

تحلیل ETA سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی

حمید رحمانی سامانی^۱، مهدی سلسبیل^۲

^۱ هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد پردیس

^۲ کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد پردیس

چکیده

حجم عظیم انرژی آزاد شده ناشی از زلزله در زمان کوتاه، نیرو و خسارت زیادی به سازه وارد می کند. به کارگیری میراگرها به ویژه میراگرهای اصطکاکی به علت داشتن عملکرد ساده و عدم نیاز به تکنولوژی خاص می تواند یکی از بهترین راه های استهلاک انرژی و در نتیجه بهبود رفتار لرزه ای سازه ها باشد با استفاده از تحلیل دینامیکی ETA (تحلیل دینامیکی زمان دوام) پاسخ لرزه ای سازه در سطوح خطر مختلف به دست می آید. تحلیل زمان دوام روشی نسبتاً جدید است که در آن سازه تحت اثر یک تحریک دینامیکی فزاینده از مجموعه رکورد های موجود، که شدت آن به تدریج در طول زمان افزایش پیدا می کند، قرار داده می شود. پاسخ سازه در طول زمان، بررسی شده و با توجه به پاسخ متناظر با سطوح مختلف شدت تحریک، نقاط قوت و ضعف عملکرد میراگر و سازه ارزیابی می گردد. مزیتی که این روش نسبت به روش تحلیل تاریخچه زمانی دارد این است که در این روش رفتار سازه از ناحیه خطی شروع شده و با افزایش شدت دامنه توابع شتاب با زمان و ایجاد ترک در سازه وارد ناحیه غیر خطی می شود و تا مرحله نهایی که سازه دچار شکست نهایی می گردد ادامه پیدا می کند که این امر موجب می شود تحلیل جامعی از رفتار سازه به دست آید. در این پژوهش رفتار سه تیپ ساختمان مجهز به میراگر اصطکاکی با سه مجموعه رکورد زمان دوام مورد بررسی قرار گرفته است. در مقاله حاضر، به کمک روش تحلیل زمان دوام، پروسه ای جهت نیل به هدف فوق ارائه گردید. پروسه فوق منجر به ساخت گراف های می شود که این گراف ها این امکان را به طراح می دهند که بار لغزشی را که در سطوح خطر مطلوب، اهداف طراحی را برآورده سازد، تعیین نماید. نتایج نشان می دهد که روش طراحی تغییر مکان ارتقا یافته، منجر به طرح سازه ای می شود که در زلزله سطح بهره برداری، عملکرد بدون وقفه (IO)، در زلزله سطح طراحی، عملکرد ایمنی جانی (LS) و در زلزله (MCE) دارای سطح عملکرد پرهیز از فرو ریزش (CP) می باشد.

واژه های کلیدی: میراگر اصطکاکی سیلندری، تحلیل زمان دوام، تحلیل ETA، بارگذاری دینامیکی، کنترل سازه

مقدمه

عامل اساسی در ایجاد توان تخریب بالای زمین لرزه را می‌توان در حجم فراوان انرژی که در زمانی نسبتاً کوتاه به سازه وارد می‌شود جستجو نمود. در سالهای اخیر، برای یافتن راهکارهایی جهت جذب و اتلاف این انرژی، مطالعات و پژوهشهای گسترده‌ای توسط پژوهشگران و محققین صورت گرفته است [۱] که هر یک به نحوی کوشیده‌اند میزان شکل‌پذیری سازه‌ها را بهبود بخشند. از جمله این تحقیقات که در جهت شکل‌پذیر نمودن سازه‌ها انجام شده و در مقاوم‌سازی نیز بکار گرفته شده است، می‌توان به تحقیقات پیرامون بادبندهای غلاف‌دار، فیوزها و المانهای شکل‌پذیر یا جاذب انرژی و نیز پژوهش بر روی انواع میراگرها اشاره نمود.

