

ارزیابی لرزه‌های سازه‌های فولادی مجهز به میراگر تنظیم‌شده جرمی با تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

نگین مشهدی^۱، سید مهدی زهرائی^{۲*}

۱. دانشجوی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران
۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

mzahrai@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۴/۲۹

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۱/۰۲

چکیده

امروزه کنترل غیرفعال^۱ با معرفی روش‌های تجهیز سازه‌ها به میراگر تنظیم‌شده جرمی^۲، منجر به افزایش ظرفیت سازه و اتلاف انرژی ناشی از تحریک شده است. در این مقاله از روش تحلیل دینامیکی فزاینده^۳ برای ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با ارتفاع متغیر ۴، ۸ و ۱۲ طبقه استفاده شده است. منحنی‌های IDA و مشخصات آماری این منحنی‌ها (۱۶٪ اول، ۸۴٪ اول، میانه، میانگین) با گام‌های ثابت 0.1g برای این سازه‌ها در دو حالت کنترل‌نشده و در حالت کنترل غیرفعال (با TMD دارای درصدهای جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ در بام) ارائه شده اند. در واقع رویکرد آماری برای ارائه پارامترهای فرکانس و میرایی میراگر، باعث تمایز این مقاله در زمینه کنترل غیرفعال با استفاده از میراگر جرمی تکی شده است. همچنین برای در نظر گرفتن بدترین حالت احتمالی برای سازه‌ها و کاهش عدم قطعیت در پاسخ سازه تحت زلزله‌های مختلف، در بررسی منحنی‌های شکنندگی^۴ از تعداد ۲۲ رکورد زلزله‌های قوی FEMA-P695 استفاده شده است و برای پوشش عدم قطعیت در میراگر و سازه ناشی از تغییرات فرکانس و با توجه به مدل‌سازی غیرخطی سازه، براساس تحقیقات قبلی، خطای ۱۰٪ در تنظیم فرکانس میراگرها در نظر گرفته شده است. در ادامه، درستی آزمایشی رفتار خطی و غیرخطی مدل به کار رفته در این مقاله، به ترتیب با مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی در دو نرم‌افزار OpenSEES و SAP2000 و مدل‌سازی سازه‌ی ۴۰ طبقه مجهز به TMD، تحت اثر زلزله‌ی Kobe با بیشینه شتاب 0.83g، بررسی شده است.

نتایج نشان می‌دهند برای درصد جرمی معادل ۱٪ برای TMD در بام سازه‌ها و با در نظر گرفتن ۱۶٪ اول همه زلزله‌ها، بیشترین درصد بهبود جابه‌جایی نسبی بام مربوط به سازه‌ی ۱۲ طبقه و برابر با ۲/۵۴٪ خواهد بود. همچنین می‌توان برای کاهش تلاش محاسباتی، میانه‌ی زلزله‌ها را در نظر گرفت و به درصد بهبود برابر با ۱/۶۱٪ رسید که در مقایسه با روش اول اعداد قابل قبولی را ارائه می‌دهد. علاوه بر این، درصد کاهش متوسط جابه‌جایی در بام در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه و در حالت‌های کنترل‌نشده، کنترل شده با TMD با درصدهای جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ گزارش شده و بیشترین درصد کاهش متوسط پاسخ بام، مربوط به سازه‌ی ۱۲ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۱٪، برابر ۳/۴۷٪ است.

واژگان کلیدی: کنترل غیرفعال، میراگر تنظیم‌شده جرمی، تحلیل دینامیکی فزاینده، سازه‌های فولادی.

1. Passive Control
2. Tuned Mass Damper (TMD)
3. Incremental Dynamic Analysis (IDA)
4. Fragility Curves

1. مقدمه و تاریخچه تحقیقات

نیازهای ایمنی و کارکرد سازه به وسیله طراحی سنتی سازه‌ها با تنظیم سختی سازه، امکان‌پذیر است. اگرچه بیشتر اوقات این روند اقتصادی نیست و ممکن است از نظر اجرایی دارای مشکلات زیادی باشد. در راستای پیدا کردن تعادل بین هزینه و بهبود ظرفیت سازه‌ها، امروزه به طور گسترده از روش‌های کنترل سازه‌ها و طراحی آن‌ها براساس عملکرد استفاده می‌شود [1]. در این روش‌ها، از میراگرها و اعضای که به طور کلی انرژی وارد شده ناشی از زلزله یا بادهای شدید به سازه را کاهش می‌دهند، استفاده می‌شود.

میراگر تنظیم‌شده جرمی (TMD) شامل سیستم مجهز به جرم، فنر و میراگر است که با تغییر مشخصات ارتعاشی سازه و مستهلک ساختن انرژی ورودی به آن، از آسیب اعضای اصلی سازه به هنگام تحمل بارهای شدید دینامیکی جلوگیری می‌کند. علاوه بر نسبت جرمی میراگر به کل سازه، فرکانس و درصد میرایی میراگر به عنوان پارامترهای اصلی در انتخاب پارامترهای TMD شناخته شده اند و تعیین آن‌ها از نکات کلیدی در طراحی آن است که میزان کارایی و موفقیت آن را در کنترل سازه مشخص می‌کند. به منظور پیاده‌سازی ایده استفاده از میراگر تنظیم‌شده جرمی، لازم است فرکانس میراگر به فرکانس طبیعی سازه نزدیک باشد. به بیان دیگر، در صورت تنظیم مناسب پارامترهای طراحی این میراگر استهلاک انرژی در بازه مؤثری از فرکانس‌های ارتعاش TMD، بهینه خواهد شد. پارامتر دوم، تعیین نسبت میرایی است که در کاهش ارتعاش میراگر و سازه به عنوان یک سیستم کلی، مؤثر است. در طراحی این میراگر به صورت غیرفعال، پارامترهای آن با توجه به ویژگی‌های دینامیکی و مدال سازه یک بار طراحی شده و در تمام عمر بهره‌برداری سازه ثابت می‌ماند. بنابراین به دلیل حساس بودن عملکرد این نوع میراگر، طراحی پارامترهای آن در محدوده فرکانسی مورد نظر باید به طور صحیحی انجام شود. میراگرهای جرمی همچنین می‌توانند به صورت پراکنده در ارتفاع سازه یا به صورت چندتایی در طبقات فوقانی سازه و تحت عنوان میراگرهای جرمی چندگانه^۱ به کار گرفته

شوند تا کارایی آن‌ها در کاهش پاسخ سازه افزایش یابد. از معایب آن می‌توان به افزایش هزینه‌های مالی و افزایش برش پایه در سازه، اشاره کرد.

در این پژوهش، تمرکز اصلی بر ارائه یک روش آماری در پیدا کردن پارامترهای بهینه برای طراحی میراگرهای تنظیم‌شده جرمی به صورت منفرد^۲ است. در حقیقت، نوآوری این روش مبتنی بر در نظر گرفتن مولفه‌های قوی زلزله‌های در نظر گرفته شده برای بهبود عملکرد TMD در محدوده‌های فرکانسی دیگر است. همچنین در سال‌های اخیر در زمینه کنترل غیرفعال سازه‌ها با استفاده از TMD، تحقیقات زیادی درباره بهینه‌سازی^۳ پارامترهای آن انجام شده است تا پاسخ سازه را به بهترین شکل کاهش دهد. در ادامه به طور مختصر به برخی از این پژوهش‌ها پرداخته خواهد شد.

روابط معروف به دن هارتوگ^۴ برای اولین بار با در نظر گرفتن یک سازه بدون میرایی تحت تحریکات هارمونیک، ارائه و توسعه داده شدند [2]. این روابط، اولین جزئیات درباره فرکانس و درصد میرایی میراگر جرمی را ارائه دادند و به عنوان مرجع در مطالعات بعد از آن‌ها برای یافتن این دو پارامتر استفاده شدند. در سال‌های بعد با تکیه بر روش‌های محاسباتی کلاسیک و غیرکلاسیک، روش‌های بهینه‌سازی متفاوتی برای تعیین پارامترهای بهینه‌ی TMDها گسترش داده شدند. یکی از اولین تحقیقات انجام شده در این زمینه، با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه و با هدف کمینه کردن ضریب بزرگنمایی دینامیکی^۵ انجام شد [3]. در سال‌های بعد، مجموعه‌ای از روابط برای مشخصات بهینه در طراحی TMD برای سازه‌های در معرض بار باد و زلزله و همچنین محدوده‌ی گسترده‌ی از نویزهای سفید^۶ ارائه شد [4]. همچنین، با استفاده از فن جستجوی عددی^۷، پارامترهای بهینه برای یک TMD متصل به سیستم یک درجه آزادی دارای میرایی ویسکوز^۸ تحت تحریکات متفاوت معرفی شدند [5]. سایر مطالعات با استفاده از اهداف مختلف برای طراحی TMD ادامه داده شدند که از جمله اساسی‌ترین آن‌ها می‌توان به بررسی میانگین انرژی پسماند^۹ (هیستریزیس) به

6. White Noise
7. Numerical Search
1. Viscous Damping
2. Hysteresis Energy

1. Multiple Tuned Mass Dampers (MTMDs)
2. Single Tuned Mass Damper (STMD)
3. Optimization
4. Den Hartog
5. Dynamic Magnification Coefficient

عنوان یک پارامتر آسیب در سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه، اشاره کرد [6].

