



http://journaliss.ir

بررسی امکان سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده

امیرحسین خانی^۱، مجید طاهری^۲، سیامک اپکچی^{۳*}

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۳-۱۵۸۷۵، epackachis@aut.ac.ir

چکیده

میراگر جرمی تنظیم شده ترکیبی از جرم، فنر و کمک‌فنر است که به منظور کاهش پاسخ‌های سازه تحت تحریک جانبی از جمله نیروی باد و تحریک زلزله به خصوص در حوزه تغییر مکان به سازه اضافه می‌شود. با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله، استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در قاب‌های خمشی فولادی لزوماً باعث بهبود رفتار سازه تحت هر تحریک زلزله نخواهد شد. روش زمان دوام، یک روش دینامیکی غیرخطی جدید به منظور برآورد رفتار سازه تحت تحریک زلزله است. در این روش تحلیل، سازه تحت یک تحریک فزاینده مصنوعی قرار می‌گیرد. نتایج ارزیابی به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که میراگر جرمی تنظیم شده، میانگین حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. همچنین عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده با افزایش نسبت جرمی و همچنین افزایش ارتفاع سازه بهبود می‌یابد. اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب‌های خمشی فولادی منجر به کاهش میانگین حداکثر شتاب بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و کاهش میانگین حداکثر برش پایه ساختمان می‌شود. همچنین برآورد روش زمان دوام از حداکثر تغییر مکان‌های بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد کمتر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. برآورد روش زمان دوام از حداکثر شتاب بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است. همچنین برآورد روش زمان دوام از حداکثر برش پایه سازه در سطح خطر مورد نظر بین ۵ تا ۱۵ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، میراگر جرمی تنظیم شده، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، روش زمان دوام

Investigating the feasibility of using the Endurance time method in the evaluation of steel moment frames equipped with tuned mass dampers

A. Khani, M. Taheri, S. Epackachi

Abstract

Tuned mass dampers (TMDs) are a combination of mass, spring, and damper that are added to a structure to reduce its response to lateral excitation, such as wind forces and earthquake excitation, especially in the displacement range. Due to the very rich frequency content of earthquake excitation, the use of TMDs in steel moment frames does not necessarily improve the structural behavior under all earthquake excitations. Exclamation The time-history method is a new nonlinear dynamic method for estimating the behavior of structures under earthquake excitation. In this analysis method, the structure is subjected to an artificial incremental excitation. The results of the nonlinear time history analysis show that the TMD reduces the average maximum roof displacement under selected ground motion records. The performance of the TMD also improves with increasing mass ratio and increasing building height. Adding a TMD to steel moment frames reduces the average maximum roof acceleration under selected ground motion records and also reduces the average maximum base shear of the building. The time-history method estimation of the maximum roof displacements of the structure at a hazard level equivalent to a 475-year return period earthquake is also 10% to 20% less than the nonlinear time-history method. Exclamation The time-history method estimation of the maximum roof acceleration of the structure at a hazard level equivalent to a 475-year return period earthquake is also 10% to 20% more than the nonlinear time-history method. Exclamation The time-history method estimation of the maximum base shear of the structure at the considered hazard level is also 5% to 15% more than the nonlinear time-history method.

Keywords

Steel Moment Frame, Tuned Mass Damper, Nonlinear Time History Analysis, Endurance Time Method



رشد سریع شهرنشینی و همچنین افزایش جمعیت در چند دهه اخیر، منجر به افزایش محسوس ساختمان‌ها به خصوص ساختمان‌های بلند در اکثر شهرهای بزرگ شده است. ساختمان‌های بلند تحت تحریک‌های جانبی دینامیکی مانند تحریک زلزله و یا نیروی باد دچار ارتعاش می‌شوند. این ارتعاش در صورت فراتر رفتن از مقدار مشخصی، باعث آسیب به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و همچنین ایجاد احساس ناامنی و خطر در استفاده‌کنندگان از ساختمان می‌شود. بنابراین به خاطر کاهش ارتعاشات ناشی از تحریک‌های جانبی و همچنین به منظور افزایش ایمنی سازه‌ها، مهندسان امروزه از سیستم‌های کنترل سازه، به صورت گسترده در طراحی سازه‌ها استفاده می‌کنند.

کنترل سازه‌ها به سه شاخه کنترل فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال تقسیم می‌شود. در کنترل غیرفعال، خصوصیات سازه به صورت دائمی، به نحوی تغییر می‌کند که پاسخ‌های سازه تحت تحریک خارجی به خصوص در حوزه تغییر مکان به صورت قابل توجهی کاهش یابد. در این حالت نیازی به منبع خارجی جهت اعمال نیرو به سازه وجود ندارد. میراگرهای انرژی، جذب‌کننده‌های ارتعاشات دینامیکی و جداسازهای لرزه‌ای از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه‌ها هستند.

هر سیستم کنترل غیرفعال سازه، محدودیت‌ها و مزایای خاص خود را دارد. طبیعتاً انتخاب سیستم کنترل مناسب برای هر سازه، بستگی به مقدار اثربخشی سیستم کنترل در بهبود رفتار سازه تحت تحریک‌های خارجی، هزینه تحمیل شده به پروژه، شرایط نصب و اجرای سیستم کنترل در سازه و عمر مفید سیستم کنترل دارد.

میراگر جرمی تنظیم‌شده از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه‌ها است که به دلیل سادگی اصول حاکم بر رفتار آن و همچنین امکان نصب و اجرا در تمامی سازه‌ها به صورت گسترده برای کاهش پاسخ سازه‌ها به خصوص سازه‌های بلند در برابر تحریک‌های جانبی استفاده می‌شود.

عملکرد مناسب میراگر جرمی تنظیم‌شده در کاهش پاسخ‌های سازه به عوامل مختلفی مانند مشخصات دینامیکی سازه، نسبت جرمی استفاده‌شده برای میراگر جرمی تنظیم‌شده، موقعیت قرارگیری میراگر جرمی تنظیم‌شده در سازه، نسبت فرکانس بهینه میراگر جرمی تنظیم‌شده به فرکانس سازه اصلی و

الگوریتم مورد استفاده برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم‌شده بستگی دارد. در ادامه به صورت مختصر به برخی پژوهش‌ها در این زمینه پرداخته می‌شود.

ایده اضافه کردن یک جرم ثانویه به سازه به منظور کاهش پاسخ‌های سازه تحت تحریک جانبی، اولین ایده در طول تاریخ در زمینه کنترل سازه‌ها است.

فراهم^۱ در سال ۱۹۰۹ ترکیبی از جرم و فنر را به سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک اضافه کرد [۱]. نتایج تحقیقات نشان داد که ترکیب مورد نظر می‌تواند پاسخ‌های سازه اصلی را در محدوده بسیار کوچکی پیرامون فرکانس سازه اصلی به صفر برساند.

اورموندروید^۲ و دن هارتوگ^۳ به منظور افزایش ظرفیت ترکیب ارائه‌شده توسط فراهم برای ائتلاف انرژی جنبشی تحت تحریک نیرویی هارمونیک، یک کمک‌فنر با عملکرد موازی با فنر را به ترکیب اضافه کردند [۲].

بعدها دن هارتوگ یک روش نیمه‌تجربی به منظور تنظیم پارامترهای سختی و میرایی در ترکیب ارائه‌شده جهت کمینه‌کردن تغییر مکان جرم اصلی در یک سازه یک درجه آزادی، فاقد میرایی ذاتی و تحت تحریک نیرویی هارمونیک پیشنهاد داد. این روش نیمه‌تجربی مبتنی بر فرضیه نقطه ثابت است. در این فرضیه گفته می‌شود که تمام منحنی‌های پاسخ فرکانسی از دو نقطه ثابت می‌گذرند [۳].

امروزه این ترکیب از جرم، فنر و کمک‌فنر که به منظور کاهش پاسخ‌های سازه اصلی به خصوص در حوزه تغییر مکان به سازه اضافه شده، به عنوان میراگر جرمی تنظیم‌شده شناخته می‌شود.

محققان در تحقیقات بعدی به بررسی پتانسیل استفاده از میراگرهای جرمی در کاهش ارتعاشات سازه تحت تحریک پایه تصادفی پرداختند. در این حالت هدف از بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی، به حداقل رساندن واریانس‌های پاسخ سازه است. بنابراین محققان، سازه یک درجه آزادی و فاقد میرایی ذاتی را در نظر گرفته و این سازه را، تحت تحریک پایه تصادفی با محتوای فرکانسی ارتعاش سفید قرار دادند. در این حالت پارامترهای میراگر جرمی با استفاده از روش‌های تحلیلی، بهینه‌سازی شده است. در این صورت مشخص می‌شود که در

¹ Frahm

² Ormondroyd

³ Den Hartog



هر نسبت جرمی، یک سختی و میرایی مناسب برای میراگر جرمی وجود دارد، که به‌ازای آن تابع هدف کمینه می‌شود [۴]. در مرحله بعدی از تحقیقات صورت‌گرفته برای میراگر جرمی، محققان به بررسی سازه یک درجه آزادی با میرایی ذاتی پرداختند. اضافه‌کردن میرایی ذاتی به سیستم، باعث پیچیده‌تر شدن مسئله بهینه‌سازی می‌شود. در این صورت بهینه‌سازی با استفاده از روش‌های تحلیلی، کاری سخت و زمان‌بر خواهد بود. به همین دلیل در صورت در نظر گرفتن میرایی ذاتی، محققان با استفاده از روش‌های عددی به‌جای روش‌های تحلیلی، اقدام به بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی کردند. طبیعتاً در صورت استفاده از روش‌های عددی، دقت نتایج به‌دست‌آمده، کاهش می‌یابد اما حل مسئله سریع‌تر صورت خواهد گرفت [۵].

محققان در گام بعدی، میراگرهای جرمی را به مدل‌های چند درجه آزادی، اضافه کرده و پارامترهای میراگر جرمی را در این حالت بهینه کردند [۶-۸].

