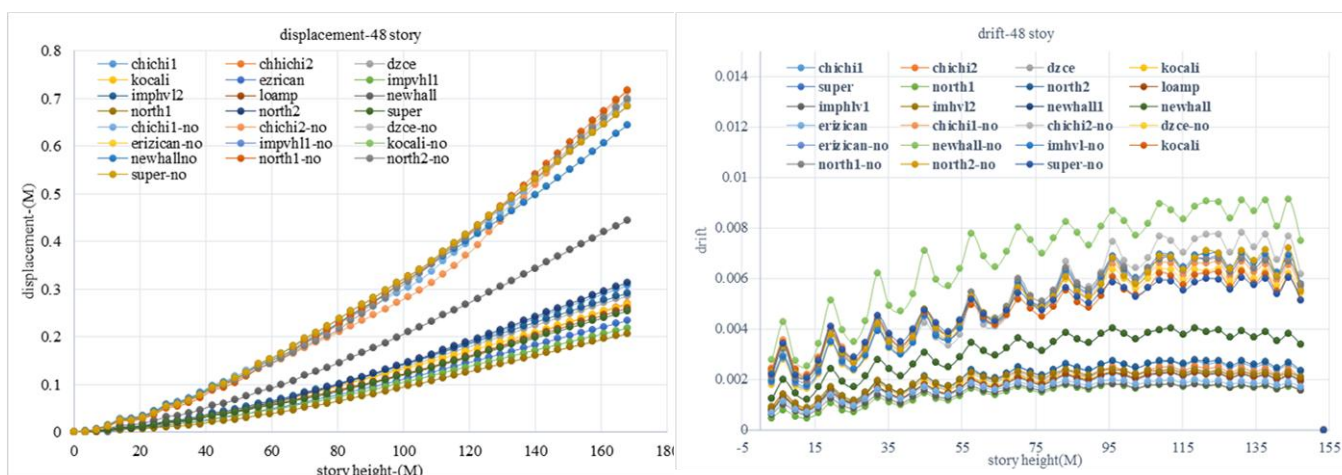


شکل (۹): منحنی شکست قاب‌های دیاگراید. در شکل سمت چپ بدون میراگر و در شکل راستی همراه با میراگر در ۴۸ طبقه

همچنین در شکل (۱۱) تغییر مکان نسبی هر طبقه در دو حالت؛ تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است و اختلاف چشمگیر کاهش تغییر مکان بر روی اصلاح عملکرد و همچنین منحنی‌های شکست مشهود است. به‌عنوان مثال در زلزله نورتریج که تغییر مکان بام بیش از هفتاد سانتی‌متر بوده است به حدود سی سانتی‌متر تنزل پیدا کرده است. طبیعتاً نسبت مشابه و یکسانی در تغییر مکان نسبی طبقه نیز مشابه شده و در زلزله مشابه نسبت دریافت از حدود ۰/۷ درصد به کمتر از ۰/۳ درصد کاهش پیدا کرده است.

طبق رابطه (۲۳) ضریب استواری با تغییر ضریب میرایی و یا ثابت میرایی برای سازه‌های یکسان تغییر می‌کند در سازه ۷۴ طبقه تا ۱۶۰ درصد و در سازه ۴۸ طبقه تا ۱۳۸ درصد ضریب استواری افزایش داشته است. در شکل (۱۲) نمودار تاب‌آوری برای دو سازه ۷۴ و ۴۸ طبقه رسم شده که زمان صفر شروع بعد از رخداد زلزله می‌باشد و نشان‌دهنده مدت‌زمان بهسازی سازه‌ها بر اساس روز است. قبل از زمان صفر نشان‌دهنده خسارت یا به‌عنوانی کاهش کارایی سازه بر اساس رخداد زمین‌لرزه می‌باشد.