در پژوهشی دیگر، با هدف کاهش بیشینه جابه‌جایی و شتاب طبقات در ساختمان‌های بلند مرتبه و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه^۱، الگوریتم کلونی مورچه‌ها^۲ برای پیدا کردن پارامترهای بهینه در TMD به کار گرفته شد. برای بررسی تاثیر روش ارائه شده در کاهش پاسخ سازه و تاثیر نوع خاک بر اندرکنش خاک و سازه، رکورد زلزله‌های کوبه^۳ و طبس^۴ به سازه ۴۰ طبقه مجهز به TMD، اعمال و نتایج به طور سازمان‌یافته گزارش شدند [7]. در تحقیق جامع بعدی با کمک محاسبات سریع و مدل‌سازی سازه‌ها در فضای سه بعدی، یک فرمول‌بندی چندهدفه برای مسئله بهینه‌سازی TMD برای بار خارجی و تحریکات پایه در نظر گرفته شد. این فرمول‌بندی در قالب دو روش به کار گرفته شد؛ روش اول با در نظر گرفتن معادلات TMD و روش دوم با تجزیه معادلات حرکت سازه به بخش‌های مدال آن به طور دقیق، منجر به کاهش ارتعاشات TMD، جرم TMD، و پاسخ سازه شدند [8]. در ادامه، یک روش نوین بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم تغییر یافته خفاش^۵، با استفاده از رکوردهای مختلف زلزله برای بهینه‌سازی جرم، نسبت میرایی و زمان تناوب^۶ TMD ارائه و نتیجه این روش با روش‌های دیگر مثل روش بهینه‌سازی ازدحام ذرات^۷، الگوریتم ژنتیک^۸، و جست‌وجوی سازمان‌یافته^۹ مقایسه شد. با اعمال این روش در یک سازه‌ی ده طبقه، ثابت شد که روش ارائه شده مؤثرتر عمل می‌کند [9]. در پژوهش بعدی روش بهبود یافته الگوریتم جست‌وجوی گرانشی^{۱۰} برای پیدا کردن مقادیر بهینه TMD ارائه و گزارش شد که این روش در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها، دارای عملکرد بهتری بوده و قادر به پیش‌بینی رخداد زلزله به طور مناسب است [10]. در مطالعه دیگری، بهینه‌سازی پارامترهای TMD با استفاده از الگوریتم گرده‌افشانی گل^{۱۱} و با در نظر گرفتن تحریکات نزدیک به گسل و با اعمال

بارهای ضربه‌ای و همچنین احتمال جایگزین کردن یک TMD دارای جرم زیاد با چندین TMD دارای جرم‌های کمتر در مکان‌های متعدد بررسی شد. روش رانگه-کوتا^{۱۲} برای تحلیل دینامیکی با استفاده از سیمولینک^{۱۳} و نرم‌افزار متلب^{۱۴} استفاده شد [11].

در سازه‌های بلند مرتبه، سیستم بهینه‌ی TMD با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه^{۱۵} و با استفاده از مقایسه محدوده‌های مختلف بهینه‌سازی در یک سازه‌ی قاب ۴۰ طبقه برشی، دیدگاه سازمان‌یافته‌ای برای بررسی عملکرد این نوع میراگرها فراهم کرد. حداقل رساندن جابه‌جایی و شتاب سازه به عنوان تابع هدف معرفی شده و از الگوریتم بهینه‌سازی نهنگ^{۱۶} استفاده شد [12]. با استفاده از ترکیب الگوریتم ژنتیک و یک روش عددی بهینه‌سازی و با در نظر گرفتن محدوده‌ی فرکانسی در TMD به عنوان قید محدود کننده، روش جدیدی ابداع و عملکرد این روش با فرمول ارائه شده توسط دن‌هارتوگ مقایسه شد [13].

در سال‌های اخیر نشان داده شد که استفاده از میراگرهای جرمی چندگانه در کاهش پاسخ سازه‌ها عملکرد بهتری دارد. برای نمونه در یک سازه ۴۰ طبقه در دو حالت خطی و غیرخطی به مقایسه عملکرد TMD به صورت تکی و چندگانه توزیع شده در ارتفاع سازه پرداخته شد. محل جایابی میراگرهای چندگانه با استفاده از تحلیل مدال^{۱۷} انجام گرفت. هفت شتاب‌نگاشت زلزله به سازه اعمال شدند. متوسط کاهش بیشینه جابه‌جایی بام سازه با استفاده از MTMD حدود ۲ برابر بیشتر از استفاده این میراگر در حالت منفرد گزارش شد. همچنین خطای ۱۰ درصدی به منظور پوشش عدم قطعیت‌های موجود در میراگر و سازه ناشی از تغییرات فرکانس، در تنظیم فرکانس طراحی میراگرها در نظر گرفته شد [14]. نکته دیگری که در تحقیقات به آن پرداخته شده است، وزنه‌های معلق است. وزنه‌های معلق، آثار میرایی را افزایش داده و زمانی که به مقدار از پیش تعیین شده میرایی در TMD برسند، از ارتعاش بیش از حد

12. Improved Gravitational Search Algorithm
13. Flower Pollination Algorithm
14. Runge Kutta Method
15. Simulink
16. MATLAB
17. Soil Structure interaction (SSI)
18. Whale Optimization Algorithm (WOA)
18 Modal Analysis

3. Soil-Structure Interaction (SSI)
4. Ant Colony Optimization (ACO)
5. Kobe Earthquake, Japan, 1995
6. Tabas Earthquake, central Iran, 1978
7. Modified Bat Algorithm
8. Period
9. Particle Swarm Optimization (PSO)
10. Genetic Algorithm (GA)
11. Harmonic Search

مطالعات نشان می‌دهند که به کار بردن TMD در کاهش پاسخ سازه در برابر زلزله، به ویژه برای سازه‌های با ارتفاع زیاد، می‌تواند مؤثر باشد. در کنترل غیرفعال ارتعاشات یک سازه با استفاده از TMD، تنظیم و طراحی پارامترها تنها یک بار صورت خواهد گرفت؛ بنابراین انتخاب پارامترهای این میراگر از اهمیت بالایی برخوردار است. طراحی بهینه پارامترهای این نوع میراگرها، به دلیل حساسیت بالای آن‌ها به محتوای فرکانسی تحریکات همواره یک چالش بوده است و حتی در صورت کمک گرفتن از الگوریتم‌های فرابتکاری^۶، تضمینی برای رسیدن به جواب بهینه وجود نخواهد داشت. در این پژوهش، هدف بهینه‌یابی نسبت جرمی میراگر جرمی نیست، بلکه در نظر گرفتن نسبت جرمی برای سازه در حالت واقعی است. بنابراین برای اینکه ستون‌ها بتوانند بار اضافی ناشی از اضافه شدن میراگر را تحمل کنند، باید درصد‌های کوچکی برای نسبت جرم میراگر به جرم کل سازه در نظر گرفته شود. همچنین ممکن است میراگر جرمی با در نظر گرفتن درصد‌های جرمی بالا و نصب‌شده در بام سازه، در محدوده رفتار غیرخطی به تشدید ارتعاشات سازه کمک کند. از طرفی با رویکرد مشابه در تحلیل خطر احتمالاتی زلزله^۸ و به دلیل این‌که در طول عمر سازه، اعمال همه زلزله‌ها و تحریکات ممکن به طور همزمان به سازه اتفاق نخواهد افتاد، رکوردهای شتاب متفاوتی به سازه‌ها اعمال شدند. بنابراین پارامترهای TMD نصب‌شده در بام سازه‌های مورد بررسی در این مقاله، با در نظر گرفتن دو مقدار ۰/۵٪ و ۱٪ برای نسبت جرمی میراگر به کل سازه و با استفاده از روابط دن‌هارتوگ که در بسیاری از تحقیقات بهینه‌یابی به عنوان مرجع اصلی برای مقایسه نتایج به کار رفته‌اند، طراحی خواهند شد. توجه شود که به دلیل استفاده از این روابط، نتایج به میزان زیادی به طراحی و مشخصات دینامیکی سازه‌ها هم بستگی دارد.

در این مقاله، ابتدا سه سازه فولادی با میرایی ذاتی ۵٪ و با ارتفاع‌های به ترتیب ۱۲/۸، ۲۵/۶ و ۳۸/۴ متر مدل شده‌اند و پاسخ جابه‌جایی بام آن‌ها (بیشترین جابه‌جایی در مد اول) تحت رکوردهای مختلف زلزله مورد بررسی قرار گرفته است. سپس

سازه بلند مرتبه جلوگیری می‌کنند. برای نشان دادن این امر، از یک TMD بزرگ برای خنثی کردن آثار لرزه‌ای در سازه‌های بلند استفاده شد [15].

مدل ویسکوالاستیسیته بایوت^۱ برای یک TMD با ویژگی‌های ویسکوالاستیک^۲ که در آن سختی و زمان، در مقایسه با TMD های بدون میرایی، پارامترهای ثابتی هستند، ارائه شد [16]. با استناد به تئوری نقاط ثابت^۳، زمانی که مقدار ارتعاش در سه نقطه کنترل شده باشد، دو مقدار برای سختی مشاهده می‌شود. اگر تقارن تابع شدت مرتبط با نقطه ثابت مرکزی کنترل شود، ضریب میرایی به دست خواهد آمد. با استفاده از پارامترهای بهینه در TMD دارای ویژگی ویسکوالاستیک، کاهش بیشتری در ارتعاش مشاهده شد که انعطاف‌پذیری بیشتری را نیز در مقایسه با طراحی کلاسیک آن از خود نشان داد.

همچنین در سال‌های اخیر و با پیشرفت زیرشاخه‌های علم هوش مصنوعی^۴، پارامترهای بهینه برای TMD با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی^۵ ارائه شدند؛ سازه‌های ۸ تا ۸۰ طبقه در محیط MATLAB مدل‌سازی و اطلاعات ارتعاشی این سازه‌ها به عنوان داده‌های آموزش به شبکه عصبی مصنوعی داده شده‌اند. نتایج این کار در مقایسه با روابط دن‌هارتوگ دارای دقت بالاتری بود [17]. در ادامه، پارامترهای بهینه با استفاده از طراحی شبکه‌ی فازی^۶، به دست آمدند [18]. مقایسه بین استفاده از این روش و روش الگوریتم ژنتیک در یافتن پارامترهای بهینه TMD برای یک سازه‌ی ۱۵ درجه آزادی انجام و منجر به کاهش پاسخ حداکثر در سازه شد. یکی از آخرین مقالات در زمینه کنترل غیرفعال سازه‌ها با استفاده از الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌یابی مکان نصب TMD ها در سازه‌های بلند مرتبه پرداخته است [19]. همچنین استفاده از الگوریتم‌های فازی نوع-۱ و نوع-۲، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، در کنترل نیمه‌فعال سازه‌ها تخمین قابل قبولی از پارامترهای بهینه‌ی TMD ارائه می‌دهد [20]. در زمینه بهینه‌یابی پارامترهای TMD مقالات مروری متعددی به چاپ رسیده‌اند [21, 22].