تحقیقات زیادی برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی در سازه‌های چند درجه آزادی انجام شده است. در این تحقیقات، سازه‌های مختلفی از جمله سازه‌های ساختمانی، پل‌ها، سازه‌های پوسته‌ای و ... به‌صورت مدل‌های چند درجه آزادی، مدل‌سازی شده‌اند. به این سازه‌ها میراگر جرمی اضافه شده است. میراگر جرمی در این تحقیقات بر روی مد ارتعاشی غالب سازه، که معمولاً مد اول است، تنظیم شده است. این سازه‌ها تحت تحریک‌های خارجی، خصوصاً نیروی باد و تحریک زلزله قرار گرفته‌اند. در این حالت تابع هدف تشکیل شده و پارامترهای میراگر جرمی عموماً با استفاده از روش‌های عددی بهینه‌سازی شده‌اند.

با افزایش درجات آزادی، تابع هدف به‌صورت تصاعدی بزرگ می‌شود. با بزرگ شدن تابع هدف، حل مسئله بهینه‌سازی به‌صورت قابل‌توجهی، سخت و زمان‌بر می‌شود. در صورتی که یک سازه درجات آزادی زیادی داشته باشد، تشکیل تابع هدف و بهینه‌کردن آن، کاری سخت و زمان‌بر است که نیاز به امکانات محاسباتی خاص خواهد داشت. بنابراین محققان برای کاهش محاسبات، از یک روش تقریبی اما با دقت مناسب استفاده می‌کنند.

در تحقیقات انجام‌شده، پیشنهاد شده است که سازه چند درجه آزادی به یک سازه یک درجه آزادی معادل تبدیل شود. در این صورت عملاً بهینه‌سازی بر روی یک سیستم یک درجه آزادی انجام می‌شود. این درجه آزادی، معادل مد ارتعاشی است که میراگر جرمی سنتی بر روی آن تنظیم شده است [۹-۱۱].

بعد از تحقیقات کاملی که بر روی میراگرهای جرمی تنظیم‌شده توسط محققان انجام شد، آن‌ها در پی روش‌هایی برای افزایش کارایی و راندمان میراگر جرمی تنظیم‌شده رفتند. در سال‌های اخیر، محققان روش‌های مختلفی را برای افزایش کارایی این میراگرها پیشنهاد دادند.

از جمله این روش‌ها می‌توان به استفاده از کمک‌فنرها با قابلیت رفتار غیرخطی [۱۲]، ترکیب سری و یا موازی دو میراگر جرمی [۱۳ و ۱۴]، میراگرهای جرمی چندگانه [۱۵] و ترکیب میراگر جرمی با المان اینترتر اشاره کرد [۱۶-۱۸].

۲- روش زمان دوام

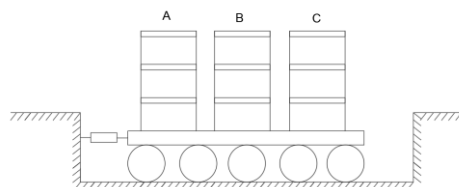
به‌منظور برآورد تلاش‌های داخلی در اعضای باربر جانبی و همچنین محاسبه تغییر مکان‌های گرهی تحت تحریک زلزله روش‌های مختلفی توسط مهندسان و محققین توسعه داده شده است. از جمله این روش‌ها می‌توان به تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل طیف پاسخ، تحلیل بار افزون و تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و غیرخطی اشاره کرد. تحلیل تاریخیچه زمانی دقیق‌ترین روش موجود برای برآورد پاسخ سازه‌ها تحت تحریک زلزله است. در این روش تحریک زلزله به‌صورت شتابنگاشت‌های زلزله‌های واقعی که با توجه به مشخصات دینامیکی سازه مورد نظر و مشخصات خاک محل مقیاس شده‌اند، به سازه اعمال می‌شود.

همچنین قابلیت رفتار غیرخطی با مدل‌سازی مفاصل پلاستیک برای تلاش‌های شکل‌پذیر در اعضای باربر جانبی در نظر گرفته شده است. از جمله محدودیت‌های این روش می‌توان به هزینه محاسباتی بالا، طولانی شدن فرایند تحلیل سازه و پیچیدگی‌های زیاد این روش تحلیل اشاره کرد.

به‌دلیل همین محدودیت‌ها استفاده از این روش با وجود دقت بالا در بین مهندسان برای پروژه‌های واقعی از محبوبیت بالایی برخوردار نبوده و جامعه مهندسی در عمل ترجیح می‌دهد از روش‌های استاتیکی معادل، تحلیل طیف پاسخ و تحلیل بار افزون به‌علت هزینه محاسباتی پایین با وجود دقت کم‌تر این روش‌ها استفاده کند.

روش زمان دوام، یک روش دینامیکی غیرخطی جدید به‌منظور برآورد رفتار سازه تحت تحریک زلزله است. در این روش، سازه تحت یک تحریک فزاینده مصنوعی قرار می‌گیرد. تحریک‌های فزاینده مصنوعی مورد نظر که توابع شتاب-زمان دوام نامیده می‌شوند، به‌گونه‌ای تولید شده‌اند که در هر زمان مشخص از تحریک، عملکرد سازه را در یک سطح خطر مشخص برای تحریک زلزله ارزیابی می‌کنند [۱۹].

روش زمان دوام یک روش تاریخیچه زمانی با دقت محاسباتی مناسب است که نسبت به روش تاریخیچه زمانی غیرخطی از هزینه محاسباتی به مراتب پایین تری برخوردار است. این مزیت به ویژه زمانی که ارزیابی در سطوح مختلف تحریک انجام می شود، بیش تر نمایان خواهد شد. در ادامه ماهیت روش زمان دوام با یک آزمایش فرضی تشریح می شود.



شکل ۱- آزمایش فرضی روش زمان دوام برای سازه های ساختمانی

همان طور که در شکل (۱) مشاهده می شود، در این آزمایش به منظور اعمال شتابنگاشت های مصنوعی روش زمان دوام از یک میز لرزان استفاده شده است. بر روی این میز لرزان سه سازه قاب خمشی سه طبقه دارای یک دهانه قرار داده شده و این سازه ها تحت یک شتابنگاشت مصنوعی روش زمان دوام قرار می گیرند.

در زمان های اولیه تحریک، رفتار تمامی سازه ها در حوزه خطی می باشد. به تدریج و با افزایش شدت تحریک به طور مثال در ثانیه هفت، رفتار سازه A وارد حوزه غیرخطی شده و ایجاد مفاصل پلاستیک خمشی در این سازه شروع می شود، اما رفتار سازه های B و C هنوز در حوزه خطی است. با افزایش شدت تحریک و به طور مثال در ثانیه ۱۲، تغییر شکل های سازه A به حد غیرقابل قبولی رسیده و این سازه در آستانه فروریزش است. همچنین در سازه B ایجاد مفاصل پلاستیک آغاز شده اما رفتار سازه C هنوز در حوزه خطی قرار دارد. با افزایش شدت تحریک و در ثانیه ۱۷، سازه A به طور کامل دچار فروریزش شده است. همچنین می توان گفت تغییر شکل های سازه B به حد غیرقابل قبولی رسیده و این سازه در آستانه فروریزش است. همچنین در سازه C ایجاد مفاصل پلاستیک آغاز شده و این سازه هنوز به سطح عملکرد ایمنی جانی نرسیده است. با توجه به رفتار سازه ها تحت شتابنگاشت مصنوعی روش زمان دوام می توان گفت که سازه A کم ترین زمان دوام و بنابراین بدترین عملکرد لرزه ای و سازه C بیش ترین زمان دوام و بهترین عملکرد لرزه ای را داشته است.

پس از معرفی روش زمان دوام، مطالعات زیادی توسط محققان به منظور بررسی عملکرد و قابلیت اطمینان این روش در

ارزیابی رفتار سازه ها تحت تحریک زلزله انجام شده است. در ادامه به برخی از این تحقیقات به صورت مختصر اشاره می شود. در ابتدا روش زمان دوام برای ارزیابی قاب های خمشی فولادی با فرض رفتار خطی مصالح استفاده شد [۲۰]. استکانچی و همکاران معیار خرابی در قاب های خمشی فولادی را به وسیله روش زمان دوام تخمین زدند [۲۱]. ریاحی و همکاران نیز کاربرد روش دینامیکی زمان دوام را در ارزیابی لرزه ای سازه های فولادی با فرض رفتار غیرخطی مصالح فولادی مطالعه کردند [۲۲]. در ادامه والامنش و استکانچی روش زمان دوام را به منظور بررسی پاسخ لرزه ای قاب های خمشی فولادی تحت تحریک سه بعدی بررسی نمودند [۲۳].

محققان در تحقیقات بعدی در این زمینه، به ارزیابی لرزه ای سازه های بنایی غیر مسلح، بررسی شاخص های مختلف آسیب برای قاب های خمشی فولادی، تخمین تلفات احتمالی لرزه ای سازه و همچنین به بررسی اندرکنش دیوارهای برشی و قاب های خمشی با استفاده از روش زمان دوام پرداختند [۲۴-۲۷].

مطالعات محققان در این زمینه نشان داد که با وجود مزیت های روش زمان دوام، نتایج این روش به ویژه زمانی که پاسخ سازه از رفتار غیرخطی اعضای آن تأثیر می پذیرد، باید به دقت بررسی شود. بنابراین باید گفت که ارزیابی رفتار سازه ها در حوزه غیرخطی به منظور طراحی ایمن سازه ها در برابر تحریک زلزله در پروژه های واقعی با استفاده از روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی امری پیچیده، دارای هزینه محاسباتی بالا و زمان بر خواهد بود. در این صورت استفاده از روش های تحلیلی با دقت مناسب و هزینه محاسباتی کم تر، به خصوص در مراحل اولیه طراحی و به منظور دستیابی به ابعاد اولیه اعضای باربر جانبی و همچنین بر آورد مناسب از رفتار کلی سازه بسیار مفید خواهد بود. همچنین باید گفت که استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم شده در سازه های بلند که عموماً دارای اسکلت فولادی هستند، به منظور تأمین سختی کافی سازه در برابر تحریک های جانبی مثل تحریک زلزله و نیروی باد، رویکردی رایج در بین جامعه مهندسی محسوب می شود.