$$R = \frac{V_{\text{damage}}}{V_{\text{initial}}} \quad (23)$$

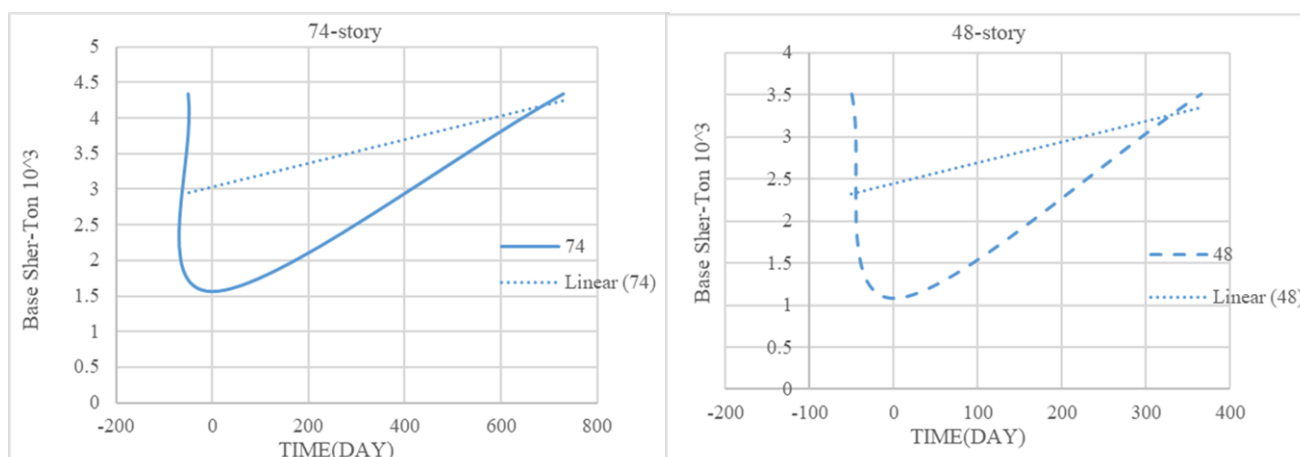


شکل (۱۰): منحنی تغییر مکان نسبی بر حسب ارتفاع طبقات در تحلیل تاریخیچه زمان در دو قاب همراه و بدون میراگر

شکل (۱۱): منحنی تغییر مکان نسبی بر حسب ارتفاع طبقات در تحلیل تاریخیچه زمان در دو قاب همراه و بدون میراگر

از منحنی تاب‌آوری نمودار شکل (۱۲) می‌توان دریافت که سازه ۴۸ طبقه قبل از زلزله تحمل چهارهزار و پانصد تن برش پایه را داشته و بعد از خسارت دچار کاهش مقاومت به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک شده و مقاومت در برابر برش پایه هزارتنی را دارد و نیاز به چهارصد روز بازسازی برای این قاب در نظر گرفته شده است و در سازه ۷۴ طبقه برش پایه تا هزار و پانصد تن کاهش یافته است. با قراردادن میراگرهای ویسکوز می‌توان برش پایه را تا حدود سه هزار تن در قاب ۴۸ طبقه و در قاب هفتاد و چهار طبقه به حد اولیه مطلوب بازگرداند که این مسئله خود بیانگر نتیجه بهتر میراگرهای ویسکوز در سازه‌های با ارتفاع بیشتر می‌باشد.