6. Artificial Neural Networks (ANNs)

7. Fuzzy Networks

8. Metaheuristic Algorithms

9. Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)

2. Biot

3. Viscoelastic

4. Fixed Points Theory

5. Artificial Intelligence (AI)

همچنین، پاسخ جابه‌جایی بام سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله تحت زلزله‌ی Landers^۱، با بزرگای ۷/۳ در مقیاس بزرگای گشتاوری^۲ (M_w)، در سال ۱۹۹۲ میلادی و ثبت شده در ایستگاه Yermo fire، ترسیم و متوسط درصد کاهش پاسخ در این سازه‌ها نسبت به حالت کنترل نشده گزارش شده است.

در بخش‌های بعدی، روش تحلیل سازه‌ها، فرضیات مدل‌سازی آن‌ها و درستی‌آزمایی مدل‌سازی، جزئیات مدل‌سازی میراگرها و تحلیل سازه‌ها با استفاده از روش IDA ارائه شده و در نهایت، به بیان نتایج پرداخته شده است.

۲- معرفی روش IDA

در سال‌های اخیر، تحلیل دینامیکی فزاینده به عنوان یک روش پارامتری برای تخمین کامل‌تری از عملکرد سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای، شناخته شده است. این فرآیند شامل قرار دادن یک مدل سازه‌ای در معرض یک رکورد حرکت زمین (یا بیشتر) است که هر کدام به تعداد مشخصی از سطوح شدت مقیاس شده‌اند. بنابراین یک یا تعداد بیشتری منحنی‌های پاسخ در برابر سطح شدت تولید می‌شود.

مفهوم این نوع تحلیل در سال ۱۹۷۷ مطرح شد و تا به حال در کارهای بسیاری از پژوهشگران به کار گرفته شده است [23]. به تازگی این روش در دستورالعمل‌های مرسوم به FEMA³ مطرح شده است و امروزه تحلیل فزاینده زمانی یک روش چندهدفه و با کاربرد گسترده است که تعدادی از اهداف آن در زیر ذکر شده است: * درک کاملی از گستره پاسخ یا نیاز لرزه‌ای^۴ در مقابل گستره‌ای از سطوح رکوردهای حرکت زمین در اختیار قرار می‌دهد. بنابراین می‌توان رفتار سازه‌ی مورد نظر را در مقابل حرکت‌های شدیدتر زمین بررسی کرد.

* تصور بهتری از تغییرات در طبیعت پاسخ سازه در اثر افزایش شدت حرکت زمین (مانند تغییر در الگوهای بیشترین تغییر شکل در اثر ارتعاش، تغییر در اثر سختی و کاهش مقاومت) را ارائه می‌دهد.

* تخمینی از ظرفیت دینامیکی سیستم کلی سازه ارائه می‌دهد.

میراگر TMD در بام سازه‌ها با پارامترهای به دست آمده از روابط دن‌هارتوگ و با فرض نسبت‌های جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ به کار رفته است تا پاسخ ارتعاشی سازه را کاهش دهد. به منظور در نظر گرفتن خطاهای ناشی از مدل‌سازی غیرخطی و همچنین برای پوشش سایر عدم قطعیت‌ها در رفتار میراگر و سازه، برای تنظیم فرکانس میراگرها از خطای ۱۰ درصدی استفاده شده است [14]. تحلیل سازه‌ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) با در نظر گرفتن گام‌های ثابت 0.1g انجام شده که رکوردهای انتخابی زلزله حوزه دور FEMA-P695 انتخاب و به 1.0g مقیاس شده‌اند. زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل به دلیل ایجاد پالس‌های با دوره تناوب بالا و به دنبال ایجاد جابه‌جایی‌های بسیار زیاد و غیرقابل پیش‌بینی، استفاده نشده‌اند.

مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله به کمک نرم‌افزار OpenSEES انجام و به منظور درستی‌آزمایی مدل‌سازی در محدوده رفتار خطی و اطمینان از تفاوت جزئی خروجی‌ها، با نتایج ارائه‌شده در نرم‌افزار SAP2000 مقایسه شده‌اند. همچنین به منظور راستی‌آزمایی مدل ارائه‌شده در این مقاله در بخش غیرخطی، مدل سازه‌ای ارائه شده در مرجع [7] ساخته و نتایج مقایسه شده‌اند. بنابراین می‌توان گفت آنچه این پژوهش را از مطالعات قبلی متمایز می‌سازد، روش احتمالاتی و آماری ارائه شده در این مقاله است که از رکوردهای زیادی استفاده می‌کند و می‌تواند در بررسی قابلیت اطمینان میراگرها در سازه‌ها مؤثر باشد. علاوه بر این، در این مقاله سعی بر این بوده است که با تنظیم مناسب پارامترهای فرکانس میراگر (ω_{TMD}) و درصد میرایی (ξ_{TMD}) میراگر TMD در طراحی آن، بتوان تلاش محاسباتی را کاهش داد و به نتایج قابل قبولی رسید. به عنوان نمونه برای سازه دوازده طبقه با درصد جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ برای میراگر نصب‌شده در بام و در نظر گرفتن میانگین زلزله‌ها، به ترتیب به درصد بهبود ۱/۵۸٪ و ۱/۶۱٪ می‌توان رسید. این یعنی، دو برابر کردن نسبت جرمی میراگر چندان مفید نبوده است و می‌توان برای کاهش هزینه‌ها، از میراگر با درصد جرمی کمتری نیز استفاده کرد.

1. Federal Emergency Management Agency
2. Seismic Demand

1 Pulse
1 Moment Magnitude Scale

* در نهایت، تغییرات رفتار سازه را در برابر رکوردهای مختلف و محتوای فرکانسی آن‌ها به نمایش می‌گذارد.

مطالعه و تحلیل سازه با استفاده از روش IDA هم به شتاب‌نگاشت و هم به سازه وابسته است. هر کدام از منحنی‌هایی که در اثر شتاب‌نگاشت‌های مختلف رسم می‌شوند، نیروی تحمیل شده و اصطلاحاً نیاز لرزه‌ای سازه را تحت آن رکورد خاص نمایش می‌دهد. شیب هر قطعه از منحنی IDA به عنوان سختی الاستیک آن شناخته می‌شود. معمولاً این سختی در هر رکورد زلزله متفاوت است ولی برای سازه‌های یک درجه آزادی یکسان خواهد بود و برای سازه‌های چند درجه آزادی در صورتی تقریباً یکسان خواهد بود که معیار شدت^۱ (IM) شامل آثار مدهای بالاتر نیز باشد [24].

۳- مدل‌سازی سازه‌های چند درجه آزادی

۳-۱- فرضیات طراحی و مدل‌سازی

در این مقاله، به منظور ساده‌سازی تحلیل و مدل‌سازی از سازه‌های متقارن و از قاب‌های دو بعدی به جای سه بعدی و همچنین از قاب‌های خمشی ویژه به دلیل قابل پیش‌بینی بودن رفتار اتصالات آن برای بررسی صرف عملکرد میراگرها استفاده شده است. به عبارت دیگر، چون در این نوع سیستم سازه‌ای، عضو اضافی مثل مهاربند یا دیوار برشی وجود ندارد شکل‌پذیری آن به طور عمده می‌تواند عملکرد سیستم کنترلی نصب شده روی بام را به نمایش بگذارد. بنابراین سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه با کاربری مسکونی انتخاب شده است و قاب میانی این سازه‌ها بررسی می‌شود. تراز روی پی در همه سازه‌ها، سطح زمین است. بارگذاری سازه‌ها، با استفاده از آیین‌نامه ASCE 7-10 انجام شده است و به نکات ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش چهارم، توجه شد و از آیین‌نامه (LRFD) AISC 360-10 در طراحی سازه‌های فولادی به عنوان مرجع اصلی در کنار مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شد. روش‌های تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی نیز به منظور طراحی سازه‌ها در نرم افزار SAP2000 به کار گرفته شده‌اند. بارها به صورت بار مرده و ۲۵٪ بار زنده، به گره‌ها اختصاص داده شدند.

محل ساخت سازه‌ها به طور فرضی، به دلیل موجود بودن نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای برای آن و شباهت تقریبی طیف طرح آن با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای شهر تهران، در شهر لس آنجلس^۴ در ایالت کالیفرنیا آمریکا با طول و عرض جغرافیایی به ترتیب ۱۱۸/۲۴۲۸- و ۳۴/۰۵۳۶ درجه انتخاب شده است. نوع خاک محل D (خاک سخت^۵) فرض شده که تقریباً دارای ویژگی‌های مشابه با خاک نوع ۲ در استاندارد ۲۸۰۰ است. قاب‌ها دارای اتصالات گیردار در تکیه‌گاه هستند و قاب خمشی ویژه فولادی با فولاد St-37 است. مشخصات مقطع اعضای سازه‌ها در شکل (۱) آورده شده است.

سخت‌شدگی در منحنی‌های IDA از مشاهداتی است که توسط چوپرا^۲ برای سیستم‌های دو خطی الاستیک-پلاستیک کامل^۳ مشاهده شده است. اگرچه واضح است سیستمی که پاسخ‌های شدیدتری را در یک سطح شدت مشخص نشان می‌دهد، ممکن است پاسخ مشابه یا کمتری را در معرض شدت‌های بیشتر نشان دهد که این پدیده به علت سخت‌شدگی و الگوی تغییرات و زمان‌بندی در بارهای وارد شده است که تفاوت ایجاد می‌کند. اگر ضریب شتاب‌نگاشت بیشتر از یک باشد، پاسخ‌های ضعیف رفت و برگشتی در زمان‌های اولیه تاریخچه زمانی به اندازه‌ای قوی خواهند شد که آسیب ایجاد کنند و مشخصات سازه را برای سیکل‌های شدید بعدی تغییر دهند.