بنابراین در این مقاله به منظور بررسی امکان سنجی استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی قاب های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده، رفتار دو قاب خمشی دوطبقه فولادی پنج و ۱۰ طبقه مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده تحت تحریک زلزله با استفاده از روش زمان دوام ارزیابی می شود.

در این مقاله قاب خمشی پنج طبقه به عنوان نمونه ای از سازه های فولادی کوتاه مرتبه و قاب خمشی ۱۰ طبقه به عنوان نمونه ای از سازه های فولادی میان مرتبه در نظر گرفته شده است.



رفتار هر یک از این سازه‌ها بدون میراگر جرمی تنظیم شده و با میراگر جرمی تنظیم شده با نسبت جرمی یک، دو، سه و چهار درصد تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام ارزیابی خواهد شد. در انتها نتایج به دست آمده از این روش با روش دقیق تاریخیچه زمانی غیرخطی مقایسه خواهد شد.

۳- مدل سازی قاب های خمشی

به منظور ارزیابی رفتار قاب های خمشی دوبعدی فولادی تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام و روش تاریخیچه زمانی غیرخطی، مدل سازی قاب های خمشی دوبعدی فولادی، در نرم افزار Opensees انجام شده است.

در مدل سازی های صورت گرفته، رفتار غیرخطی اعضای برابر جانبی با استفاده از مفهوم پلاستیسیتة متمرکز معرفی شده است. در این نحوه مدل سازی رفتار غیرارتجاعی اعضا در یک طول محدود اتفاق می افتد. در این راستا قاب های خمشی با استفاده از المان های تیر-ستون الاستیک، متصل شده به المان های با طول صفر که به عنوان فنر های خمشی عمل می کنند تا رفتار غیرخطی را نمایندگی کنند، مدل شده اند. جهت انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی و ارزیابی رفتار قاب های خمشی به صورت دقیق، کلیة مفاصل پلاستیک مربوط به تیر، ستون و چشمه های اتصال ستون مدل شده اند.

اجزای اصلی هندسی قاب های خمشی که مدل سازی شده -

اند عبارتند از:

- تکیه گاه های سازه
- مفاصل پلاستیک ستون ها
- المان های الاستیک تیرها و ستون ها
- چشمه های اتصال
- مفاصل پلاستیک تیرها
- المان خرپایی تیرها و ستون های دهانه P-Δ
- فنر های چرخشی اتصالات تیر به ستون دهانه P-Δ

در تمامی سازه ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آن ها، برش ها و لنگر های خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. به منظور اعمال آثار P-Δ در تحلیل قاب های خمشی فولادی، یک دهانه خرپایی به سازه اضافه شده است.

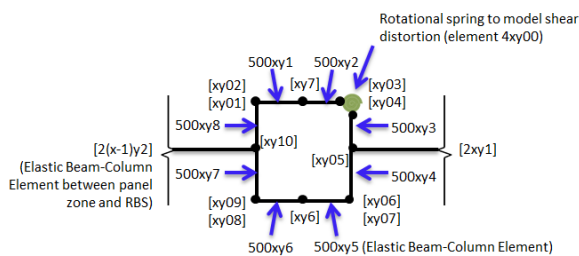
این دهانه شامل ستون های Leaning Column و المان های خرپایی به عنوان تیر و همچنین مفاصل با سختی بسیار کوچک و تکیه گاه مفصلی می باشد. طول این دهانه به اندازه کوچک ترین دهانه قاب در نظر گرفته می شود. به جهت این که این دهانه در

سختی جانبی قاب دخالتی ایجاد نکند، کل اتصالات آن به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

پس از مدل سازی هندسی قاب های خمشی بایستی خصوصیات رفتاری اجزای مختلف قاب به آن ها اطلاق شود. این خصوصیات عبارتند از:

- اختصاص جرم هر گره سازه
- مقید کردن گره های ابتدا و انتهای تیرها در هر طبقه
- اعمال درجات آزادی گره های تکیه گاهی
- اختصاص خصوصیات هندسی مقاطع المان ها شامل سطح مقطع، ممان اینرسی و ...
- اصلاح سختی المان های تیر و ستون
- تعیین نوع المان های تیر و ستون
- تعیین ستون های P-Δ و لینک های صلب
- تعیین نوع المان های چشمه های اتصال

شکل (۲) جزئیات مدل سازی چشمه های اتصال را در سازه نشان می دهد. چشمه های اتصال قاب های خمشی با هشت المان صلب، متصل شده با مفصل و فنر های چرخشی مدل سازی شده اند.

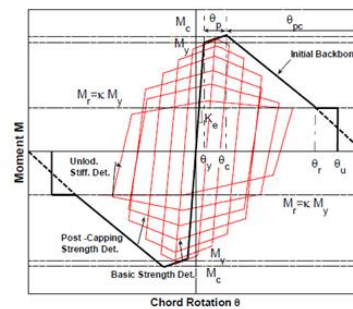


شکل ۲- مدل مفهومی چشمه های اتصال قاب خمشی

مهم ترین موضوع در مدل سازی های غیرخطی که سبب هر چه نزدیک تر شدن رفتار مدل به رفتار واقعی سازه در هنگام بارگذاری می شود، تعیین نوع رفتار چرخشی ناحیه پلاستیک در مدل می باشد. یکی از آخرین مصالحتی که جهت تعیین رفتار چرخشی اتصالات در نرم افزار Opensees معرفی شده است، ماده Bilin می باشد. روابط پاسخ چرخه ای این ماده در سال ۲۰۱۲ معرفی و بسط داده شده است [۲۸]. شکل (۳) نمودار ممان-دوران حاصل از مدل سازی مفاصل پلاستیک ماده Bilin و پارامترهای مورد نیاز جهت این مدل سازی را نمایش می دهد. پارامترهای مورد نیاز برای مدل سازی مفاصل پلاستیک به وسیله ماده Bilin عبارتند از:

مقاومت تسلیم مؤثر (M_{ye})، سختی الاستیک مؤثر (K_e)، نسبت ممان نهایی به ممان تسلیم (M_Y/M_C)، ظرفیت تغییر شکل پلاستیک (θ_p)، ظرفیت چرخش پلاستیک بعد از رسیدن به

حداکثر مقاومت (θ_{pc})، نسبت مقاومت باقی مانده به مقاومت تسلیم ($kappa$) و ظرفیت دورانی نهایی (θ_u).

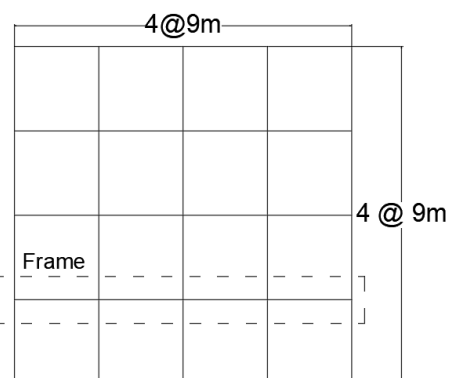


شکل ۳- نمودار ممان-دوران حاصل از مدل سازی مفصل پلاستیک

در این مقاله، به منظور ساده سازی فرایند مدل سازی و تحلیل، از سازه های متقارن و همچنین از قاب های خمشی دوبعدی به جای قاب های سه بعدی استفاده شده است. ساختمان مورد بررسی با کاربری مسکونی و همچنین با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه انتخاب شده است. جهت ارزیابی رفتار سازه، قاب خمشی میانی در این سازه ها بررسی می شود.

تراز روی پی در همه سازه ها، سطح زمین بوده و این تراز به عنوان تراز پایه در نظر گرفته شده است. بارگذاری سازه ها، با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۹] انجام شده و از نکات ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۳۰]، برای بارگذاری صحیح لرزه ای و در طراحی قاب های خمشی فولادی از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۳۱] استفاده شد. روش های تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی نیز به منظور طراحی سازه ها به کار گرفته شده اند.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ محل احداث ساختمان شهر تهران و خاک محل، خاک نوع II در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی برای قاب های خمشی از نوع ST37 است [۳۰]. در شکل (۴) پلان سازه در طبقات نمایش داده شده است.



شکل ۴- پلان طبقات ساختمان و موقعیت قرارگیری قاب خمشی مورد بحث

تمامی قاب های خمشی فولادی دارای چهار دهانه به طول ۹ متر در تمامی طبقات هستند. همچنین ارتفاع طبقه اول در تمامی قاب های خمشی ۴/۵ متر و ارتفاع سایر طبقات ۴ متر می باشد. بار مرده برای هر طبقه ناشی از وزن اسکلت سازه به علاوه وزن اجزای غیرسازه ای مثل کف سازی 450 kg/m^2 و بار زنده برای هر طبقه 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بیست درصد از وزن بار زنده در هر طبقه در تحلیل مودال قاب های خمشی به عنوان وزن لرزه ای مشارکت داده شده است. در جدول های (۱) و (۲) مشخصات قاب های خمشی فولادی ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات قاب خمشی پنج طبقه

ستون های کناری	ستون های میانی	تیرها	طبقه	سقف
W36X231	W36X231	W24X94	۵	بام
W36X231	W36X231	W24X103	۴	۵
W36X231	W36X231	W30X148	۳	۴
W36X231	W36X231	W30X148	۲	۳
W36X231	W36X247	W36X182	۱	۲

جدول ۲- مشخصات قاب خمشی ۱۰ طبقه

ستون های کناری	ستون های میانی	تیرها	طبقه	سقف
W36X231	W36X231	W24X94	۱۰	بام
W36X231	W36X231	W24X103	۹	۱۰
W36X231	W36X231	W30X148	۸	۹
W36X231	W36X231	W30X148	۷	۸
W36X231	W36X247	W36X182	۶	۷
W36X231	W36X247	W36X182	۵	۶
W36X262	W36X302	W36X194	۴	۵
W36X262	W36X302	W36X194	۳	۴
W36X302	W36X330	W36X232	۲	۳
W36X302	W36X330	W36X232	۱	۲

پس از مدل سازی قاب های خمشی در نرم افزار Opensees، به منظور محاسبه پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده اضافه شده به قاب های خمشی، مدهای ارتعاشی این قاب ها محاسبه شده است که در جدول (۳) آمده است.