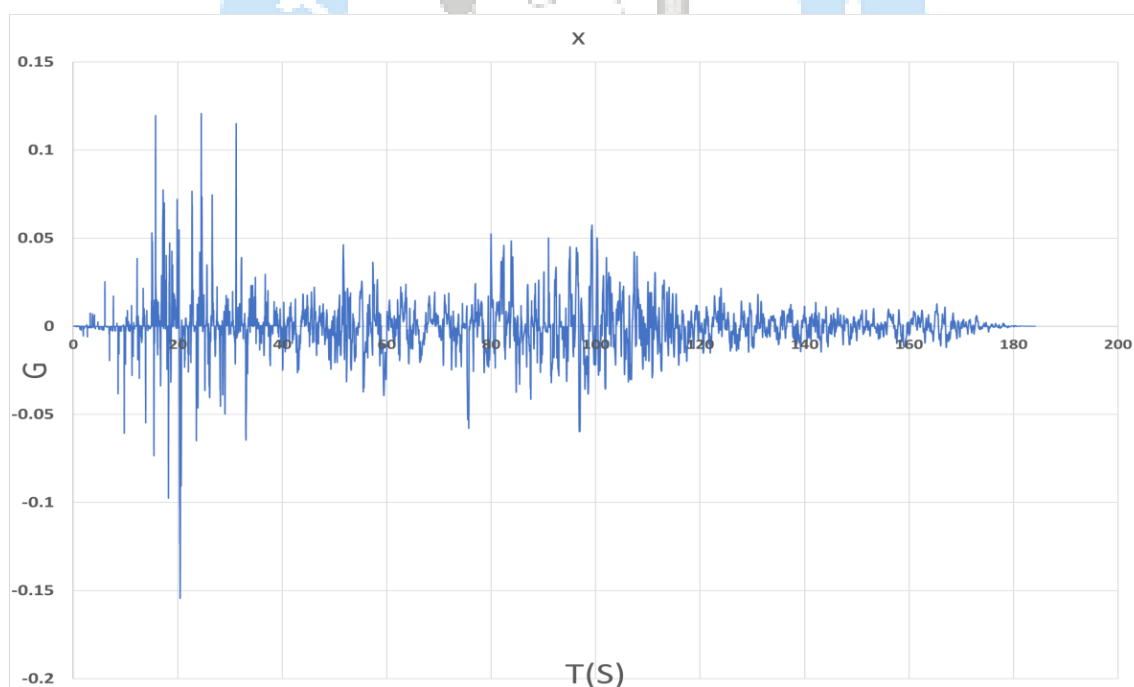
در نهایت در این تحقیق طیف‌های طراحی ۲۷۵۰ ساله مصنوعی ساخته شده برای در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه یا پیش‌لرزه مطابق شکل (۱۳) و (۱۴) به دست آمده است [۳۴] که در محور x بازه‌های ۰/۰۲ برداشت شتاب‌نگاشت نوشته شده است و در راستای y مقدار شتاب بر حسب نیروی گرانش محاسبه شده است. در شکل (۱۳) اثر پس‌لرزه بر روی سازه آسیب‌دیده و در شکل (۱۴) اثر پیش‌لرزه و سپس زلزله اصلی که می‌توان سازه را تحت حرکت آزاد فرض کرد و سپس نیروی اصلی زلزله را بر آن مقدور دانست. محاسبه چرخه عمر سازه به صورت احتمالاتی از رابطه شماره (۲۴) پیشنهاد می‌شود. در این رابطه المان‌هایی از سازه که محتمل‌تر هستند تحت زلزله ۲۷۵۰ ساله که از عملکردی گذر کنند در نظر گرفته می‌شود و با در نظر گرفتن هزینه تعویض یا ترمیم آن‌ها به نسبت حد فراگذشت آن و تغییر شکل ماندگار رخ داده برای آن المان‌ها در احتمال رخداد زلزله ضرب شده و عددی بر حسب سال در هزینه و تعداد خواهیم داشت [۳۵ تا ۳۷]. شکل شماره ۱۵ محاسبه چرخه عمر بر اساس ۳ سطح تعریف شده در FEMA P 58 است که شامل DS1، DS2 و DS3 می‌باشد که هر کدام در دوره‌های ۱۰، ۵۰ و ۹۰ ساله محاسبه می‌شوند. در شکل شماره (۱۵) به تفصیل هر کدام محاسبه شده و نکته حایز اهمیت نحوه محاسبه مقدار فراگذشت‌ها می‌باشد که همان نتایج حاصله از تحلیل غیرخطی و تشکیل مفاصل پلاستیک است. رابطه پیشنهادی شماره (۲۴) بر اساس تمام احتمالات در نظر گرفته شده کامل‌ترین رابطه است که تمامی عدم قطعیت‌ها را در خود جای داده و چون از داده‌های اولیه PACT استفاده شده المان‌های غیرسازه‌ای نیز در آن گنجانده شده و بنا به نیاز سازه قابل اضافه شدن به هزینه چرخه عمر خواهد بود. برای مقایسه پاسخ قاب‌ها در دو حالت همراه با میراگر و بدون میراگر می‌توان از شکل شماره (۱۶) استفاده کرد.