یکی از مهمترین معیارها در طراحی سازه، نحوه عملکرد آن در زمان مواجهه با بار لرزه‌ای می‌باشد. در هنگام وقوع زلزله، در مدت زمانی کوتاه، انرژی فراوانی به سازه اعمال می‌شود که این انرژی عامل اصلی ایجاد خرابی‌ها می‌باشد. مفهوم کنترل سازه به معنی جذب این انرژی و کنترل رفتار سازه در برابر نیروهای جانبی می‌باشد بطوری که پاسخ سازه از حد معینی فراتر نرود و سلامت آن دچار تهدید نشود. روش کنترل ارتعاشات مقوله نسبتاً جدیدی در روند بهسازی و طراحی ساختمانهای در برابر بارهای دینامیکی است. این تفکر بدون اینکه نیاز به مقاوم‌سازی تک‌تک عناصر مقاوم سازه‌ای باشد باعث کنترل پاسخ سازه تحت بارهای دینامیکی شده و با تعبیه وسایل و تجهیزات مناسبی در ساختمان باعث کاهش تغییرمکان و بهبود پاسخ دینامیکی سازه می‌شوند. با گسترش روشهای کنترل سازه، باید به دنبال روشهایی بود که با توجه به امکانات موجود در کشور به سادگی قابل اجرا بوده و ازسویی تولید و کاربرد آن برای ساختمانهای متعارف، از هر نظر اقتصادی باشد [۲].

میزان انرژی مستهلک شده مکانیکی یک سیستم قاب بادبندی شده با میراگر اصطکاکی برابر حاصلضرب بار لغزش در میزان جابجایی تمامی میراگرها می‌باشد. در حالتی که بار لغزش خیلی زیاد باشد، میزان انرژی مستهلک شده بصورت اصطکاکی تقریباً صفر خواهد بود، زیرا هیچگونه لغزشی رخ نخواهد داد. در این حالت، سازه رفتاری شبیه به یک قاب بادبندی شده خواهد داشت. اگر بار لغزشی خیلی کم باشد، لغزش زیادی رخ خواهد داد اما بعلاوه کمی میزان بار لغزش، میزان انرژی مستهلک شده محسوس نخواهد بود. در حالت اخیر تاثیر بادبند در عملکرد لرزه‌ای سازه آنچنان محسوس نخواهد بود. در بین این دو حالت حدی، یک بار لغزش میانه‌ای وجود دارد که سبب استهلاک بهینه انرژی می‌گردد. این حالت میانه بعنوان "بار لغزش بهینه" نامیده می‌شود. طراحی کارآمد و مناسب یک سیستم (FDBF^۱) در حقیقت، در گرو تعیین بار بهینه لغزش به منظور حداقل نمودن پاسخ لرزه‌ای سازه می‌باشد. تعیین بار لغزش بهینه مهمترین بخش طراحی سازه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی است که می‌توان آن را با یک سری تحلیل دینامیکی غیرخطی تعیین نمود. بدین صورت که بیشینه پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه (مانند تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، حداکثر برش پایه، حداکثر انرژی کرنشی و...) برای بارهای لغزش مختلف محاسبه و با یکدیگر مقایسه شوند، حال نیروی که کمترین پاسخ را ایجاد کند همان بار لغزش بهینه می‌باشد. بار لغزش بهینه کاملاً وابسته به شتاب نگاشت اعمالی می‌باشد [۳].

از طرفی دیگر با توجه به ماهیت تصادفی مشخصات زلزله و احتمال وقوع زلزله‌هایی با بزرگای مختلف در ساختگاه سازه، انتخاب بار لغزش هنگام طراحی سازه از مهمترین چالش‌ها در این شاخه می‌باشد. هدف اصلی تحقیق پیشنهادی تعیین الگویی برای تخمین بار لغزشی بهینه در سازه‌ها می‌باشد. از آنجا که روش زمان دوام (ETA^۲) طیف گسترده‌ای از رفتار سازه را در طی

^۱Friction Damped Braced Frame^۲Endurance Time Analysis

یک آنالیز مورد بررسی قرار می‌دهد از این روش برای انجام آنالیزهای دینامیکی مقاله حاضر استفاده شده است. اهداف تدوین این مقاله بررسی رفتار سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی با افزایش دامنه توابع شتاب، تحلیل جامع رفتار سازه، از شروع تا شکست کامل سازه، بررسی رفتار لرزه ای سازه های مجهز به میراگرهای اصطکاکی به روش زمان دوام برای اولین بار، صحت سنجی روش طراحی پیشنهادی مظلومی و سامانی به روش ETA است [۴].

مبانی نظری

انواع روش های کنترل سازه

با توجه به نوع تجهیز مورد استفاده، سیستم های کنترل سازه به سه دسته غیرفعال، نیمه فعال و فعال تقسیم می شوند [۵]. در ادامه هر یک از این سه دسته تشریح می شود.