۴- مدل سازی میراگر جرمی تنظیم شده

به منظور تکمیل مدل سازی، پس از مدل سازی قاب های خمشی، میراگر جرمی تنظیم شده با نسبت های جرمی یک، دو، سه و چهار

درصد برای کنترل مد ارتعاشی اول سازه به قاب‌های خمشی در بام سازه اضافه شده‌اند.

برای مدل‌سازی میراگرهای جرمی تنظیم‌شده در نرم‌افزار Opensees از دو دسته مصالح تک‌محوره استفاده شده است. دسته اول به منظور مدل‌سازی پارامتر سختی میراگر جرمی تنظیم‌شده به صورت الاستیک خطی و دسته دوم جهت مدل‌سازی پارامتر میرایی میراگر جرمی تنظیم‌شده به صورت الاستیک ویسکوز است. مشخصات این دو دسته از مصالح، به المان با طول صفر که موقعیت میراگر را بین دو گره از مدل محدود می‌کند، اختصاص داده می‌شود.

جدول ۳- مشخصات مدهای ارتعاشی قاب‌های خمشی

فرکانس (rad/sec)	زمان تناوب (sec)	شماره مد ارتعاشی	قاب خمشی
۷/۹۳	۰/۷۹	۱	SMF5
۲۴/۴۸	۰/۲۵	۲	
۲۵/۸۱	۰/۱۱	۳	
۹۰/۲۲	۰/۰۶	۴	
۱۲۷/۹۰	۰/۰۴	۵	
۴/۷۷	۱/۳۱	۱	SMF10
۱۲/۸۵	۰/۴۸	۲	
۲۳/۴۷	۰/۲۶	۳	
۳۶/۳۸	۰/۱۷	۴	
۵۳/۱۳	۰/۱۱	۵	

به منظور اختصاص سختی و میرایی مناسب به میراگر جرمی تنظیم‌شده از روابط (۱) الی (۴)، معرفی شده توسط دن هارتوگ استفاده می‌شود [۳].

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (1)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (2)$$

$$\bar{\alpha}_{opt} = \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\xi_s \quad (3)$$

$$\bar{\xi}_{opt} = \xi_{opt} + (0.13 + 0.12\mu + 0.4\mu^2)\xi_s - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2)\xi_s^2 \quad (4)$$

در روابط معرفی شده (μ)، (α_{opt}) و (ξ_{opt}) به ترتیب بیانگر نسبت جرم میراگر به جرم کل سازه، فرکانس طبیعی میراگر جرمی تنظیم‌شده در حالت بهینه نسبت به فرکانس طبیعی سازه

و درصد میرایی بهینه میراگر جرمی تنظیم‌شده است. همچنین پارامترهای ($\bar{\alpha}_{opt}$) و ($\bar{\xi}_{opt}$) بیانگر (α_{opt}) و (ξ_{opt}) برای سازه‌های دارای میرایی ذاتی است. (ξ_s) درصد میرایی سازه در مد ارتعاشی اول است. با داشتن پارامترهای معرفی شده و با استفاده از روابط (۵) و (۶) می‌توان سختی و میرایی مناسب برای میراگر جرمی تنظیم‌شده را محاسبه کرد.

$$k_{tmd} = \bar{\alpha}_{opt}^2 w_1^2 m_{tmd} \quad (5)$$

$$c_{tmd} = 2\bar{\xi}_{opt} w_{tmd} m_{tmd} \quad (6)$$

در روابط بالا (m_{tmd})، (k_{tmd})، (c_{tmd})، (w_{tmd}) و (w_1) به ترتیب معرف جرم، سختی، میرایی، فرکانس میراگر جرمی تنظیم‌شده و فرکانس مد ارتعاشی اول سازه است. در جدول (۴) پارامترهای میراگر جرمی به ازای نسبت‌های جرمی مختلف به دست آمده‌اند.

جدول ۴- پارامترهای میراگر جرمی به ازای نسبت‌های جرمی مختلف

μ	ξ_s	$\bar{\alpha}_{opt}$	$\bar{\xi}_{opt}$
۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۹۸۲	۰/۰۶۴
۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۹۷۲	۰/۰۸۹
۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۹۶۲	۰/۱۰۸
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۹۵۲	۰/۱۲۴

۵- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام

به منظور ارزیابی قاب‌های خمشی دوبعدی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده به روش زمان دوام، از توابع شتاب ETA20en01-03 استفاده شده است که طیف الگوی آن‌ها از میانگین‌گیری طیف‌های پاسخ شتاب هفت رکورد زلزله به دست آمده است. این رکوردهای زلزله در آیین‌نامه FEMA 440 برای خاک نوع C (معادل خاک نوع I و II استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)) [۳۰] پیشنهاد شده و در جدول (۵) ارائه شده‌اند [۳۲].

به منظور ارزیابی صحیح سازه‌ها تحت تحریک زلزله به روش زمان دوام، توابع شتابنگاشت مورد استفاده باید به گونه‌ای مقیاس شوند که طیف پاسخ آن‌ها تا زمان هدف با طیف پاسخ طرح در زمان تناوب اصلی سازه هم‌خوان باشد. محققان پیشنهاد می‌کنند که زمانی بزرگ‌تر از ۴ تا ۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه به عنوان زمان هدف، به ویژه در تحلیل‌های غیرخطی انتخاب شود.

بنابراین با توجه به زمان تناوب قاب‌های خمشی دوبعدی، زمان ۱۰ ثانیه به عنوان زمان هدف مشخص می‌شود. همچنین باید گفت که طیف پاسخ طرح با در نظر گرفتن اثرات زلزله متعامد، ۱/۳ برابر طیف پاسخ خاک نوع II برای شهر تهران مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۳۰]، در نظر گرفته



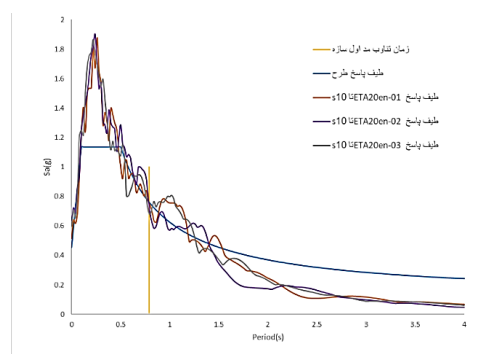
شده است. این طیف پاسخ معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است.

جدول ۵- مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تولید توابع

شتاب زمان دوام [۳۲]

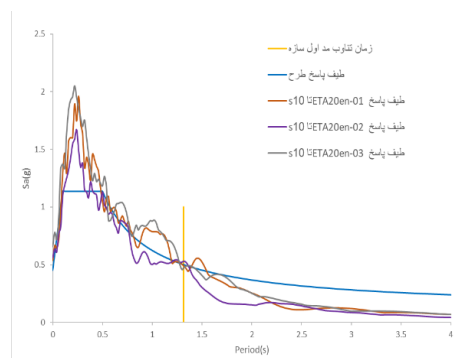
Earthquake	Station	Duration(S)	PGA(g)
Landers	Yermo, fire station	۵۰/۰	۰/۱۷۱
Loma Prieta	Santa Cruz, University of California	۳۹/۹	۰/۴۴۱
Loma Prieta	Gilroy, Gavilon College Phys. Sch. Bldg	۳۹/۹	۰/۳۵۶
Loma Prieta	Anderson Dam, Downstream	۳۹/۶	۰/۲۴۰
Loma Prieta	Saratoga, Aloha Ave.	۳۹/۹	۰/۵۰۴
Morgan Hill	Gilroy#6, San Ysidro	۲۹/۹	۰/۲۸۶
Northridge	Microwave Castaic, Old Ridge Route	۴۰/۰	۰/۵۱۴

در جدول (۶) ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌های زمان دوام برای قاب‌های خمشی ارائه شده است. همچنین در شکل‌های (۵) و (۶) هم‌خوانی طیف پاسخ شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح در زمان تناوب اصلی سازه نشان داده شده است.



شکل ۵- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح

برای قاب خمشی دویعدی فولادی پنج طبقه



شکل ۶- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام با طیف پاسخ طرح

برای قاب خمشی دویعدی فولادی ۱۰ طبقه

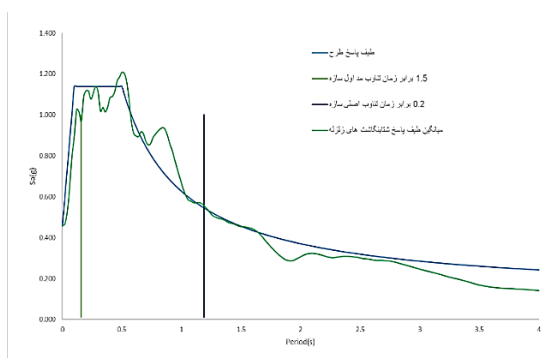
جدول ۶ - مشخصات شتابنگاشت‌های زمان دوام مقیاس شده

ضریب مقیاس	زمان هدف (s)	شتابنگاشت	قاب خمشی
۰/۹۱	۱۰	ETA20en-01	SMF5
۰/۹۱	۱۰	ETA20en-02	
۰/۹۱	۱۰	ETA20en-03	
۰/۹۵	۱۰	ETA20en-01	SMF10
۰/۸۰	۱۰	ETA20en-02	
۱/۰۰	۱۰	ETA20en-03	

۶- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله

به‌منظور بررسی عملکرد روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی دویعدی فولادی، نتایج این روش باید با نتایج روش تاریخیچه زمانی غیرخطی مقایسه شود. برای در نظر گرفتن اثر تصادفی بودن پدیده زمین‌لرزه از هفت شتابنگاشت زلزله به‌منظور صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام استفاده شده است. این شتابنگاشت‌ها شامل شتابنگاشت‌هایی که برای تولید شتابنگاشت‌های زمان دوام استفاده شده‌اند، نمی‌شوند.