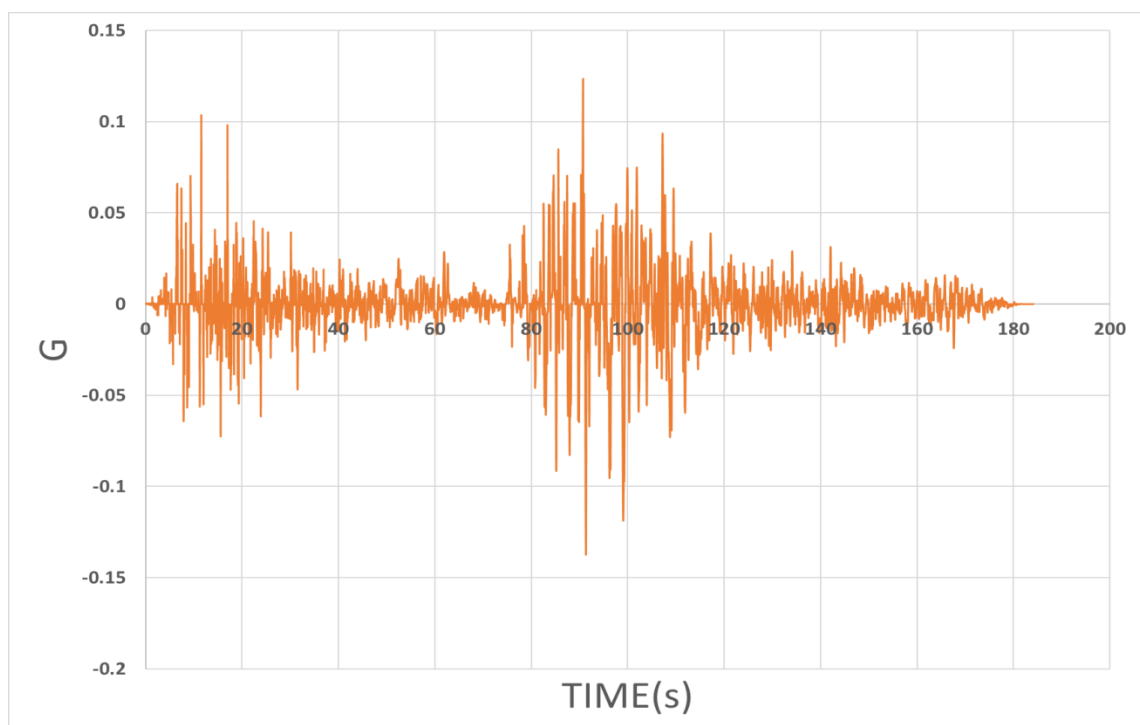
شکل (۱۲): نمودار تاب‌آوری لرزه ای برای ۲ سازه ۷۴ و ۴۸ طبقه

هزینه ترمیم همان المان \times فرا احتمال گذشت آن المان \times تعداد المان فراگذشته از حد LS
 خسارت وارده به سازه = احتمال وقوع 2500 ساله \times

(۲۴)



شکل (۱۳): طیف مناسب طراحی برای اثر پس‌لرزه بر روی سازه آسیب دیده



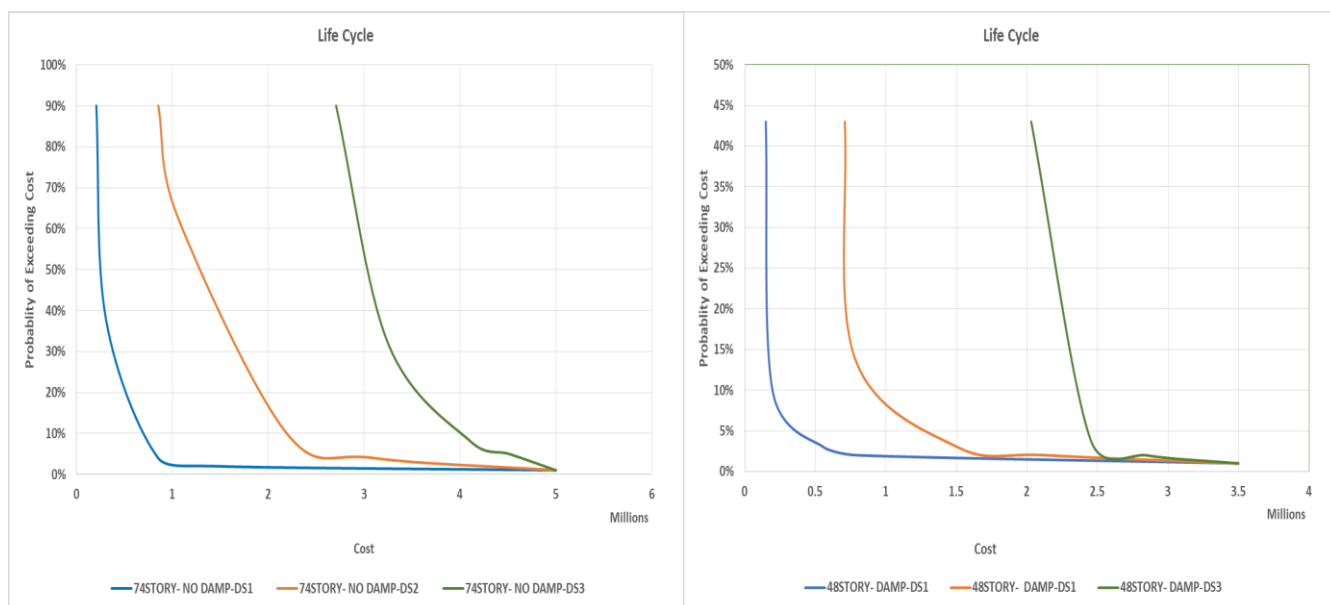
شکل (۱۴): طیف مناسب طراحی برای اثر پیش‌لرزه بر روی سازه آسیب دیده