• **سیستم های کنترل غیر فعال:** تجهیزات کنترل غیر فعال^۳ نیاز به منبع انرژی خارجی ندارند. این تجهیزات از نیروهایی که در پاسخ به حرکت سازه در آنها ایجاد می شود، جهت استهلاك انرژی بهره می گیرند. سیستم های کنترل غیر فعال، بدلیل هزینه پائین تولید و نگهداری، پرکاربردترین سیستم کنترل در سازه های مهندسی عمران می باشند. در یک تقسیم بندی کلی، این تجهیزات، شامل انواع میراگرهای خارجی و جداسازهای پایه^۴ می گردد [۱۳].

• **سیستم های کنترل فعال:** در کنترل فعال^۵، پاسخهای لرزه ای با اعمال انرژی خارجی به سازه کاهش می یابد. این سیستم ها مجهز به دستگاه های قابل کنترلی هستند که امکان وارد کردن نیروهای کنترلی به ساختمان را فراهم می کنند. به عنوان مثال کابلی به ساختمان وصل می شود و در جهت خلاف نیروهای برشی زلزله، به ساختمان نیرو وارد می کند. سیستم های فعال از غیر فعال موثرتر هستند، اما علیرغم کارایی، مشکل بزرگ هزینه های اجرایی و نگهداری را داشته و بیشتر در سایر صنایع مانند صنعت هوافضا کاربرد دارند [۱۴].

• **سیستم های کنترل نیمه فعال:** سیستم های نیمه فعال^۶ دستگاه هایی قابل کنترلی هستند که نسبت به سیستم های کنترل فعال، به مراتب به انرژی کمتری نیاز دارند. به همین دلیل استفاده از این سیستم ها در مهندسی سازه رایج می باشد. در این سیستم ها انرژی به سازه تزریق نمی شود و بنابراین پایداری در تمام مراحل باقی خواهد ماند. به عنوان نمونه ای از این تجهیزات می توان از میراگر با مجرای متغیر^۷ نام برد [۱۵].

انواع تجهیزات کنترل غیر فعال

ایده استفاده از تجهیزات غیرفعال در سازه ها به منظور جذب بخش عمده انرژی لرزه ای، اولین بار توسط Kelly و همکاران [۴] مطرح شد. امروزه، انواع مختلفی از این تجهیزات ساخته شده و در سازه های حقیقی مورد استفاده قرار می گیرند. تجهیزات کنترل غیر فعال، بطور کلی به دو دسته زیر تقسیم می شوند:

- وابسته به تغییر مکان
- وابسته به سرعت حرکت و فرکانس

³ Passive control

⁴ Base Isolation

⁵ Active control

⁶ Semi-active

⁷ Variable Orifice Damper

دسته اول، شامل میراگرهایی با منحنی هیستریزیس پایدار بوده و مکانیسم اتلاف انرژی آنها مستقل از سرعت حرکت می‌باشد. فعالیت این تجهیزات زمانی رخ می‌دهد که تنش و یا نیرو به مقدار از پیش تنظیم شده رسیده یا از آن تجاوز نماید. متداول ترین میراگرهای این دسته، میراگرهای فلزی و میراگرهای اصطکاکی هستند [۱۶].

دسته دوم، شامل تجهیزاتی می‌شود که در آنها اتلاف انرژی وابسته به سرعت حرکت است. این وابستگی به سرعت بدلیل خاصیت ویسکوالاستیک الاستومرها یا ویسکوزیته سیالات داخل این تجهیزات می‌باشد، انرژی تلف شده توسط این دسته از میراگرهای غیر فعال، تابعی خطی یا غیر خطی از فرکانس بار وارده است.

انواع تجهیزات کنترل غیر فعال

ایده استفاده از تجهیزات غیرفعال در سازه‌ها به منظور جذب بخش عمده انرژی لرزه‌ای، اولین بار توسط Kelly و همکاران [۴] مطرح شد. امروزه، انواع مختلفی از این تجهیزات ساخته شده و در سازه‌های حقیقی مورد استفاده قرار می‌گیرند. تجهیزات کنترل غیر فعال، بطور کلی به دو دسته زیر تقسیم می‌شوند:

- وابسته به تغییر مکان
 - وابسته به سرعت حرکت و فرکانس
- دسته اول، شامل میراگرهایی با منحنی هیستریزیس پایدار بوده و مکانیسم اتلاف انرژی آنها مستقل از سرعت حرکت می‌باشد. فعالیت این تجهیزات زمانی رخ می‌دهد که تنش و یا نیرو به مقدار از پیش تنظیم شده رسیده یا از آن تجاوز نماید. متداول ترین میراگرهای این دسته، میراگرهای فلزی و میراگرهای اصطکاکی هستند.
- دسته دوم، شامل تجهیزاتی می‌شود که در آنها اتلاف انرژی وابسته به سرعت حرکت است. این وابستگی به سرعت بدلیل خاصیت ویسکوالاستیک الاستومرها یا ویسکوزیته سیالات داخل این تجهیزات می‌باشد، انرژی تلف شده توسط این دسته از میراگرهای غیر فعال، تابعی خطی یا غیر خطی از فرکانس بار وارده است. در ادامه، این سیستم‌ها و ساز و کار آنها به نحو مشروح‌تر مورد معرفی قرار می‌گیرند.

میراگرهای اصطکاکی^۸

این میراگرها از اصطکاک جهت فراهم نمودن اتلاف انرژی مورد نیاز استفاده می‌کنند. تجهیزات اصطکاکی در هنگام زلزله‌های شدید می‌لغزند و سهم زیادی از انرژی ارتعاشی را بصورت مکانیکی در اصطکاک تلف می‌کنند. میراگرهای اصطکاکی در حین زلزله‌های خفیف یا نیروی ناشی از باد نمی‌لغزند ولی هنگام زلزله‌های شدید شروع به لغزش کرده و انرژی ورودی را تلف می‌کنند. به کارگیری میراگرهای اصطکاکی و در کل مکانیزم اصطکاک به علت داشتن عملکرد ساده و عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص، می‌تواند بعنوان یکی از بهترین راههای ارتقاء رفتار لرزه‌ای سازه‌های موجود محسوب شود. استفاده از میراگرهای اصطکاکی در سازه‌های مهندسی عمران، دارای مزایای بسیاری نسبت به سایر تجهیزات اتلاف انرژی است. این مزایا عبارتند از [۱۷]:

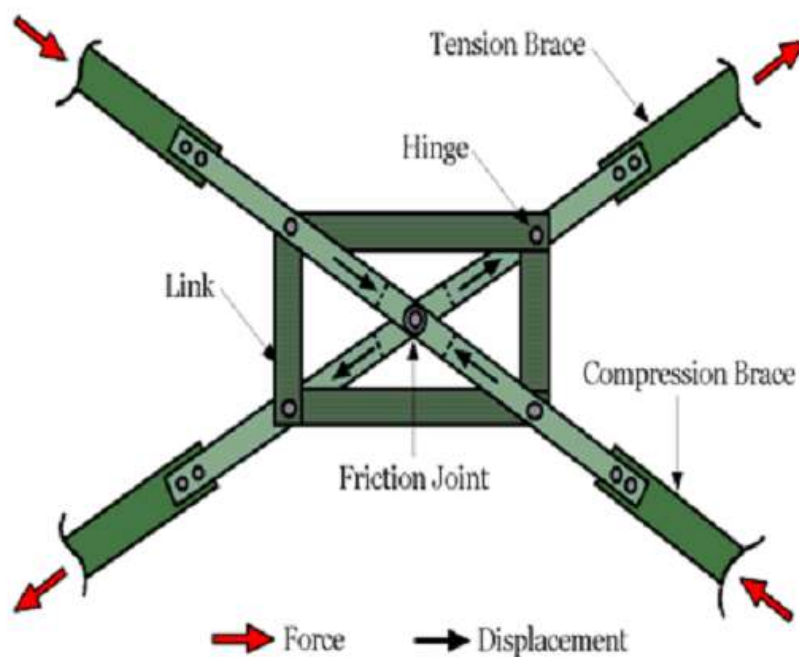
- سهولت ساخت و نصب آسان در سازه. بسیاری از انواع میراگرهای اصطکاکی دارای تکنولوژی بسیار ساده‌تری نسبت به سایر میراگرها بوده در نتیجه تولید آن ساده بوده و با هزینه کم صورت می‌گیرد.