برای ساختمان‌های چندطبقه، یک حرکت شدید زمین ممکن است منجر به تسلیم یکی از طبقات شود که باعث آزاد شدن حرکت طبقات بالایی آن طبقه خواهد شد و مانند فیوز عمل خواهد کرد. اتفاق مشابه هم ممکن است برای سخت‌شدگی سازه بیافتد که منجر به تخریب و فروریزش کل سازه شود. بنابراین منحنی IDA به طور یکنواخت کاهشی یا افزایشی نیست. در ادامه، به جزئیات مدل‌سازی سازه‌های چند درجه آزادی پرداخته می‌شود. در این مقاله، رکوردهای هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها به 1.0g مقیاس شده‌اند و با

1 Los Angeles, California State, US

2 Stiff Soil

3. Intensity Measure

4. Chopra

5. Elastic-Perfectly Plastic

استاندارد ۲۸۰۰ و با توجه به کاربری مسکونی سازه‌ها، گروه خطر از نوع ۲ و ضریب اهمیت لرزه‌ای برابر ۱ است و ضریب رفتار سازه برابر ۸ در نظر گرفته شده است.

همه این قاب‌ها دارای سه دهانه هستند و به ترتیب بیانگر نمونه‌ای از سازه‌های کوتاه، متوسط، و کم بیش بلندمرتبه هستند. در نتیجه، از سه قاب دو بعدی فولادی ۴، ۸، و ۱۲ طبقه استفاده شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و دهانه‌ها همگی به طول ۵ متر هستند. مطابق

شکل ۱. پلان نمای قاب‌ها و مقاطع مورد استفاده برای سازه‌های مورد مطالعه

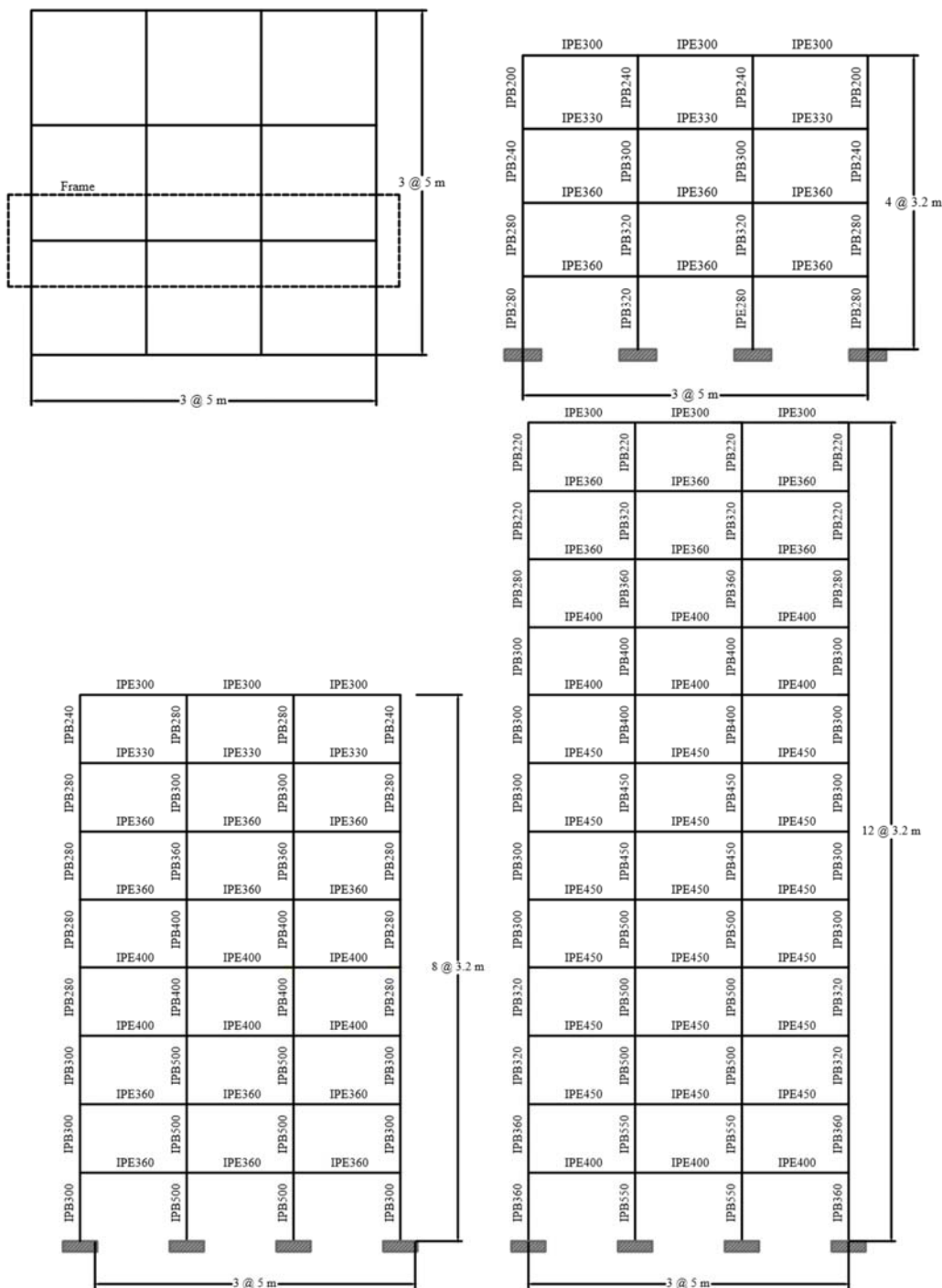


Fig. 1. Plan, frames, and used sections for the studied structures

از خطای ۱۰٪ در تنظیم فرکانس استفاده شده است. علت انتخاب این میزان خطا با توجه به تشخیص پژوهشگران در مشاهده رفتار غیرخطی سازه‌های بلند مرتبه بوده است [14].

۳-۲- درستی آزمایشی

راستی‌آزمایی مدل‌سازی ارائه‌شده در این مقاله، در دو بخش خطی و غیرخطی ارائه خواهد شد. مقایسه نتایج در بخش خطی با استفاده از مدل‌سازی در نرم افزار SAP2000 و در بخش غیرخطی با مقایسه نتایج [7] صورت می‌گیرد.

در محدوده رفتار خطی، سه قاب خمشی بدون میراگر ۴، ۸ و ۱۲ طبقه و سه دهانه در نرم افزار OpenSEES مدل شده و برای درستی‌آزمایی مدل‌های ساخته‌شده، از نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده و تحت تحلیل مدال، زمان تناوب مد اول آنها با خروجی گرفته شده از نرم افزار SAP2000 مقایسه شده است. در تحلیل مدال در نرم افزار SAP2000، نوع محاسبات مدی براساس رایلی-ریتز تنظیم شد. این مقادیر در محیط OpenSEES با استفاده از حل مقادیر مشخصه به دست آمده‌اند. جدول (۱) نتیجه این درستی‌آزمایی را نشان می‌دهد.

جدول ۱. مقایسه‌ی زمان تناوب‌های مد اول سازه‌ها در دو نرم افزار SAP2000 و OpenSEES

Software	Number of Stories		
	4	8	12
SAP2000	0.903	1.536	1.990
OpenSEES	0.891	1.570	1.916
Error (%)	1.329	2.216	3.718

Table 1. Comparison of first mode period in SAP2000 and OpenSEES softwares

نزدیک باشند، باید در قسمت Steel Frame Design Preferences، به هنگام طراحی روش اعمال کاهش سختی در حالت Tau-b Fixed و زمانی که بخواهیم زمان تناوب مد اصلی را به دست آوریم، در حالت No Modification (بدون در نظر گرفتن کاهش سختی) باشد. لازم به ذکر است که ادامه مدل‌سازی و تحلیل‌ها در نرم‌افزار OpenSEES صورت خواهد گرفت و از نرم‌افزار SAP2000 فقط برای اطمینان از درستی

در بخش مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSEES می‌توان به نکات زیر اشاره کرد: دسته‌بندی مصالح از نوع تک‌محور (uniaxial) و جنس مصالح به‌کار رفته در تیرها و ستون‌ها، Steel01 است. این مصالح یک رفتار دو خطی متقارن را بیان می‌کند. همچنین نسبت بین شیب ناحیه‌ی غیرخطی به شیب اولیه برابر ۰/۰۱ در نظر گرفته شده است. مقاطع به کار رفته در تیرها و ستون‌ها به ترتیب مقاطع نورد شده‌ی IPE و IPB هستند که در محیط OpenSEES با دستور Fiber، بال‌های بالا و پایین و جان اعضا از یکدیگر تفکیک شده‌اند. در بخش مدل‌سازی خطی سازه از تخصیص سختی به طبقات به کمک المان zerolength استفاده شده است و سختی سایر طبقات به صورت سری با یکدیگر ارتباط دارند. همچنین در بخش مدل‌سازی غیرخطی برای در نظر گرفتن توزیع گسترده پلاستیسیته، از دستور nonlinearBeamColumn برای معادل‌سازی المان‌ها استفاده شده است. جزئیات مدل‌سازی میراگر جرمی در بخش چهارم ارائه شده است.

توجه شود که چون فرضیات مدل‌سازی میراگر به صورت جرم متمرکز در نقطه‌ی معینی از سازه بوده است، با وارد شدن سازه به ناحیه غیرخطی، میراگر جرمی تأثیر کمتری در کاهش ارتعاشات سازه خواهد داشت. برای همین در طراحی میراگرها

مطابق این جدول، خطای اندکی در مدل‌سازی وجود دارد که ممکن است ناشی از فرضیات رفتار غیرخطی در دو نرم‌افزار و همچنین شبکه‌بندی مقطع اعضا در نرم‌افزار OpenSEES است. باید دقت شود که نرم‌افزار OpenSEES هیچ‌گونه کاهش سختی را در محاسبات در نظر نمی‌گیرد بنابراین برای اینکه زمان تناوب مد اول سازه تحلیل شده در SAP2000 با سازه تحلیل شده در OpenSEES به یکدیگر

کاهش می‌یابد. سختی طبقه اول (K_1) و طبقه چهارم (K_{40}) به ترتیب برابر $2.13 \times 10^9 N/m$ و $9.98 \times 10^8 N/m$ می‌باشند.