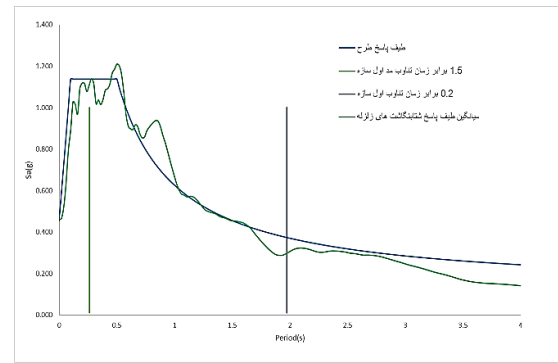
شتابنگاشت‌های زلزله مورد استفاده در ارزیابی قاب‌های خمشی برای خاک نوع C بوده و از میان شتابنگاشت‌های پیشنهادی FEMA 440 و FEMA 695 انتخاب شده‌اند. در جدول (۷) ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌های زلزله جهت بررسی عملکرد روش زمان دوام ارائه شده است. همچنین در شکل‌های (۷) و (۸) هم‌خوانی میانگین طیف پاسخ شتابنگاشت‌های زلزله با طیف پاسخ طرح در محدوده ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه نشان داده شده است.



شکل ۷- مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله با طیف پاسخ طرح برای

قاب خمشی دویعدی فولادی پنج طبقه





شکل ۸- مقیاس کردن شتابنگاشت های زلزله با طیف پاسخ طرح برای قاب خمشی دوبعدی فولادی ۱۰ طبقه

جدول ۷- مشخصات شتابنگاشت های زلزله به منظور صحت سنجی نتایج روش زمان دوام

ضریب مقیاس	حداکثر شتاب زلزله (g)	شتابنگاشت زلزله	قاب خمشی
۱/۱۰۶	۰/۴۱۵	Northridge	SMF5
۱/۹۳۴	۰/۲۳۷	Imperial Valley	
۰/۹۰۳	۰/۵۰۹	Kobe	
۰/۸۷۰	۰/۵۲۸	Loma Prieta	
۱/۰۴۵	۰/۴۴۰	Chi-Chi	
۲/۱۹۱	۰/۲۰۹	San Fernando	SMF10
۰/۹۲۶	۰/۴۹۶	Manjil	
۱/۱۰۶	۰/۴۱۵	Northridge	
۱/۹۳۴	۰/۲۳۷	Imperial Valley	
۰/۹۰۳	۰/۵۰۹	Kobe	
۰/۸۷۰	۰/۵۲۸	Loma Prieta	
۱/۰۴۵	۰/۴۴۰	Chi-Chi	
۲/۱۹۱	۰/۲۰۹	San Fernando	
۰/۹۲۶	۰/۴۹۶	Manjil	

۷- صحت سنجی

به منظور اطمینان از صحت روند مدل سازی و همچنین دقت نتایج به دست آمده در فرایند تحلیل، سازه معرفی شده در مرجع [۳۳] در نرم افزار Opensees مدل سازی شده و نتایج به دست آمده در حوزه رفتار خطی و غیر خطی با نتایج این مرجع مقایسه شده است.

جهت اطمینان از صحت نتایج در حوزه رفتار خطی، زمان تناوب مدهای رفتاری سازه بدون میراگر جرمی تنظیم شده به دست آمده توسط نویسندگان با نتایج مرجع [۳۳] مقایسه شده اند. همچنین به منظور اطمینان از صحت نتایج حاصل در حوزه رفتار غیر خطی، حداکثر تغییر مکان سازه مجهز به میراگر

جرمی تنظیم شده در بام تحت شتابنگاشت زلزله نورث ریج به دست آمده توسط نویسندگان با نتایج مرجع [۳۳] مقایسه شده است.

در جدول (۸) صحت سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و در جدول (۹) صحت سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار غیر خطی ارائه شده است.

جدول ۸- صحت سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار خطی

شماره	زمان تناوب مرجع (sec)	زمان تناوب نویسندگان (sec)	درصد خطا
۱	۱/۲۲	۱/۲۳	۰/۸
۲	۰/۴۴	۰/۴۳	۲/۳
۳	۰/۲۵	۰/۲۴	۴

با مطالعه رفتار سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و غیر خطی و همچنین با مقایسه نتایج به دست آمده برای رفتار سازه مرجع با نتایج گزارش شده، می توان نتیجه گرفت که روند استفاده شده برای مدل سازی و تحلیل سازه ها در این پژوهش از دقت مناسب برای پیش بینی رفتار سازه ها برخوردار است. همچنین باید گفت که اختلاف موجود بین نتایج به دست آمده و نتایج گزارش شده برای سازه مرجع در حوزه رفتار خطی و غیر خطی می تواند به دلیل اختلاف در فرضیات پایه برای مدل سازی و تحلیل سازه باشد.

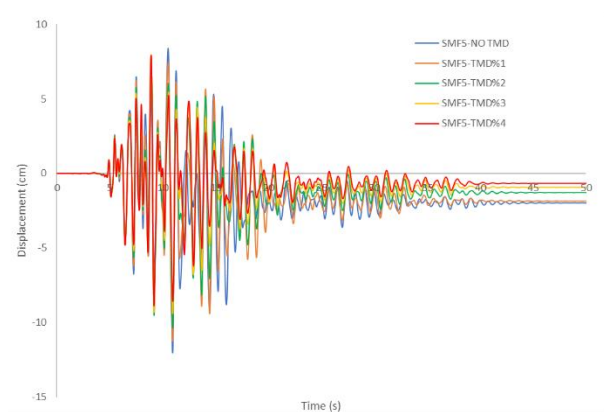
جدول ۹- صحت سنجی نتایج سازه مرجع در حوزه رفتار غیر خطی

درصد خطا	حداکثر تغییر مکان بام محاسبه شده توسط نویسندگان (cm)	حداکثر تغییر مکان بام در مرجع (cm)
۶/۶	۲۹/۸۶	۳۲
۵/۶	۳۵/۸۷	۳۸
۵/۹	۲۷/۲۷	۲۹
۲/۲	۲۸/۳۶	۲۹



۸- ارزیابی قاب خمشی فولادی پنج طبقه

رفتار قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی پنج طبقه تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی زمان دوام و همچنین هفت شتابنگاشت زلزله منتخب ارزیابی شده است. در این ارزیابی حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، حداکثر شتاب سازه در بام و حداکثر مقدار برش پایه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی، تحت شتابنگاشت‌های مختلف مقایسه و بررسی شده است. تغییر مکان‌های بام سازه پنج طبقه نسبت به زمان تحت شتابنگاشت زلزله کوبه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی در شکل (۹) گزارش شده است.



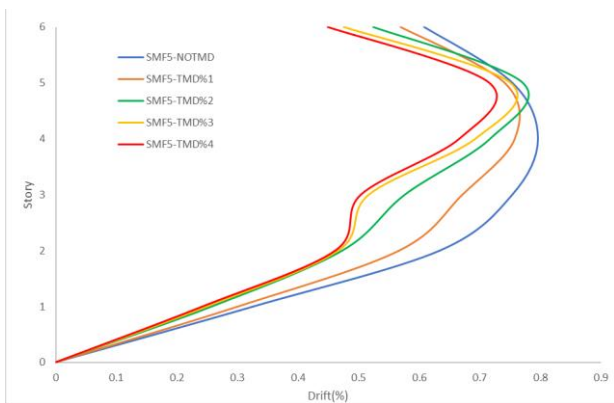
شکل ۹- تغییر مکان بام سازه پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

در جدول (۱۰) حداکثر تغییر مکان بام برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.

جدول ۱۰- حداکثر تغییر مکان بام برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

مدل	درصد کاهش نسبت به حالت بدون میراگر جرمی	
	حداکثر تغییر مکان بام (cm)	حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات
SMF5-NO TMD	۱۱/۹۸	۰/۰
SMF5-TMD%1	۱۱/۱۷	۶/۷
SMF5-TMD%2	۱۰/۳۱	۱۳/۹
SMF5-TMD%3	۹/۳۷	۲۱/۸
SMF5-TMD%4	۸/۵۵	۲۸/۶

در شکل (۱۰) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.



شکل ۱۰- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه بر حسب درصد

در سازه‌های چند درجه آزادی تحت تحریک زلزله، بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده از جمله سختی و میرایی برای هر نسبت جرمی، معمولاً با کمینه‌کردن واریانس پاسخ‌های مد رفتاری مورد نظر در حوزه تغییر مکان تحت ارتعاش سفید انجام می‌شود. بنابراین در این حالت انتظار می‌رود که استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده در سازه‌ها تحت تحریک زلزله منجر به کاهش اختلاف بین حداکثر تغییر مکان‌های تجربه شده با تغییر مکان متوسط تجربه شده توسط سازه شود. در این صورت هدف از بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده، کمینه‌کردن حداکثر شتاب تجربه شده توسط سازه و یا کاهش برش پایه ساختمان نیست؛ اما با در نظر گرفتن تابع هدف مرسوم برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده و در صورت عملکرد مناسب میراگر جرمی تحت تحریک زلزله مشخص می‌توان انتظار داشت که حداکثر تغییر مکان‌های تجربه شده توسط سازه نیز کاهش پیدا کند.