^۸ Frictional dampers

- قابلیت جذب انرژی بالا و امکان استفاده از تعداد کمتر میراگر در طرح‌ها
 - عدم نیاز به تعمیر و جایگزینی قبل و بعد از زلزله
 - تنوع در اندازه و محل کاربرد از جمله در بادبندها، درز انقطاع و ...
 - حساسیت پائین به تغییرات درجه حرارت و دیگر اثرات محیطی
- به دلیل همین مزایا، این پژوهش بر میراگرهای اصطکاکی متمرکز شده است و تاریخچه فنی این میراگرها با جریئات بیشتری مورد بررسی قرار می‌گیرد.

میراگر اصطکاکی پال^۹

میراگر اصطکاکی اولین بار توسط پال [۶] پیشنهاد شد. وی این پدیده را از مکانیزم ترمز اتومبیل‌های اولیه الهام گرفت و معتقد بود که عمل توقف اتومبیل‌ها مشابه توقف حرکت ساختمان‌ها در حین زمین لرزه است. میراگرهای اصطکاکی متداول از یک سری ورق‌ها با حفره‌های شیاری تشکیل شده‌اند. صفحات ورقه‌ای با پیچهای پر مقاومت به یکدیگر در درون عضوهای مهاربندی موجود یا جدید محکم می‌شود. این نوع میراگر به اصطلاح میراگر پیچ با آستانه لغزش محدود معروف به ^{۱۰}LSB است که اولین بار توسط پال ساخته شد. میراگر اصطکاکی دیگری که در محل تقاطع اعضای بادبندهای ضربداری قرار می‌گیرد (شکل ۱)، توسط Pall و Marsh [18] ابداع و در ساختمانی در کانادا مورد استفاده قرار گرفت.



شکل ۱- میراگر اصطکاکی پال [6]

^۹ Pall Friction Damper

^{۱۰} Limited Slip Bolted

یکی از معایب میراگر پال، کاهش مقدار بار لغزش در دراز مدت به علت وادادگی^{۱۱} پیچ‌ها می‌باشد. بر اساس اطلاعات موجود در راهنمای طراحی اتصالات پیچی AISC [۷]، بلافاصله پس از اتمام آچارکاری، نیروی کششی پیچ‌ها بین ۲ تا ۱۱ درصد افت پیدا می‌کنند. مقدار میانگین این افت ۵ درصد گزارش شده است. کاهش مقدار نیروی کششی پیچ‌ها می‌تواند ناشی از بازگشت الاستیک مصالح باشد. خزش و جاری شدن پیچ در قسمت رزوه شده که بیشترین مقدار تنش را تحمل می‌کند نیز می‌تواند در این افت سهمیم باشد. آزمایش‌های انجام شده روی پیچ‌های A325 و A354 نشان دهنده ۴ درصد افت نیروی کششی در پیچ‌ها بعد از ۲۱ روز نسبت به نیروی کششی پیچ‌ها ۱ دقیقه بعد از اتمام آچارکاری می‌باشد.

آزمایش‌های میز لرزه سازه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی

اولین تحقیقات در این زمینه توسط Filiatrault و Cherry صورت گرفت. آنها عملکرد میراگرهای اصطکاکی در مهاربندهای ضربدری را مورد ارزیابی قرار دادند. دو قاب سه طبقه فولادی مشابه در مقیاس یک سوم ساخته شدند. نتایج برای سه حالت، قاب خمشی MR، قاب دوگانه (خمشی به علاوه مهاربند) BMR و قاب دوگانه به علاوه میراگر اصطکاکی FDB با یکدیگر مقایسه شدند. در تمامی آزمایش‌ها، سازه میرا شده بهتر از دو سازه دیگر عمل نمود. Filiatrault و Cherry نشان دادند که میراگرهای اصطکاکی می‌توانند تا بیش از ۹۰ درصد انرژی ورودی را اتلاف کنند. مطالعات دیگری توسط Aiken و همکاران دنبال شد. آنها یک سازه ۹ طبقه سه دهانه فولادی را مورد آزمایش میز لرزه قرار دادند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از آن بود که در بالاترین شدت لرزه‌ای، میرایی معادل سازه مجهز به میراگر اصطکاکی ۳۲ درصد میرایی بحرانی است. مطالعات آزمایشگاهی دیگری توسط Aiken و Kelly روی همان قاب ۹ طبقه صورت گرفت که در آنها میراگرهای اصطکاکی تا ۶۰ درصد انرژی ورودی را اتلاف کردند.