همچنین در مرجع [7] برای مدل‌سازی از میرایی متناسب رایله استفاده شده است که مطابق رابطه‌ی (۱)، ماتریس میرایی سازه‌ی N طبقه را می‌توان به صورت ترکیب خطی از ماتریس‌های جرم و سختی سازه محاسبه کرد.

$$[C]_{N \times N} = A_0 [M]_{N \times N} + A_1 [K]_{N \times N} \quad (1)$$

در رابطه‌ی (۱)، پارامترهای A_0 و A_1 به عنوان ضرایب میرایی رایله شناخته شده‌اند که برای سازه ۴۰ طبقه به ترتیب برابر ۰ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده‌اند.

در ادامه برای راستی‌آزمایی مدل ارائه شده در این پژوهش، سازه‌ی مرجع [7] تحت اثر زلزله‌ی Kobe با بیشینه شتاب $0.83g$ در سال ۱۹۹۵ میلادی و ثبت شده در ایستگاه Nishi-Akashi، مدل‌سازی شده است. پارامترهای بیشینه جابه‌جایی بام سازه و زمان تناوب سه مد اول سازه به عنوان خروجی مدل‌سازی با پارامترهای ارائه شده توسط مرجع [7] مقایسه شده‌اند. نتایج این مقایسه به همراه درصد خطا، در جدول (۲) قابل مشاهده است.

مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES استفاده شده است. بنابراین خطای مدل‌سازی در OpenSEES به طور کلی از ۰.۴٪ کمتر است و می‌تواند با تفاوت‌های طراحی این دو نرم‌افزار توجیه شود. اثر $P - \Delta$ با مشارکت بار مرده و ۰.۲۵٪ بار زنده در نرم‌افزار منظور شده است. لازم به ذکر است که به دلیل اینکه در بیشتر مقالات، فرضیات مدل‌سازی میراگر، در محدوده رفتار غیرخطی بوده‌اند، برای درستی‌آزمایی در رفتار خطی، به همین مقایسه اکتفا شده است. اگرچه، رفتار میراگر جرمی با فرضیات خطی، تا حد قابل قبولی قابل پیش‌بینی است و می‌تواند نتایج مشابهی در نرم‌افزارهای دیگری داشته باشد. همچنین، مدل‌سازی میراگر جرمی که در بخش چهارم ارائه شده است، فرضیات تقریباً یکسانی با سایر تحقیقات قبلی دارد و از نظر درستی‌آزمایی تا حد بالایی قابل اطمینان است.

در محدوده رفتار غیرخطی، نتایج مدل‌سازی سازه ۴۰ طبقه با فرضیات مدل‌سازی ارائه شده در مرجع [7] انجام شده است. عرض، عمق، و ارتفاع این ساختمان به ترتیب برابر ۴۰، ۴۰، و ۱۶۰ متر است. ارتفاع هر طبقه برابر ۴ متر در نظر گرفته شده است. جرم هر طبقه برابر 9.8×10^5 کیلوگرم و ممان اینرسی مربوط به آن برابر $1.31 \times 10^8 kg.m^2$ می‌باشد. سختی طبقات (K_i) با افزایش ارتفاع طبقات (Z_i) به صورت خطی

جدول ۲. مقایسه زمان تناوب سه مد اول و بیشینه جابه‌جایی بام در سازه مدل‌سازی شده در این مقاله و سازه مرجع [7]

Parameter	Modeled in this paper	Modeled in reference number [7]	Error (%)
Maximum roof displacement	1.027	1.049	2.097
Period	1st mode	3.732	2.558
	2nd mode	1.350	1.315
	3rd mode	0.825	0.241

Table 2. Comparison of the first three modes and maximum roof displacement of the structure modeled here and in reference [7]

مقاله نیز در بخش غیرخطی با نتایج سازه مرجع مقایسه شده‌اند. در بخش خطی، استفاده از نتایج بخش اول، یعنی مقایسه خروجی‌های دو نرم‌افزار OpenSEES و SAP2000 طبق توضیحات ارائه شده در همین بخش، مناسب است.

همانطور که مشاهده می‌شود خطای اندکی در نتایج مدل‌سازی وجود دارد که می‌تواند ناشی از در نظر نگرفتن اینرسی دورانی و به طور کلی، تمامی فرضیات ارائه شده در مرجع [7] باشد. لازم به ذکر است که مدل‌سازی سازه به صورت خطی و غیرخطی در نرم‌افزار OpenSEES انجام شده است و به دلیل ارائه نتایج غیرخطی در مرجع [7]، نتایج مدل‌سازی این

۴- مدل‌سازی میراگر جرمی

در ادامه، سازه‌ها با میراگر جرمی با نسبت‌های جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ در بام سازه‌ها در نرم افزار OpenSEES مدل شده اند. برای مدل‌سازی میراگر جرمی، دو دسته از مصالح تک‌محور (uniaxial) به کار برده شده اند: دسته اول برای مدل‌سازی پارامتر سختی میراگر به صورت الاستیک خطی بوده و از مصالح Elastic استفاده شده است. در دسته دوم، مصالح viscous برای مدل‌سازی ضریب میرایی (C) میراگر جرمی به کار رفته است. در حقیقت، دسته دوم رفتار غیرخطی میراگر را نشان می‌دهد. مشخصات این دو دسته مصالح، به المان با طول صفر که موقعیت میراگر را بین دو گره از مدل محدود می‌کند اختصاص داده می‌شود. در مدل‌سازی نیرویی میرایی ویسکوز از رابطه‌ی (۲) استفاده می‌شود که در آن ضریب میرایی و سرعت نسبی دو سر میراگر ویسکوز است. همچنین مقدار α نیز برابر یک در نظر گرفته شده است.

$$F = CV^\alpha \quad (2)$$

از دیگر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی میراگر جرمی، سختی و ضریب میرایی است که با استفاده از محاسبات مربوط به ویژگی‌های میراگر جرمی ارائه شده توسط دن‌هارتوگ [2]، به دست خواهند آمد. این محاسبات در زمینه کنترل غیرفعال سازه‌ها منجر به کاهش ارتعاشات سازه خواهند شد؛ به این معنی که یک بار قبل از وقوع زلزله، سازه برای محتوای فرکانسی خاصی با استفاده از TMD تنظیم می‌شود. رابطه‌های (۳ تا ۶) بر این اساس تنظیم شده اند.

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (3)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (4)$$

$$\bar{\alpha}_{opt} = \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\xi_s \quad (5)$$

$$\bar{\xi}_{opt} = \xi_{opt} + (0.13 + 0.12\mu + 0.4\mu^2)\xi_s - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2)\xi_s^2 \quad (6)$$

که μ ، α_{opt} و ξ_{opt} ، به ترتیب بیانگر نسبت جرم میراگر به جرم کل سازه، فرکانس طبیعی میراگر جرمی در حالت بهینه نسبت به فرکانس طبیعی سیستم یک درجه آزادی، درصد میرایی میراگر جرمی در حالت بهینه نسبت به فرکانس طبیعی سیستم یک درجه آزادی هستند. همچنین پارامترهای $\bar{\alpha}_{opt}$ و $\bar{\xi}_{opt}$ بیانگر پارامترهای α_{opt} و ξ_{opt} برای سازه‌های دارای میرایی ذاتی هستند.

بنابراین به عنوان نمونه با استفاده از روابط ذکر شده در بالا، برای سازه چهارطبقه با میرایی ذاتی ۰/۵٪ و با درصد جرمی ۰/۵٪ برای میراگر، مقادیر $\bar{\alpha}_{opt}$ و $\bar{\xi}_{opt}$ ، به ترتیب برابر با 0.975 و 0.067 به دست خواهند آمد که به دلیل سادگی محاسبات، از نوشتن مجدد این روابط خودداری شده است. همچنین فرکانس میراگر (ω_{TMD}) از ضرب α_{opt} در فرکانس مد اول سازه‌ی چهار طبقه به دست خواهد آمد و سپس استناد به مرجع [14] و با در نظر گرفتن خطای ۱۰٪ با به طور تقریبی برای پوشش عدم قطعیت‌های رفتاری، مقدار آن برابر با 7.214 rad/s گزارش خواهد شد. درصد میرایی (ξ_{TMD}) این سازه هم برابر $\bar{\xi}_{opt}$ یعنی 6.74٪ است.

در نهایت با مدل‌سازی میراگرهای جرمی در بام سازه‌ها، کاهش در پاسخ لرزه‌ای سازه دیده می‌شود. به عنوان نمونه، در شکل‌های (۲ تا ۴) پاسخ سازه‌های به ترتیب ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در برابر رکورد انتخابی زلزله‌ی Landers، با بزرگای ۷/۳ در مقیاس بزرگای گشتاوری (M_w)، در سال ۱۹۹۲ میلادی و ثبت شده در ایستگاه Yermo fire، نشان داده شده است.