جدول (۷): هزینه چرخه عمر

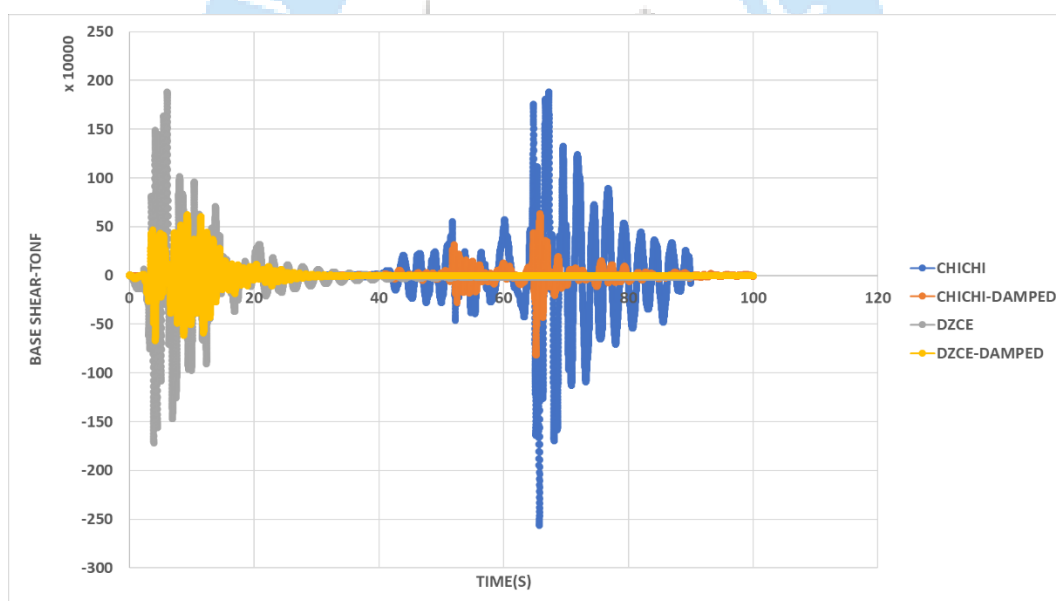
طبقه ۷۴

طبقه ۴۸

	COST	P.O.E	COST	P.O.E
	۲۰۷۰۴۰	۹۰٪	۱۵۰۰۰۰	۴۳٪
DS1-P10	۳۰۷۰۴۰	۳۸٪	۱۹۷۳۶۰	۱۰٪
DS1-P50	۸۵۱۷۳۲	۴٪	۵۵۹۹۴۴	۳٪
DS1-P90	۱۴۴۴۴۸۰	۲٪	۸۰۵۶۸۰	۱٪
	۸۵۳۳۰۰	۹۰٪	۷۰۹۹۴۰	۴۳٪
DS2-P10	۱۰۵۳۳۰۰	۶۳٪	۷۷۹۹۴۰	۱۴٪
DS2-P50	۲۱۹۳۵۵۳	۱۰٪	۱۵۰۹۷۹۵	۳٪
DS2-P90	۳۰۹۶۷۴۰	۴٪	۲۱۴۵۳۶۰	۱٪
DS3-P10	۲۷۰۶۸۶۰	۹۰٪	۲۰۳۱۰۲۰	۴۳٪
DS3-P50	۳۲۴۸۱۳۲	۳۲٪	۲۴۴۹۸۳۲	۴٪
DS3-P90	۴۱۱۰۶۰۰	۸٪	۲۸۴۶۵۴۰	۲٪
	۴۵۱۰۶۰۰	۵٪	۲۰۰۰۰۰۰	۰٪