طبیعتاً میراگر جرمی تنظیم شده به منظور کنترل مد رفتاری شاخص سازه تحت تحریک زلزله به سازه اضافه می‌شود. با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله باید گفت که در صورت هماهنگی محتوای فرکانسی تحریک زلزله با سایر مدهای رفتاری سازه، میراگر جرمی تنظیم شده نمی‌تواند تأثیری در بهبود رفتار سازه داشته باشد و حتی ممکن است منجر به بدتر شدن رفتار سازه شود. به دلیل همین محتوای فرکانسی بسیار غنی در تحریک زلزله و تفاوت بین محتوای فرکانسی زلزله‌های



مختلف عملکرد میراگر جرمی تحت زلزله‌های مختلف متفاوت می‌باشد.

با بررسی تغییرمکان‌های تجربه‌شده در بام قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه، می‌توان گفت که پارامترهای میراگر جرمی از جمله سختی و میرایی به‌درستی تنظیم شده و در هماهنگی مناسب با محتوای فرکانسی شتابنگاشت زلزله، موفق به بهبود رفتار سازه تحت تحریک زلزله کوبه شده است.

با بررسی نتایج به‌دست آمده می‌توان گفت که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی تنظیم‌شده، عملکرد این میراگر بهبود یافته و این جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی، تغییرمکان حداکثر تجربه‌شده در بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه را بیش‌تر کاهش داده است. با در نظر گرفتن نسبت جرمی یک در صد برای میراگر جرمی، حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه در بام ۶/۷ درصد کاهش یافته است، این در حالی است که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی به چهار درصد، حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه ۲۸/۶ درصد کاهش یافته است.

با بررسی تغییرمکان نسبی در تمامی طبقات در قاب خمشی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه می‌توان گفت که با اضافه‌شدن میراگر جرمی به سازه، تغییرمکان نسبی طبقات کاهش یافته است. به‌طور مثال تغییرمکان نسبی طبقه اول در صورت وجود میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد نسبت به سازه بدون میراگر جرمی ۲۵ درصد کاهش یافته است.

در ادامه در جدول (۱۱) حداکثر شتاب تجربه‌شده در بام سازه و همچنین حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه گزارش شده است.

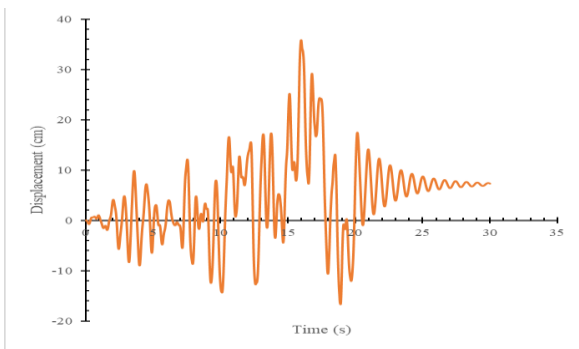
جدول ۱۱- حداکثر شتاب تجربه‌شده در بام سازه و حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه

	حداکثر شتاب بام (m/s ²)	حداکثر برش پایه (tonf)
SMF5-NO TMD	۱۱/۴۵	۴۷/۲
SMF5-TMD%1	۱۱/۷۳	۴۳/۶
SMF5-TMD%2	۱۲/۰۱	۳۶/۸
SMF5-TMD%3	۱۲/۱۹	۳۶/۴
SMF5-TMD%4	۱۲/۴۹	۳۴/۴

با بررسی نتایج گزارش شده در جدول (۱۱) باید گفت که با اضافه‌کردن میراگر جرمی تنظیم‌شده به قاب خمشی فولادی

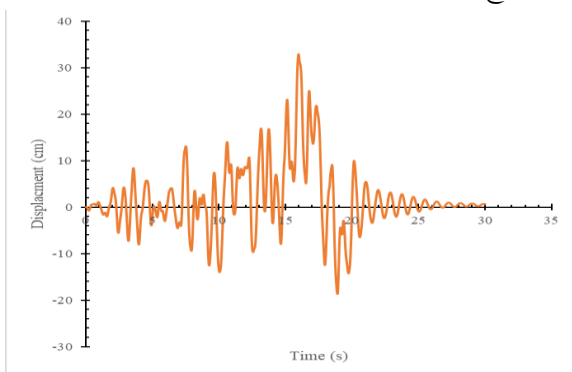
پنج طبقه، حداکثر شتاب بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه افزایش و برش پایه ساختمان کاهش یافته است.

در ادامه تغییرمکان قاب خمشی فولادی پنج طبقه در بام تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 روش زمان دوام نسبت به زمان بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) ارائه شده است.



شکل ۱۱- تغییرمکان بام سازه پنج طبقه بدون میراگر جرمی تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

با توجه به انتخاب زمان ۱۰ ثانیه به‌عنوان زمان هدف در روش دینامیکی غیرخطی زمان دوام، نتایج به‌دست آمده برای تقاضاهای نیرویی و تغییرمکانی در قاب خمشی فولادی پنج طبقه تا ثانیه دهم از شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 به‌منظور ارزیابی سازه برای سطح خطر مربوط به طیف طرح استفاده می‌شود.



شکل ۱۲- تغییرمکان بام سازه پنج طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

حداکثر تغییرمکان سازه بدون میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۴ سانتی‌متر است. همچنین حداکثر تغییرمکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۳/۷ سانتی‌متر است، که کاهش ۴/۵ درصدی نسبت به حالت بدون میراگر

جرمی تجربه کرده است. بنابراین می‌توان گفت که حداکثر تغییر مکان‌های پیش‌بینی شده برای سازه در سطح خطر مورد نظر توسط شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 نسبت به تغییر مکان‌های تجربه شده توسط سازه تحت شتابنگاشت زلزله کوبه بیش تر است.

با بررسی رفتار قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت روش زمان دوام، می‌توان گفت که اضافه کردن میراگر جرمی به سازه به صورت کلی باعث بهبود رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله می‌شود. با مقایسه نتایج به دست آمده در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) مشاهده می‌شود که اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به طور کلی باعث کاهش تغییر مکان‌ها و در نتیجه بهبود رفتار سازه شده است، این بهبود در رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله که تقاضای تغییر مکانی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی مصالح افزایش می‌یابد، با کاهش تغییر شکل‌های پسماند به صورت محسوس، نمود پیدا می‌کند. در جدول (۱۲) میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

جدول ۱۲- میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

میانگین حداکثر	میانگین حداکثر
تغییر مکان سازه در بام	تغییر مکان سازه در بام
تحت شتابنگاشت‌های	تحت شتابنگاشت‌های
زمان دوام (cm)	زلزله (cm)
SMF5-NO TMD	۱۴/۲۴
SMF5-TMD%1	۱۴/۰۲
SMF5-TMD%2	۱۴/۰۹
SMF5-TMD%3	۱۴/۰۷
SMF5-TMD%4	۱۳/۷۹

به دلیل تفاوت در محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌های زلزله منتخب با شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و همچنین نحوه مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها باشد.

بنابراین روش زمان دوام به منظور مقایسه عملکرد سازه‌ها در حوزه تغییر مکان در سطوح مختلف خطر، موفق عمل کرده و قادر است که برآورد مناسبی از رفتار سازه در حوزه تغییر مکان در این سطوح را داشته باشد. اما به منظور تدقیق نتایج به دست آمده برای تغییر مکان‌های گرهی، نتایج این روش باید با نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کنترل شود. در جدول (۱۳) میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و در جدول (۱۴) میانگین حداکثر برش پایه ساختمان، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

جدول ۱۳- میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

میانگین حداکثر شتاب	میانگین حداکثر شتاب
سازه در بام تحت	سازه در بام تحت
شتابنگاشت‌های زلزله	شتابنگاشت‌های زلزله
دوام (m/s ²)	دوام (m/s ²)
SMF5-NO TMD	۱۲/۴۲
SMF5-TMD%1	۱۲/۹۰
SMF5-TMD%2	۱۲/۹۲
SMF5-TMD%3	۱۲/۴۴
SMF5-TMD%4	۱۲/۳۴

جدول ۱۴- میانگین حداکثر برش پایه سازه، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

میانگین حداکثر برش	میانگین حداکثر برش
پایه سازه تحت	پایه سازه تحت
شتابنگاشت‌های زلزله	شتابنگاشت‌های زلزله
دوام (tonf)	دوام (tonf)
SMF5-NO TMD	۵۶/۲۸
SMF5-TMD%1	۵۷/۶۰
SMF5-TMD%2	۵۹/۳۲
SMF5-TMD%3	۵۶/۶۸
SMF5-TMD%4	۵۷/۴۴

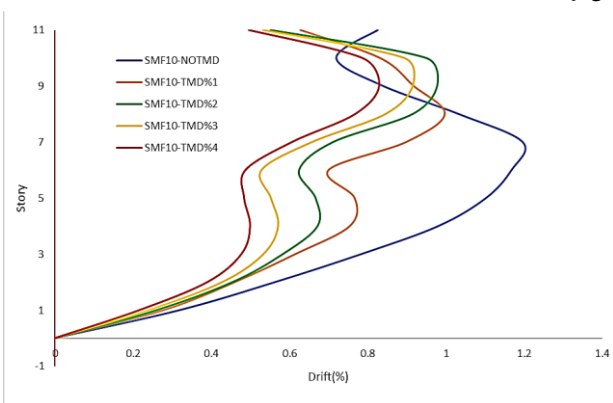
با توجه به اعداد گزارش شده در جدول (۱۲) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از تغییر مکان‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی پنج طبقه کم‌تر از تقاضای تغییر مکانی محاسبه شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. همچنین به نظر می‌رسد که میراگر جرمی تنظیم شده در بهبود پاسخ‌های سازه در حوزه تغییر مکان تحت شتابنگاشت‌های منتخب زلزله نسبت به شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام بهتر عمل کرده است. این اختلاف در نتایج به دست آمده برای تغییر مکان‌های گرهی در این دو روش ارزیابی سازه، می‌تواند



جدول ۱۵- حداکثر تغییرمکان بام برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو

درصد کاهش نسبت به حالت بدون میراگر جرمی	حداکثر تغییرمکان بام (cm)	حداکثر تغییرمکان
۰	۳۲/۷۶	SMF10-NO TMD
۲۴	۲۴/۸۱	SMF10-TMD%1
۳۳/۳	۲۱/۸۴	SMF10-TMD%2
۳۵/۶	۲۱/۰۸	SMF10-TMD%3
۴۰/۱	۱۹/۶۰	SMF10-TMD%4

در شکل (۱۴) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو گزارش شده است. با بررسی تغییرمکان‌های تجربه‌شده در بام قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو، می‌توان گفت که پارامترهای میراگر جرمی از جمله سختی و میرایی به‌درستی تنظیم شده و در هماهنگی مناسب با محتوای فرکانسی شتابنگاشت زلزله، موفق به بهبود رفتار سازه تحت تحریک زلزله سن‌فرناندو شده است.