شکل ۲. نمودار جابه‌جایی بام سازه ۴ طبقه در برابر زلزله Landers

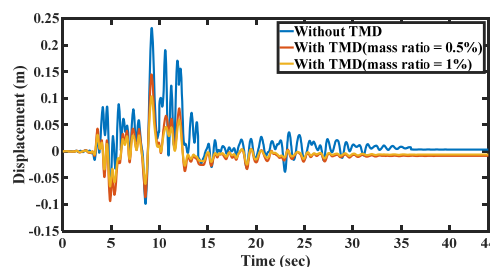


Fig. 2. Displacement time-history of the 4-story structure under the Landers earthquake

شکل ۳. نمودار جابه‌جایی بام سازه ۸ طبقه در برابر زلزله Landers

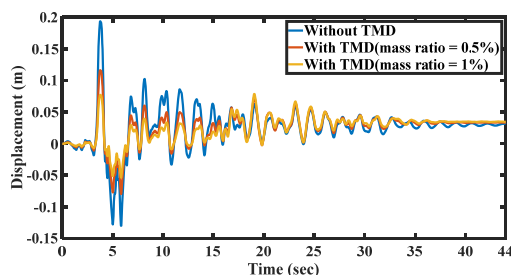


Fig. 3. Displacement time-history of the 8-story structure under the Landers earthquake

شکل ۴. نمودار جابه‌جایی بام سازه ۱۲ طبقه در برابر زلزله Landers

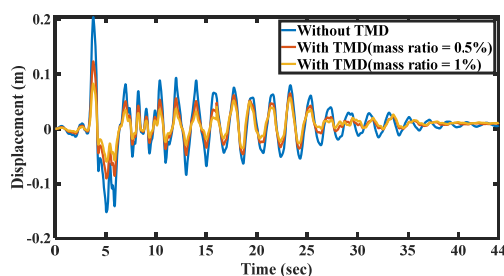


Fig. 4. Displacement time-history of the 12-story structure under the Landers earthquake

مربوط به سازه ۱۲ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۰/۱، برابر ۳/۴۷٪ است. جزئیات این مقایسه در جدول (۳) گزارش شده است.

با توجه به شکل‌های (۲ تا ۴)، مقایسه درصد کاهش متوسط جابه‌جایی در بام در سازه‌های ۴، ۸، و ۱۲ طبقه و در حالت‌های کنترل‌نشده، کنترل شده با TMD با درصد جرمی ۰/۵ و ۰/۱، صورت گرفته که بیشترین درصد کاهش متوسط پاسخ بام،

جدول ۳. تغییرات پاسخ متوسط جابه‌جایی بام (٪) نسبت به حالت کنترل‌نشده در سازه در برابر زلزله Landers

Number of Stories	Decrease in Average Roof Displacement (%)
4-TMD-0.5%	2.456
4-TMD-1%	2.897
8-TMD-0.5%	2.309
8-TMD-1%	3.112
12-TMD-0.5%	2.997
12-TMD-1%	3.470

Table 3. Changes in average roof displacement (%) compared to the uncontrolled case

و مقایسه شود. تفاوت دیگری که در شکل‌های (۲ تا ۴) مشاهده می‌شود این است که در سازه‌ی ۸ طبقه شکل (۲) برخلاف دو سازه دیگر شکل‌های (۳) و (۴) جابه‌جایی پسماند مشاهده شده است. در حقیقت، تنظیم فرکانسی میراگر جرمی برای یک محدوده خاص برای یک مجموعه از رکورد زلزله‌ها، باعث ایجاد جابه‌جایی پسماند در سازه‌ی ۸ طبقه تحت عنوان زلزله Landers شده است. در ادامه، مقایسه شاخصه‌های آماری برای سایر زلزله‌ها در بخش پنجم صورت گرفته است.

مشاهده می‌شود با تغییر درصد جرمی میراگر از ۰/۵٪ به ۰/۱٪، تحت زلزله Landers، در همه سازه‌ها می‌توان به درصد کاهش بیشتری در متوسط جابه‌جایی بام رسید. اگرچه این مقایسه فقط برای زلزله‌ای است که مدت تداوم زیاد و بزرگای بالاتر از حد میانه‌ی زلزله‌های مورد بررسی در این مقاله را دارد. دقت شود که می‌توان پارامتر بیشینه جابه‌جایی بام در سازه‌ها را نیز مقایسه کرد که به دلیل افزایشی بودن نمودارهای جابه‌جایی در زمان‌های اولیه، ترجیح بر این بوده است که به جای حداکثر جابه‌جایی بام سازه‌ها، متوسط جابه‌جایی بام آن‌ها در طی زمان ۴۴ ثانیه محاسبه

۳۶۵-۷۶۲ و ۳۵۶-۱۸۲ متر بر ثانیه هستند و معادل با خاک‌های نوع II و III در استاندارد ۲۸۰۰ هستند. همچنین برای افزایش سرعت در محاسبات و تحلیل، نرم‌افزار MATLAB به نرم‌افزار OpenSEES متصل شده است.

در محور قائم، معیار شدت^۱ بیشینه شتاب زمین^۲ (PGA) برحسب g و در محور افقی، معیار خرابی^۳ حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی^۴ بین طبقه‌ای در بام در نظر گرفته شده است. از مولفه‌های قوی برای تحلیل IDA استفاده شده است. همه‌ی رکوردها به 1.0g مقیاس شده‌اند. بنابراین محور قائم همه این رکوردها با گام‌های ثابت 0.1g و تا مقدار مشخص 1.0g نمایش داده شده است و تحلیل IDA تا همین میزان پیشروی داشته و سپس متوقف خواهد شد. در حقیقت، با مقیاس کردن همه رکوردها، تاثیر همه‌ی زلزله‌ها با یکدیگر به طور مناسبی قابل مقایسه خواهند شد. شکل‌های (۵ تا ۱۳) این منحنی‌ها را برای PGA به عنوان IM را نشان می‌دهند. برای مقایسه بهتر، از شاخصه‌های آماری میانگین، میانه، ۱۶٪ اول و ۸۴٪ اول برای منحنی‌ها استفاده شده است

شکل ۵. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۴ طبقه، کنترل نشده

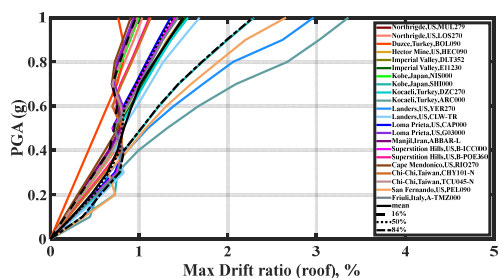


Fig. 5. IDA curves for the 4-story structure, uncontrolled

شکل ۶. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۴ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۰/۵٪

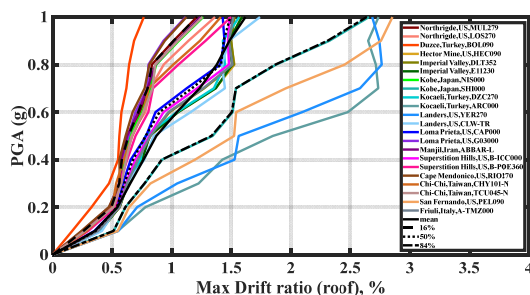


Fig. 6. IDA curves for the 4-story structure equipped with TMD of 0.5% mass ratio

3. Damage Measure (DM)
4. Maximum Drift Ratio

1. Intensity Measure (IM)
2. Peak Ground Acceleration (PGA)

شکل ۷. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۴ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۱٪

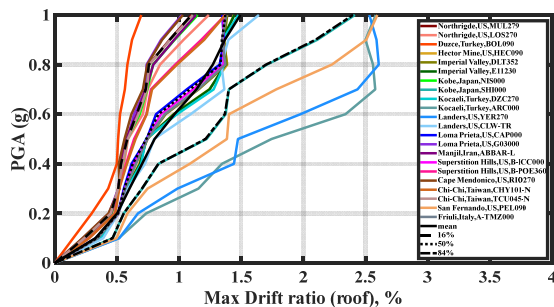


Fig. 7. IDA curves for the 4-story structure equipped with TMD of 1% mass ratio

شکل ۸. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۸ طبقه، کنترل نشده

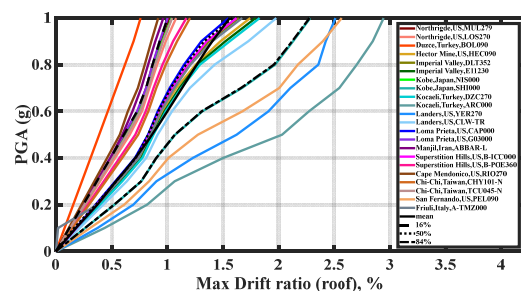


Fig. 8. IDA curves for the 8-story structure, uncontrolled

شکل ۹. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۸ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۰.۵٪

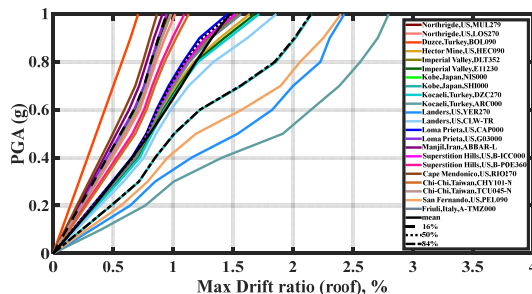


Fig. 9. IDA curves for the 8-story structure equipped with TMD of 0.5% mass ratio

شکل ۱۰. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۸ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۱٪

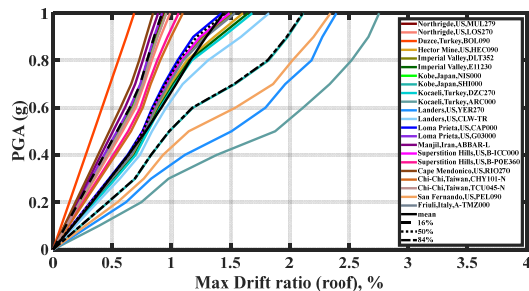


Fig. 10. IDA curves for the 8-story structure equipped with TMD of 1% mass ratio

شکل ۱۱. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۱۲ طبقه، کنترل نشده

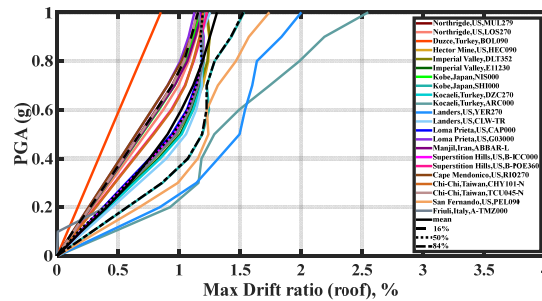


Fig. 11. IDA curves for the 12-story structure, uncontrolled

شکل ۱۲. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۱۲ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۰/۵٪

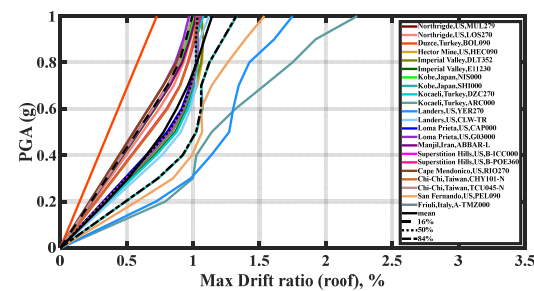


Fig. 12. IDA curves for the 12-story structure equipped with TMD of 0.5% mass ratio

شکل ۱۳. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۱۲ طبقه مجهز به TMD با درصد جرمی ۱٪

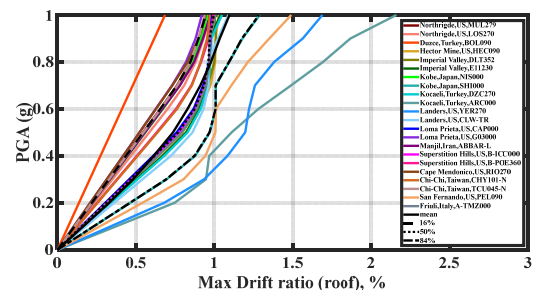


Fig. 13. IDA curves for the 12-story structure equipped with TMD of 1% mass ratio

بنابراین در حالت استفاده از کنترل غیرفعال، پاسخ حداکثر (۴) میزان این تغییرات را برای مشخصه‌های آماری سازه تحت شدیدترین زلزله‌ها هم کاهش پیدا کرده است. زلزله‌ها نشان می‌دهد.