شکل (۱۵): محاسبه هزینه های چرخه عمر



شکل (۱۶): منحنی RESPONSE PLOT برای قاب ۴۸ طبقه در دو حالت همراه و بدون میراگر

۹- نتیجه گیری

هدف اصلی این مقاله بررسی عملکرد قاب‌های بلندمرتبه دیاگرید است و تمام ارزیابی‌ها برای رسیدن به این مهم می‌باشد که آیا قاب‌های دیاگرید در کنار معماری خاصی که دارند به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای، ایمنی کافی و عملکرد مناسب برای استفاده شدن در شهرهای با خطر لرزه‌ای بسیار زیاد را دارند یا خیر که نتایج تحلیل قاب حاکی از آن است در صورت استفاده از میراگرهای ویسکوز کاهش بیش از ۴۰ درصدی در تغییر مکان و دررفت سازه حاصل شده است. روش ارائه شده در مقاله برای ساخت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی و نحوه تحلیل ارائه شده به‌صورت خاص می‌تواند سازه‌های دچار آسیب‌دیده را در نرم‌افزارهای المان محدود به‌صورت واقعی تحلیل کند و

ارزیابی و نتایج صحیحی از سازه‌های موجودی که چندین زلزله تجربه کرده‌اند را در اختیار بگذارند. روش ارائه شده برای محاسبه چرخه عمر نیز روش نوینی است که ماحصل آن یک نرم‌افزار صفحه گستر بر پایه هزینه‌های اعلامی توسط Fema می‌باشد که می‌تواند در تمامی قاب‌ها با در نظر گرفتن المان‌های غیرسازه‌ای در چرخه عمر سازه هزینه‌های یک ساختمان را محاسبه کند. به صورت خلاصه نتایج نهایی این تحقیق:

۱. با استفاده از میراگرهای ویسکوز می‌توان سازه‌های بلندمرتبه قطری در مناطق با خطرپذیری زیاد و بسیار زیاد با کاربری اداری - مسکونی ساخت.
 ۲. میراگرهای ویسکوز منجر به بهبود عملکرد سازه هم در تغییر مکان نسبی و هم حداکثر تغییر مکان تا ۵۰ درصد می‌شود.
 ۳. استفاده از میراگرهای ویسکوز تاب‌آوری سازه را بهبود بخشیده هم در بازیابی عملکرد که وابسته به زمان است و هم در کاهش هزینه‌های بهسازی که بر اساس هزینه محاسبه می‌شود.
 ۴. عملکرد میراگرها در سازه‌های بلندتر در بهبود تاب‌آوری بیشتر است به طوری که در سازه ۷۴ طبقه ۲۲ درصد بهتر از ۴۸ طبقه است.
 ۵. در زلزله ۲۷۵۰ ساله مفاصل پلاستیک تا یک سوم ارتفاع تشکیل شده بودند.
 ۶. در سطح DS1 برای ۱۰ و ۵۰ ساله آسیب‌ها فقط غیرسازه‌ای هستند.
 ۷. شتاب‌نگاشت‌های موجود برای سازه‌های آسیب‌دیده مناسب نیستند و نرم‌افزارهای تجاری نیز آسیب‌های سازه را مدل نمی‌کنند؛ بنابراین استفاده از شتاب‌نگاشت پیشنهادی و ضریب کاهش مقاومت بیشتر یا لحاظ کردن تغییر شکل به روش ارائه شده نتیجه دقیق‌تری در مقاوم‌سازی حاصل خواهد کرد.
 ۸. رابطه پیشنهادی دقیق‌ترین رابطه احتمالاتی با در نظر گرفتن تمامی جنبه‌های محتمل برای محاسبه چرخه عمر است.
 ۹. نتایج نشان داد که سازه‌های دیاگرید (Diagrid) بخش زیادی از انرژی القایی را از طریق پاسخ‌های غیرالاستیک دفع می‌کنند که نشان‌دهنده توانایی این سازه‌ها در تحمل تغییر شکل‌های غیرالاستیک گسترده است. بیشتر انرژی باقی‌مانده نیز از طریق میرایی ویسکوزی دفع می‌شود.
- برای بهینه‌سازی طراحی سازه‌های بلند دیاگرید با میراگر لزج، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی مانند الگوریتم‌های ژنتیک، الگوریتم‌های ازدحام ذرات یا تکنیک‌های برنامه‌ریزی خطی می‌تواند موثر باشد. توسعه مدلی که بتواند بهترین ترکیب بین اعضای دیاگرید و میراگرهای لزج را پیدا کند، کمک بزرگی به تحقیقات در این زمینه خواهد کرد. تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌ها باید با در نظر گرفتن ملاحظات اقتصادی و زیست‌محیطی تحلیل شود. محققین می‌توانند تأثیرات زیست‌محیطی ساخت و نگهداری سازه‌های دیاگرید را با توجه به استفاده از مصالح نوین و بهینه‌سازی در چرخه عمر ارزیابی کنند. پیشنهاد می‌شود مطالعات بیشتری در زمینه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دیاگرید با میراگرهای ترکیبی (مانند میراگرهای اصطکاکی و جرمی تنظیم‌شده) انجام شود. تحقیقات بین‌رشته‌ای با ترکیب داده‌های اقلیمی، رفتار دینامیکی و تکنیک‌های هوش مصنوعی می‌تواند نتایج بهتری را در طراحی سازه‌های بلند مرتبه ارائه دهد.