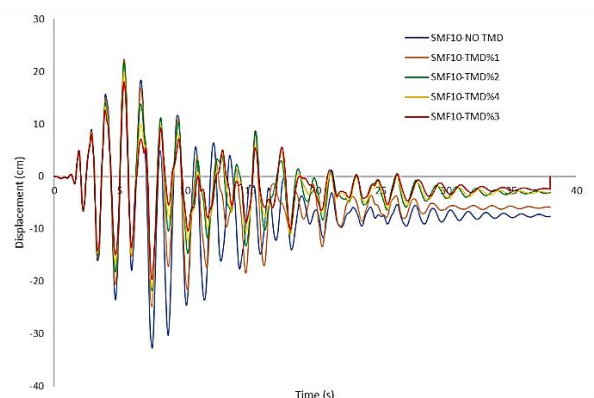
شکل ۱۴- حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات برای قاب خمشی

فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو بر حسب درصد با بررسی نتایج به‌دست‌آمده می‌توان گفت که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی تنظیم‌شده، عملکرد این میراگر بهبود یافته و این جذب‌کننده ارتعاشات دینامیکی، تغییرمکان حداکثر تجربه‌شده در بام سازه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو را بیش‌تر کاهش داده است. با در نظر گرفتن نسبت جرمی یک در صد برای میراگر جرمی حداکثر تغییرمکان تجربه‌شده توسط سازه در بام ۲۴ درصد کاهش یافته، این درحالی است که با افزایش نسبت جرمی میراگر جرمی به چهار درصد، حداکثر

با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۳) و (۱۴) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از شتاب‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله و همچنین برش پایه ساختمان برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی پنج طبقه بیش‌تر از شتاب‌های گرهی و برش پایه محاسبه‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است.

۹- ارزیابی قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه

رفتار قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی زمان دوام و همچنین هفت شتابنگاشت زلزله منتخب ارزیابی شده است. در این ارزیابی حداکثر تغییرمکان سازه در بام، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات، حداکثر شتاب سازه در بام و حداکثر مقدار برش پایه برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی، تحت شتابنگاشت‌های مختلف مقایسه و بررسی شده است. تغییرمکان‌های بام سازه ۱۰ طبقه نسبت به زمان تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو برای سازه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی در شکل (۱۳) گزارش شده است.



شکل ۱۳- تغییرمکان بام سازه ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو

در جدول (۱۵) حداکثر تغییرمکان بام برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بدون میراگر جرمی و دارای میراگر جرمی تحت شتابنگاشت زلزله سن‌فرناندو گزارش شده است.

تغییر مکان تجربه شده توسط سازه ۴۰/۱ درصد کاهش یافته است.

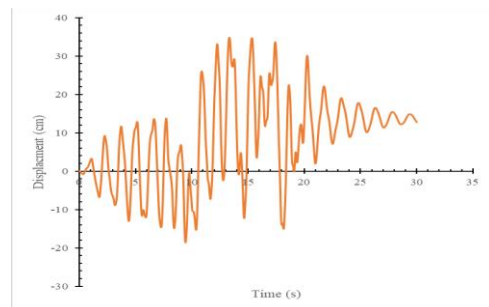
با بررسی تغییر مکان نسبی در تمامی طبقات در قاب خمشی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو می توان گفت که با اضافه شدن میراگر جرمی به سازه، تغییر مکان نسبی طبقات کاهش یافته است. به طور مثال تغییر مکان نسبی طبقه پنجم در صورت وجود میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد نسبت به سازه بدون میراگر جرمی ۵۶ درصد کاهش یافته است.

در جدول (۱۶) حداکثر شتاب تجربه شده در بام سازه و همچنین حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو گزارش شده است. با بررسی نتایج گزارش شده در این جدول باید گفت که با اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، حداکثر شتاب بام سازه و همچنین برش پایه ساختمان تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو کاهش یافته است.

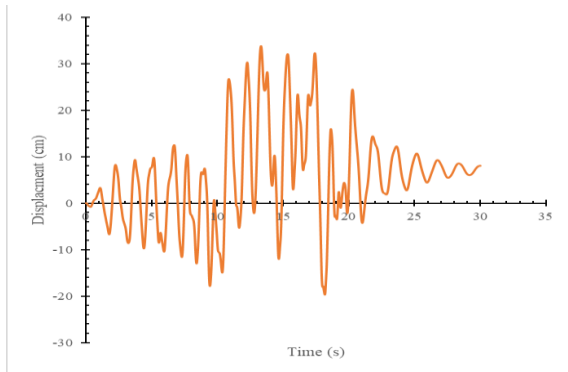
جدول ۱۶- حداکثر شتاب تجربه شده در بام سازه و حداکثر برش پایه برای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو

	حداکثر شتاب بام (m/s ²)	حداکثر برش پایه (tonf)
SMF10-NO TMD	۹/۶۲	۶۹/۲۴
SMF10-TMD%1	۹/۴۷	۶۰
SMF10-TMD%2	۹/۲۲	۵۶/۴۶
SMF10-TMD%3	۹/۰۹	۵۱
SMF10-TMD%4	۸/۸۹	۴۶/۸

در ادامه تغییر مکان قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه در بام تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 روش زمان دوام نسبت به زمان دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد و چهار درصد در شکل های (۱۵) و (۱۶) ارائه شده است.



شکل ۱۵- تغییر مکان بام سازه ۱۰ طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02



شکل ۱۶- تغییر مکان بام سازه ۱۰ طبقه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد تحت شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02

با توجه به انتخاب زمان ۱۰ ثانیه به عنوان زمان هدف در روش دینامیکی غیرخطی زمان دوام، نتایج به دست آمده برای تقاضاهای نیرویی و تغییر مکانی در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه تا ثانیه دهم از شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 به منظور ارزیابی سازه برای سطح خطر مربوط به طیف طرح استفاده می شود.

حداکثر تغییر مکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۸ سانتی متر است. همچنین حداکثر تغییر مکان سازه دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی چهار درصد تحت شتابنگاشت زمان دوام تا ثانیه دهم، ۱۷/۸ سانتی متر است، که کاهش ۳/۵ درصدی نسبت به حالت دارای میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد را تجربه کرده است.

بنابراین می توان گفت که حداکثر تغییر مکان های پیش بینی شده برای سازه در سطح خطر مورد نظر توسط شتابنگاشت فزاینده مصنوعی ETA20en-02 نسبت به تغییر مکان های تجربه شده توسط سازه تحت شتابنگاشت زلزله سن فرناندو کم تر است.

با بررسی رفتار قاب خمشی فولادی پنج طبقه تحت شتابنگاشت روش زمان دوام، می توان گفت که اضافه کردن میراگر جرمی به سازه به صورت کلی باعث بهبود رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله می شود. با مقایسه نتایج به دست آمده در شکل های (۱۵) و (۱۶) مشاهده می شود که اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به طور کلی باعث کاهش تغییر مکان ها و در نتیجه بهبود رفتار سازه شده است؛ این بهبود در رفتار سازه به خصوص در سطوح خطر بالاتر تحریک زلزله که تقاضای تغییر مکانی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی مصالح افزایش می یابد، با کاهش تغییر شکل های پسماند به صورت



با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۸) و (۱۹) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از شتاب‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله و همچنین برش پایه ساختمان برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه بیش‌تر از شتاب‌های گرهی و برش پایه محاسبه‌شده در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است.

جدول ۱۹- میانگین حداکثر برش پایه سازه، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی

روش زمان دوام		
میانگین حداکثر برش	میانگین حداکثر برش	
پایه سازه تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (tonf)	پایه سازه تحت شتابنگاشت‌های زلزله (tonf)	
SMF10-NO TMD	۷۳/۷۴	۶۶/۳۳
SMF10-TMD%1	۶۸/۷۹	۶۱/۸۶
SMF10-TMD%2	۶۸/۲۵	۶۲/۰۱
SMF10-TMD%3	۶۸/۷۶	۶۰/۹۶
SMF10-TMD%4	۶۶/۳۹	۶۰/۵۷

۱۰- نتیجه‌گیری

در این پژوهش رفتار قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده تحت تحریک زلزله به روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و روش زمان دوام ارزیابی شده است. با توجه به نتایج عددی به‌دست‌آمده از ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی پنج طبقه و ۱۰ طبقه، موارد زیر را می‌توان نتیجه گرفت.