جدول ۴: تغییرات پاسخ حداکثر جابه‌جایی نسبی بام (I) نسبت به حالت کنترل‌نشده در سازه

Number of Storeys	Decrease in Roof Inter-story Drift (%)			
	mean	median	16 percentile	48 percentile
4-TMD-0.5%	0.6325	0.8351	0.5783	0.2581
4-TMD-1%	0.7601	0.8626	0.6081	0.3524
8-TMD-0.5%	0.8068	1.2411	0.7964	0.4565
8-TMD-1%	0.9029	1.3482	1.4037	0.6848
12-TMD-0.5%	0.3662	1.5823	2.1035	0.2744
12-TMD-1%	0.9155	1.6078	2.5363	1.6726

Table 4. Changes in Maximum Drift Ratio (%) of the roof compared to the uncontrolled case

در ادامه اگر زلزله‌ای تقریباً بالاتر از حد میانه منحنی‌های IDA مانند زلزله Landers به تنهایی رسم شوند، مشاهده خواهد شد که باز هم در سازه ۱۲ طبقه، درصد بهبود نسبت به دو سازه دیگر بیشتر است. در نتیجه، انتخاب زلزله‌ای که حدوداً دارای مشخصات مشابه با میانه‌ی یک مجموعه رکورد انتخابی زلزله باشد، برای سازه‌های بلندمرتبه تقریباً قابل اطمینان است. شکل (۱۴) به خوبی مقایسه منحنی‌های IDA را برای زلزله Landers نشان می‌دهد.

مشاهده می‌شود که میانگین پاسخ حداکثر جابه‌جایی نسبی بام در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در حالت استفاده از میراگر با درصد جرمی ۱٪ به ترتیب در حد میانه به میزان ۰/۸۶، ۰/۳۵ و ۱/۳۵ درصد بهبود پیدا کرده است. این مقادیر در حالت استفاده از میراگر با درصد جرمی ۰/۵٪ به ترتیب برابر با ۰/۸۳، ۰/۲۴ و ۱/۵۸ درصد هستند. می‌دانیم میراگر جرمی در کاهش ارتفاعات سازه‌های بلند نقش بهتری ایفا می‌کند و در اینجا نیز به نظر می‌رسد که در کاهش پاسخ سازه ۱۲ طبقه بهتر عمل کرده است.

شکل ۱۴. مقایسه منحنی‌های IDA برای زلزله‌ی Landers

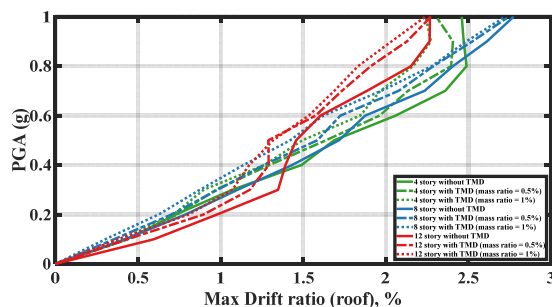


Fig. 14. Comparison between IDA curves for Landers earthquake

چندانی نداشته باشد. همچنین برای مقایسه بهتر، از پارامتر آماری میانگین نیز می‌توان استفاده کرد. شکل‌های (۱۵ و ۱۶) به ترتیب میانه و میانگین منحنی‌های IDA را برای سازه‌ها نشان می‌دهند.

در حالت استفاده از درصد جرمی ۱٪، میزان درصد بهبود پاسخ سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۰/۸۶، ۰/۳۵ و ۱/۳۵٪ است. بنابراین به نظر می‌رسد در نظر گرفتن حد میانه مجموعه زلزله‌ها راهکار بهتری باشد. به طور کلی، در سازه‌های کوتاه‌تر و سخت‌تر استفاده از میراگر جرمی ممکن است تاثیر

شکل ۱۵. مقایسه‌ی شاخصه میانه منحنی‌های IDA در سازه‌ها

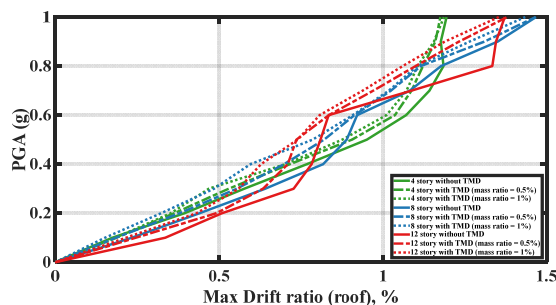


Fig. 15. Comparison between median IDA curves

شکل ۱۶. مقایسه‌ی شاخصه‌ی میانگین منحنی‌های IDA در سازه‌ها

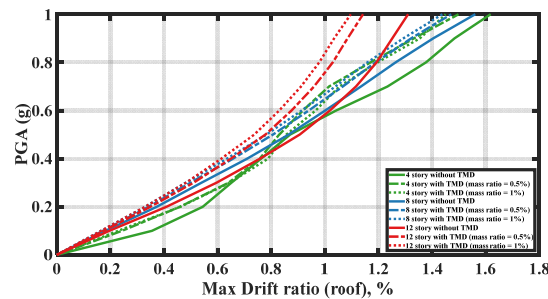


Fig.16. Comparison between mean of IDA curves

سازه‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه، و بلند مرتبه در محدوده رفتار خطی و غیرخطی مدل‌سازی شدند و نتایج مدل‌سازی در هر دو محدوده خطی و غیرخطی در دو بخش درستی آزمایی شد. سپس برای مقایسه بهتر، مولفه‌های قوی ۲۲ رکورد زلزله حوزه دور FEMA-P695 به هر سه سازه اعمال شد و کنترل غیرفعال با استفاده از به کار بردن میراگر جرمی با درصدهای جرمی ۰/۵٪ و ۱٪ در بام سازه انجام شد. از زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل، به دلیل ایجاد جابه‌جایی‌های بزرگ در سازه‌ها خودداری شده است تا بتوان رفتار سازه‌ها را در محدوده‌ی فرکانسی مشخص در تنظیم میراگرها روی بام آن‌ها و تأثیر روش ارائه شده در این مقاله بررسی کرد. همچنین، برای پوشش عدم قطعیت‌های ناشی از خطاهای مدل‌سازی سازه‌ها و وارد شدن آن‌ها به ناحیه غیرخطی، در تنظیم فرکانس میراگرها از خطای ۱۰ درصدی استفاده شد. در ادامه، رکورد زلزله‌ها به 1.0g مقیاس شدند و منحنی‌های IDA با انتخاب حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی بام (٪) و بیشینه شتاب زمین (PGA) به ترتیب به عنوان محورهای افقی و قائم ترسیم و با یکدیگر مقایسه شدند. محور قائم دارای گام‌بندی 0.1g می‌باشد. در حقیقت، در این مقاله سعی شده است با استفاده از مطالعات آماری، بتوان پارامترهای میراگر تنظیم‌شونده جرمی را به گونه‌ای پیدا کرد که عملکرد آن در محدوده فرکانسی قابل قبولی پاسخگو باشد.

با توجه به اینکه تنظیم فرکانسی میراگرهای TMD با در نظر گرفتن مشخصات سازه‌های طراحی شده و همچنین محتوای فرکانسی هر کدام از زلزله‌ها به طور جداگانه انجام شده بود، مقایسه‌ی درصد جابه‌جایی نسبی بام و نقش میراگر TMD در سازه‌ها برای زلزله Landers که زلزله‌ی میانه انتخاب شده است،

در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود برای سازه ۱۲ طبقه، کاهش بهتری در درصد جابه‌جایی نسبی بام با به کار بردن TMD خواهیم داشت. محتوای فرکانسی در ترکیب رکورد‌های زلزله‌ها و میانه‌ی آن‌ها طوری بوده است که در سازه‌های بلند درصد جابه‌جایی نسبی بام به میزان بیشتری کاهش یافته است. بنابراین استفاده از میراگر جرمی ممکن است انتخاب قابل قبولی برای این سازه‌ها باشد. البته طراحی سازه‌ها و مشخصات ارتعاشی آن‌ها به طور کلی تعیین می‌کند که کاربرد TMD تا چه اندازه در کنترل سازه مؤثر است. با مقایسه منحنی‌های شکل (۱۶) می‌توان به نتیجه‌ای مشابه رسید. در حقیقت، برای سازه‌های بلند مرتبه، استفاده از میراگر با درصد جرمی ۱٪، انتخاب معقولی است.