مراجع

- [1] FEMA p58. Seismic Performance Assessment of Buildings., December 2018, washington, dc: Federal Emergency Management Agency
- [2]Quantification of Disaster Resilience Of Health Care Facilities, September 2009, Technical Report MCEER-09-0009
- [3]Montuori, G.M., Mele, E., Brandonisio, G. and De Luca,A. \Design criteria for diagrid tall buildings: Stiffness versus strength", Structural Design of Tall and Special Buildings, 23(17), pp. 1294-1314 (2013).

10.24200/j30.2020.56543.2839

[4] M. Roshani, A. Meshkat Dini. (2022). Seismic Resilience Analysis of High-Rise Diagrid Structures with Various Skeletal Configurations Based on Robustness Criterion. *Journal*, Volume (Issue), Page(s).

[5] Mohammadian, S., Mohammadi, M., and Jabri, A. (2023). "Life Cycle Cost Analysis of Steel Structures Considering Seismic Sequence: Application of FEMA P-58 Code." *Journal of Civil Engineering and Steel Structures*, Volume 10, Number 3, Pages 45-67

[6] Sadeghi, S., & Rofooei, F. R. (2020). Improving the seismic performance of diagrid structures using buckling restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 166, 105905.

[7] Zhang, Y., et al. (2020). "Evolutionary optimization of diagrid frame geometry for tall buildings to enhance seismic performance." *Journal of Structural Engineering*.

[8] Lee, J., et al. (2019). "Parametric optimization of diagrid systems for enhanced seismic performance using intelligent algorithms." *Computers and Structures*.

[9] Moradi, M., & Abdolmohammadi, M. (2020). Seismic fragility evaluation of a diagrid structure based on energy method. *Journal of Constructional Steel Research*, 174, 106311.

[10] Cimellaro, G.P., Fumo, C., Reinhorn, A.M., Bruneau, M. (2009). "Quantification of Disaster Resilience of Health Care Facilities." Technical Report MCEER-09-0009, University at Buffalo.

[11] Eagan, S., et al. (2016). "Advanced methods for seismic evaluation and design of resilient structures considering life cycle." *Journal of Structural Engineering*.

[12] Zandi, M., & Masoumi, A. (2018). "Probabilistic analysis of seismic resilience in high-rise buildings with viscous dampers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

[13] FEMA p58. Implementation Guide Second Edition, , December 2018, washington, dc: Federal Emergency Management Agency

[14] Afzali Fard, Shakri, Kazem, & Jahangiri. (2023). Providing a method to calculate the seismic resilience and the cost-time curve of the expected reconstruction of buildings. *Structural and construction engineering*, 10(4), 107-132

[15] Roshani, M. (2023, August). Performance assessment and calculation of robustness of high-rise diagrid tube structures with various configurations. In *Structures* (Vol. 54, pp. 898-917). Elsevier.