- با توجه به محتوای فرکانسی بسیار غنی تحریک زلزله، استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم‌شده در قاب‌های خمشی فولادی لزوماً باعث بهبود رفتار سازه تحت هر تحریک زلزله نخواهد شد.
- میراگر جرمی تنظیم‌شده میانگین حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. طبیعتاً عملکرد میراگر جرمی تنظیم‌شده با افزایش نسبت جرمی برای میراگر جرمی تنظیم‌شده بهبود یافته است. به‌عنوان نمونه میراگر جرمی با نسبت جرمی یک درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، ۳/۵ درصد حداکثر تغییر مکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. این درحالی است که میراگر جرمی با نسبت جرمی

محسوس، نمود پیدا می‌کند. در ادامه در جدول (۱۷) میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

با توجه به اعداد گزارش‌شده در جدول (۱۷) می‌توان گفت که برآورد روش زمان دوام از تغییر مکان‌های گرهی ناشی از تحریک زلزله برای سطح خطر مورد نظر در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه کم‌تر از تقاضای تغییر مکانی محاسبه‌شده در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است.

در جدول (۱۸) میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام و در جدول (۱۹) میانگین حداکثر برش پایه ساختمان، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام گزارش شده است.

جدول ۱۷- میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (cm)	میانگین حداکثر تغییر مکان سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله (cm)	
SMF10-NO TMD	۲۵/۲۹	۳۰/۳۲
SMF10-TMD%1	۲۴/۴۰	۲۸/۶۷
SMF10-TMD%2	۲۳/۴۴	۲۷/۴۳
SMF10-TMD%3	۲۲/۳۲	۲۷/۸۸
SMF10-TMD%4	۲۰/۹۰	۲۶/۶۴

جدول ۱۸- میانگین حداکثر شتاب سازه در بام، حاصل از شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی روش زمان دوام

میانگین حداکثر شتاب سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زمان دوام (m/s ²)	میانگین حداکثر شتاب سازه در بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله (m/s ²)	
SMF10-NO TMD	۱۱/۷۷	۱۰/۳۲
SMF10-TMD%1	۱۱/۶۰	۱۰/۴۲
SMF10-TMD%2	۱۱/۵۲	۱۰/۳۰
SMF10-TMD%3	۱۱/۴۲	۱۰/۱۴
SMF10-TMD%4	۱۱/۳۵	۹/۹۳



چهار درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، موفق به کاهش حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب به مقدار ۱۱/۳ درصد شده است.

- عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده در کاهش میانگین حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب با افزایش ارتفاع سازه بهتر شده است. به عنوان نمونه میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد در قاب خمشی فولادی پنج طبقه، ۶/۲ درصد حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب را کاهش داده است. این در حالی است که میراگر جرمی با نسبت جرمی دو درصد در قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، موفق به کاهش حداکثر تغییرمکان بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب به مقدار ۹/۵ درصد شده است.

- اضافه کردن میراگر جرمی تنظیم شده به قاب‌های خمشی فولادی منجر به کاهش میانگین حداکثر شتاب بام تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب و همچنین کاهش میانگین حداکثر برش پایه ساختمان تحت شتابنگاشت‌های زلزله منتخب شده است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر تغییرمکان‌های بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد کم‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی (دقیق‌ترین روش موجود در ارزیابی سازه‌ها) است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر شتاب بام سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۱۰ تا ۲۰ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است.

- برآورد روش زمان دوام از حداکثر برش پایه سازه در سطح خطری که معادل با زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است، بین ۵ تا ۱۵ درصد بیش‌تر از روش تاریخچه زمانی غیرخطی است.

- با مقایسه نتایج روش زمان دوام و روش تاریخچه زمانی غیرخطی در ارزیابی رفتار قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده تحت تحریک زلزله، می‌توان گفت که روش زمان دوام از هزینه محاسباتی پایین‌تری در ارزیابی سازه‌ها برخوردار بوده و این قابلیت را دارد که با یک شتابنگاشت مصنوعی، رفتار سازه را در سطوح خطر

مختلف ارزیابی کند. لازم به ذکر است که روش زمان دوام مقادیر حداکثر تغییرمکان‌های گرهی و تقاضاهای نیرویی ایجاد شده در اعضای باربر جانبی سازه را در یک سطح خطر مشخص از تحریک زلزله با یک محدوده اختلاف از مقادیر عددی دقیق پیش‌بینی می‌کند. طبیعتاً با استفاده از شتابنگاشت‌های فزاینده مصنوعی جدیدتر و همچنین استفاده از شتابنگاشت‌های بیش‌تر می‌توان اختلاف بین نتایج این روش با روش تاریخچه زمانی غیرخطی را کاهش داد.

- در صورت صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام و همچنین مورد قبول بودن محدوده اختلاف پاسخ‌های پیش‌بینی شده توسط این روش با مقدار دقیق عددی، با توجه به دقت مورد نیاز در تحلیل و طراحی پروژه‌های اجرایی و تحقیقاتی، استفاده از این روش در ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده باعث افزایش سرعت محاسباتی و کاهش هزینه محاسباتی همراه با دقت محاسباتی مناسب خواهد شد.



- passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems", *Probabilistic Engineering Mechanics*, 38, pp. 156-164.
- [17] Elias, S., and Djerouni, S. (2024), "Optimum tuned mass damper inerter under near-fault pulse-like ground motions of buildings including soil-structure interaction", *Journal of Building Engineering*, 85, p. 108674.
- [18] Sarkar, S., and Fitzgerald, B. (2024), "Design of Tuned Mass Damper Fluid Inerter for Wind-Induced Vibration Control of a Tall Building", *Journal of Structural Engineering*, 150(3), p. 04023242
- [19] Estekanchi, H.E., Vafaei, A., and SADEGH, A.M. (2004), "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", pp. 361-370.
- [20] Estekanchi, H.E., Valamanesh, V., and Vafai, A. (2007), "Application of Endurance Time method in linear seismic analysis", *Engineering Structures*, 29(10), pp. 2551- 2562.
- [21] Estekanchi, H.E., Arjomandi, K., and Vafai, A. (2008), "Estimating structural damage of steel moment frames by Endurance Time method", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(2), pp. 145-155.
- [22] Riahi, H.T., Estekanchi, H.E., and Vafai, A. (2009), "Estimates of average inelastic deformation demands for regular steel frames by the Endurance Time method", pp. 388-402.
- [23] Valamanesh, V. and Estekanchi, H., (2010), "A study of endurance time method in the analysis of elastic moment frames under three-directional seismic loading," *Asian Journal of Civil Engineering*, 11(5), 543-562.
- [24] Chiniforush, A.A., Estekanchi, H., and Dolatshahi, K.M. (2017), "Application of Endurance Time Analysis in Seismic Evaluation of an Unreinforced Masonry Monument", *Journal of Earthquake Engineering*, 21(2), pp. 181-202.
- [25] Maleki-Amin, M.J., and Estekanchi, H., (2018), "Damage Estimation of Steel Moment Resisting Frames by Endurance Time Method Using Damage-Based Target Time", *Journal of Earthquake Engineering*, 22(10), pp. 1806-1835.
- [26] Tafakori, E., Pourzeynali, S., and Estekanchi, H. (2017), "Probabilistic seismic loss estimation via endurance time method", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(1), pp. 233-245.
- [27] Estekanchi, H., Harati, M., and Mashayekhi, M.R. (2018), "An investigation on the interaction of moment-resisting frames and shear walls in RC dual systems using endurance time method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(12), p.e 1489.
- [28] American Society of Civil Engineers, (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers Standard.
- [1] Frahm, H. (1911), "Device for Damping Vibrations of Bodies", U.S. Patent, 989,958.
- [2] Den Hartog, J.P., and Ormondroyd, J. (1928), "Theory of the dynamic vibration absorber", *ASME J. Applied. Mechanics*, 50(7), pp. 11-22.
- [3] Den Hartog, J.P. (1956), *Mechanical Vibrations*. 4th Edition. McGraw-Hill. New York.
- [4] Warburton, G.B. (1982), "Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(3), pp. 381-401.
- [5] Ayorinde, E.O., and Warburton, G.B. (1980), "Minimizing structural vibrations with absorbers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8(3), pp. 219-236.
- [6] Leung, A.Y.T., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 31(3), pp. 715-728.
- [7] Salvi, J., and Rizzi, E. (2011), "Minimax optimization of Tuned Mass Dampers under seismic excitation", In *EURODYN: 8th International Conference on Structural Dynamics*, Leuven, Belgium, 4-6 July, pp. 1892-1899.
- [8] Bakre, S.V., and Jangid, R.S. (2007), "Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system", *Structural Control and Health Monitoring*, 14(3), pp. 448-470.
- [9] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., and Chung, R.M. (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(6), pp. 617-636.
- [10] Rana, R., and Soong, T.T. (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 20(3), pp. 193-204.
- [11] Moutinho, C. (2012), "An alternative methodology for designing tuned mass dampers to reduce seismic vibrations in building structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(14), pp. 2059-2073.
- [12] Rüdinger, F. (2006), "Optimal vibration absorber with nonlinear viscous power law damping and white noise excitation", *Journal of Engineering Mechanics*, 132(1), pp. 46-53.
- [13] Li, C., and Zhu, B. (2006), "Estimating double tuned mass dampers for structures underground acceleration using a novel optimum criterion", *Journal of Sound and Vibration*. 298(1-2), pp. 280-297.
- [14] Hoang, N., and Warnitchai, P. (2005), "Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(2), pp. 125-144.
- [15] Leung, A.Y.T., and Zhang, H. (2009), "Particle swarm optimization of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 31(3), 715-728.
- [16] Marian, L., and Giaralis, A. (2014), "Optimal design of a novel tuned mass damper inerter (TMDI)

[۲۹] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.

[۳۰] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.

[۳۱] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

[32] FEMA-440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Procedures, ATC-55 Draft", Washington.

[33] Wong. K.K, (2008), "Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers", Journal of Engineering Mechanics, 134 (2), pp. 163-172.