در نهایت، باید در عمل به محدودیت‌های جاسازی این نوع میراگرها در سازه توجه نمود و فضای لازم را برای آن‌ها فراهم کرد. در سازه‌های بلند مثل سازه ۱۲ طبقه که تحت محتوای فرکانسی این مقاله بارگذاری شد، انتخاب حتی یک میراگر TMD نتایج خیلی بهتری را در برخواهد داشت. می‌توان برای تأثیر بیشتر از چند میراگر TMD استفاده کرد [18] یا سایر فرمول‌های بهینه‌سازی را در تعیین پارامترهای بهینه‌ی TMD با یکدیگر مقایسه کرد.

۶ - نتیجه‌گیری

در این مقاله، به طور خلاصه روش IDA به عنوان یک روش تحلیل لرزه‌ای براساس عملکرد معرفی شد که پاسخ سازه را در برابر طیف وسیعی از زلزله‌های مقیاس شده، ارزیابی می‌کند. سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به عنوان نماینده برای

- [4] Chang C. 1999 Mass dampers and their optimal designs for building vibration control. *Engineering Structures*. 21(5), 454-463.
- [5] Bakre S. & Jangid R. 2007 Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system. *Structural Control and Health Monitoring*. 14(3), 448-470.
- [6] Sgobba S. & Marano G. 2010 Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behavior. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 24(6), 1739-1755.
- [7] Farshidianfar A. & Soheili S. 2013 Ant colony optimization of tuned mass dampers for earthquake oscillations of high-rise structures including soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 51, 14-22.
- [8] Lavan O. 2017 Multi-objective optimal design of tuned mass dampers *Structural Control and Health Monitoring*. 24(11).
- [9] Gebrail B., Sinan M. & Xin-She Y. 2018 A novel bat algorithm based optimum tuning of mass dampers for improving the seismic safety of structures *Journal of Engineering Structures*. 89-98.
- [10] Khatibinia M., Gholami H. & Kamgar R. 2018 Optimal design of tuned mass dampers subjected to continuous stationary critical excitation *International Journal of Dynamics and Control*. 6(3), 1094-104.
- [11] Sinan M. & Gebrail B. 2019 Optimum design of multiple positioned tuned mass dampers for structures constrained with axial force capacity. *Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings*. 28(5).
- [12] Kamgar R., Khatibinia M. & Khatibinia M. 2019 Optimization criteria for design of tuned mass dampers including soil-structure interaction effect. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*. 9(2), 213-232.
- [13] Liu Y., Wang K. & Mercanb O., Chena H. & Tana P. 2020 Experimental and numerical studies on the optimal design of tuned mass dampers for vibration control of high-rise structures, *Journal of Engineering Structures*.
- [14] Akhlagh pasand A., Fatollah pour A., & Zahrai S. 2020 Comparing performance of TMD and MTMD vertically distributed in height for multi-modal seismic control of tall buildings. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 52(10), 2563-2582.

منطقی به نظر می‌رسد. به طور کلی، موارد زیر قابل نتیجه‌گیری هستند:

۱. مشاهده شد که میراگر در کاهش پاسخ سازه و ارتعاشات آن برای سازه‌ی بلندتر، بهتر عمل می‌کند و درصد بهبود آن برابر ۱/۵۸ درصد در حالت انتخاب درصد جرمی ۰/۰۵٪ برای TMD و ۱/۶۱ درصد در حالت انتخاب درصد جرمی ۱٪ است. این اعداد با در نظر گرفتن حد میانه‌ی زلزله‌ها برابر ۰/۸۳٪ و ۰/۸۶٪ برای سازه‌ی ۴ طبقه و برابر ۱/۲۴٪ و ۱/۳۴٪ برای سازه‌ی ۸ طبقه هستند. همچنین نشان داده شد که در حالت استفاده از روش IDA، انتخاب زلزله‌ای که در حد میانه باشد نتایج تقریباً مشابهی خواهد داد.
۲. در ادامه با مقایسه تغییرات پاسخ جابه‌جایی سازه‌های سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نسبت به حالت کنترل‌نشده، با قرار دادن آن‌ها تحت زلزله Landers، نتایج مشابهی به دست آمدند. به عبارت دیگر، استفاده از میراگر TMD با درصد جرمی ۱٪ در سازه‌ی ۱۲ طبقه دارای بالاترین درصد بهبود در پاسخ نسبت به سازه‌ی کنترل‌نشده، معادل ۳/۴۷٪ است.
۳. با مقایسه جابه‌جایی‌های بام سازه‌ها تحت زلزله Landers، می‌توان به این نتیجه رسید که تنظیم فرکانسی میراگرها در سازه با ایده‌ی ارائه شده در این مقاله، ممکن است در برخی موارد باعث جابه‌جایی پسماند شود. علت ایجاد این جابه‌جایی در حقیقت استفاده از یک محدوده‌ی ثابت فرکانسی برای سازه‌هاست؛ به صورتی که در برابر یک مجموعه زلزله عملکرد مناسبی داشته باشند.

منابع

- [1] Ghojarah A. 2001 Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*. 23(8), 878-884.
- [2] Hartog J. 1956 Mechanical vibrations. 4th ed. New York: McGraw-Hill.
- [3] Warburton G. 1982 Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 10(3), 381-401.

- [20] Ramezani M., Bathaei A. & Zahrai S.M. 2019 Comparing fuzzy type-1 and -2 in semi-active control with TMD considering uncertainties. *Smart Structures and Systems*. 23(2), 155-171.
- [21] Liu Y., Wang K., Mercan O., Chen H. & Tan P. 2020 Experimental and numerical studies on the optimal design of tuned mass dampers for vibration control of high-rise structures. *Engineering Structures*. 211, 110486.
- [22] Chaudhary A., Nandanwar Y. & Mungale N. 2021 A review on optimization of design of tuned mass dampers. *Journal of Physics: Conference Series*. 1913(1), 012003.
- [23] Bertero VV. 1977 Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed.)*. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 211-215.
- [24] Luco N. & Cornell C. 2007 Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*. 23(2), 357-392.
- [15] Nakai T., Kurino H., Yaguchi T. & Kano N. 2019 Control effect of large tuned mass damper used for seismic retrofitting of existing high-rise building. *Japan Architectural review*.
- [16] Batou A. & Adhikari S. 2019 Optimal parameters of viscoelastic tuned-mass dampers. *Journal of Sound and Vibration*. 17- 28.
- [17] Ramezani M. & Zahrai S.M. 2016 Optimal Parameters of Tuned Mass Damper for Tall Buildings by Neural Networks. *Modares Civil Engineering Journal*. 16(4), 109-121. (In Persian)
- [18] Ramezani M., Bathaei A. & Zahrai S.M. 2017 Designing fuzzy systems for optimal parameters of TMDs to reduce seismic response of tall buildings. *Smart Structures and Systems*. 20(1), 61-74.
- [19] Khazaei M., Vahdani R. & Kheyroddin A. 2020 Optimal Location of Multiple Tuned Mass Dampers in Regular and Irregular Tall Steel Buildings Plan. *Shock and Vibration*.

Seismic Evaluation of Steel Structures with TMD using Incremental Dynamic Analysis (IDA)

N. Mashhadi¹, S.M. Zahrai²

1. M.Sc Student, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

2. Professor, Faculty of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

Abstract

Using a Tuned Mass Damper (TMD) in a structure, is a reasonable solution for absorbing its movements caused by external forces. However, when designing a TMD on the grounds of passive control, it is a challenging task as this device can be tuned once and for a specified range of frequency. Employing more than one TMD is another option; although this will lead to higher cost and might increase the base shear of the structure. In this paper, to provide a wide range of frequency and mode shapes in the analysis, nine types of steel structures are designed, having the story number of 4, 8, and 12, respectively, and then subjected to 22 acceleration records of FEMA-P695; These records, are a suitable choice for generating statistical results as they provide a wide range of magnitudes. Three of these structures are uncontrolled, and the remaining are equipped with a TMD on their roof, being of 0.5% and 1% mass ratio and considering the first mode frequency for the TMD design. The design of the TMDs is carried out via Den Hartog's formula.

Using incremental dynamic analysis (IDA), fragility curves are created with constant 0.1g steps for PGA intensity measure. In addition, for considering the uncertainties in the performance of the TMD and the structure due to the changes in frequency, a 10% error is applied for the first mode frequency in the nonlinear design of the structures. The maximum drift ratio is used as a damage measure due to its simplicity and comprehensive coverage. Multiple earthquake recordings and their statistical characteristics, such as mean, median, 16%, and 84% of the recorded amplitudes and their more robust components, are utilized to examine the IDA curves to eliminate any ambiguity about structure response. This paper presents its novelty by applying a statistical method for choosing the mass ratio of TMD, considering the possible real-world quantities for this parameter and a wide range of frequencies for the excitations; therefore, limiting the TMD stroke. Subsequently, verifying the linear and non-linear behavior of the model used in this paper is carried out by modeling a 40-story steel structure equipped with a TMD situated on its roof and tuned based on its first mode under the Kobe Earthquake. Furthermore, the displacement response of the 4, 8, and 12-story structures, being equipped with a single TMD of 0.5% and 1% mass ratio, respectively, are compared to their uncontrolled state by exposing them to the Landers earthquake.

Results show that using TMD reduces the maximum drift ratio of the structures. Considering the first 16% of the acceleration records, as expected, a 12-story steel structure equipped with a TMD of 1% mass ratio on the roof, presents the best results of maximum drift improvement ratio of 2.54%. Moreover, for reducing computational effort, another alternative is applying a limited number of earthquakes to the structure. By using the median for the duration and PGAs of all FEMA-P695 data to estimate this earthquake record, the maximum drift improvement ratio is then 1.61% for the twelve-story structure resulting in decent numbers compared to the first method. Moreover, all types of the 4, 8, and 12-story structures (uncontrolled, controlled with a TMD of 0.5% mass ratio, and controlled with a TMD of 1% mass ratio) were subjected to the Kobe earthquake, and their average roof displacements were compared. Among these three types of structures, the 12-story structure was recorded to have the highest rate of maximum roof displacement compared to its uncontrolled state, being 3.47%.

Keywords: Passive Control, Tuned Mass Damper (TMD), Incremental Dynamic Analysis (IDA), Steel Structures