[16] Molina Hutt, C., Almufti, I., Willford, M., & Deierlein, G. (2016). Seismic loss and downtime assessment of existing tall steel-framed buildings and strategies for increased resilience. *Journal of Structural Engineering*, 142(8), C4015005.

[17] Ayyub, B. M. (2015). Practical resilience metrics for planning, design, and decision making. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 1(3), 04015008.

[18] Bharath, P. S., Bommisetty, J., Keertan, T. S., & Manoj, T. (2024, June). An assessment of seismic performance of high-rise diagrid structure with plan irregularity. In *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 2779, No. 1, p. 012031). IOP Publishing.

[19] Saadati, D., Javadi, P., Moghadam, A. S., & Hosseini, M. H. (2024). Evaluation of Steel Diagrid Structural System Under Near-Fault Earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 28(8), 2330-2360.

[20] Heshmati, M., Khatami, A., & Shakib, H. (2020, June). Seismic performance assessment of tubular diagrid structures with varying angles in tall steel buildings. In *Structures* (Vol. 25, pp. 113-126). Elsevier.

[21] Boake, T. M. (2014). Diagrid structures: systems, connections, details. Walter de Gruyter.

[22] Zoccolini, L., Bruschi, E., Cattaneo, S., & Quaglini, V. (2023). Current trends in fluid viscous dampers with semi-active and adaptive behavior. *Applied Sciences*, 13(18), 10358.

[23] ASCE/SEI 41-17. Seismic evaluation and retrofit of existing Buildings., 2017, Virginia: American Society of Civil Engineers

[24] Kitayama, S. (2017). *Development and evaluation of procedures for analysis and design of buildings with fluidic self-centering systems* (Doctoral dissertation, State University of New York at Buffalo).

- [25] Kitayama, S., & Constantinou, M. C. (2016). Probabilistic collapse resistance and residual drift assessment of buildings with fluidic self-centering systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(12), 1935-1953.
- [26] FEMA-356.: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings American Society of Civil Engin
- [27] Wen, R., Seker, O., Akbas, B., & Shen, J. (2016). Designs of special concentrically braced frame using AISC 341-05 and AISC 341-10. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 21(1), 04015011.
- [28] An, N. and He, Z. "A framework of seismic design based on structural resilience", In Proceedings of the 2nd International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering (ICCSTE-2016), Ottawa, Canada (2016)
- [29] Initiative, T. B. (2017). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. *TBI: Berkeley, CA, USA*.
- [30] Kircher, C., Deierlein, G., Hooper, J., Krawinkler, H., Mahin, S., Shing, B., & Wallace, J. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors.
- [31] Özüygür, A. R. (2016, February). Performance-based Seismic Design of an Irregular Tall Building—A Case Study. In *Structures* (Vol. 5, pp. 112-122). Elsevier.
- [32] FEMA p695. Quantification of Building Seismic Performance Factors., June 2009, washington, dc: Federal Emergency Management Agency
- [33] ATC Hazard by location, (Year published). *Page title*. [online] Available at: <https://hazards.atcouncil.org/>.
- [34] Application of Endurance Time method in linear seismic analysis H.E. Estekanchi, V. Valamanesh, A. Vafai
Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Iran Received 15 June 2006; received in revised form 28 December 2006; accepted 6 January 2007 Available online 20 February 2007.
- [35] Romano, E., Cascini, L., D'Aniello, M., Portioli, F., & Landolfo, R. (2020, October). A simplified multi-performance approach to life-cycle assessment of steel structures. In *Structures* (Vol. 27, pp. 371-382). Elsevier.
- [36] Hamidia, & Dalili Yazdi. (2022). Quantitative investigation of seismic resilience in steel bending frames equipped with nonlinear viscous dampers under secondary earthquake. *Civil Engineering*, 38(1.2), 51-65
- [37] Mohammadian Asl, Soheil. (winter 2019). *Life cycle cost analysis of steel structures considering the sequence tremors*. Master. Sahand University of Technology, Civil engineering.