روش تحلیل دینامیکی ETA (زمان دوام)^{۱۲}

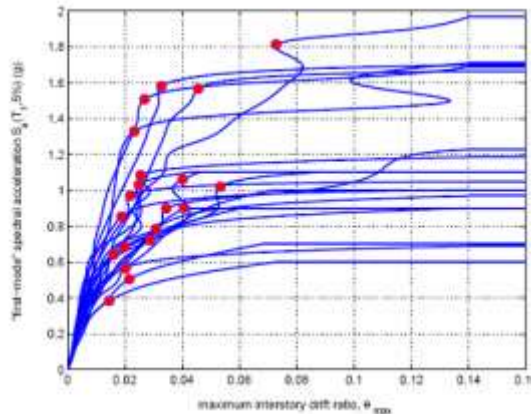
تاکنون روشهای مختلفی جهت ارزیابی رفتار سازه هنگام وقوع زلزله پیشنهاد گردیده است که می‌توان آنها را در دو دسته کلی، شامل روش شبه استاتیکی و روش دینامیکی طبقه‌بندی نمود. روش تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA^{۱۳}) یکی از متداولترین و بلکه دقیقترین روشهای شناخته شده جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. این روش را می‌توان در دسته تحلیل‌های پارامتریک طبقه‌بندی نمود، بدین صورت که یک مدل سازه را تحت یک یا چند بار زلزله قرار می‌دهند که دامنه هریک در چند تراز مختلف می‌باشد. پس از ترسیم منحنی‌های واکنش سازه در برابر زلزله، منحنی‌های IDA بدست خواهند آمد و سپس با استفاده از تحلیل‌های آماری، تعیین ظرفیت سازه برای ریسک دلخواه مقدور خواهد بود [۱۹]. با وجود دقت و اعتبار زیاد این روش، معایب نه چندان کوچکی نیز در آن مشاهده می‌شود. در این روش برای دستیابی به پاسخ مناسب سازه در برابر زلزله باید رکوردهای مختلف مورد بررسی قرار گیرد و از روشهای آماری جهت بررسی و تحلیل نتایج بهره گرفته شود. تحلیل سازه با این تعداد رکورد زلزله و هر کدام در چند تراز مختلف فرایندی است که نیاز به زمان بسیار زیادی دارد. از سویی، بزرگترین ضعف روش IDA را می‌توان در تعدد آنالیزها و نیز زمان محاسباتی زیاد آنالیزها جستجو نمود. اما این روش نسبت به روش تاریخیچه زمانی از دقت و جامعیت بالاتری برخوردار است [۲۰].

¹¹ Relaxation

¹² Endurance Time Analysis

¹³ Incremental Dynamic Analysis

بنابراین، با وجود اینکه با روش تحلیل دینامیکی افزایشده می‌توان انواع سازه‌ها را با دقت زیاد تحلیل کرد، اما به دلیل زمان طولانی و از طرف دیگر پیچیده بودن محاسبات، روش‌های سهل‌تر و سریع‌تر با دقت قابل قبول ترجیح داده می‌شوند. در این صورت می‌توان به دنبال روشی جدید بود تا جایگزین مناسبی در جهت ساده‌تر کردن مسأله برای تحلیل لرزه‌ای گردد. روش زمان دوام (ETA) با بهره‌گیری از ایده افزایش دامنه توابع شتاب، با شیوه‌ای متفاوت می‌تواند در جهت ساده‌تر کردن تحلیل سازه و دقتی مناسب مورد استفاده قرار گیرد. ایده مذکور اخیراً در دانشگاه صنعتی شریف و برای سازه‌های فلزی ابداع شده است [۲۱].



شکل ۲- منحنی IDA و ظرفیت سازه بر مبنای طراحی بر اساس عملکرد [8]

روش تحقیق

در این مقاله به منظور یافتن ماکزیمم تغییر مکان‌های طبقات با بهره‌گیری از میراگر اصطکاکی از روش تحلیل پارامتریک استفاده می‌شود. به این صورت که ابتدا قاب‌های فولادی با ارتفاع و تعداد طبقات مختلف طراحی شده و مدل اجزای محدود هر یک در نرم افزار **ANSYS** تهیه می‌گردد. سپس هر یک از مدل‌ها تحت اثر رکوردهای مختلف روش زمان دوام (ETAF) قرار گرفته تا در سطوح مختلف خطر پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها مورد بررسی قرار گیرد.

طراحی سازه

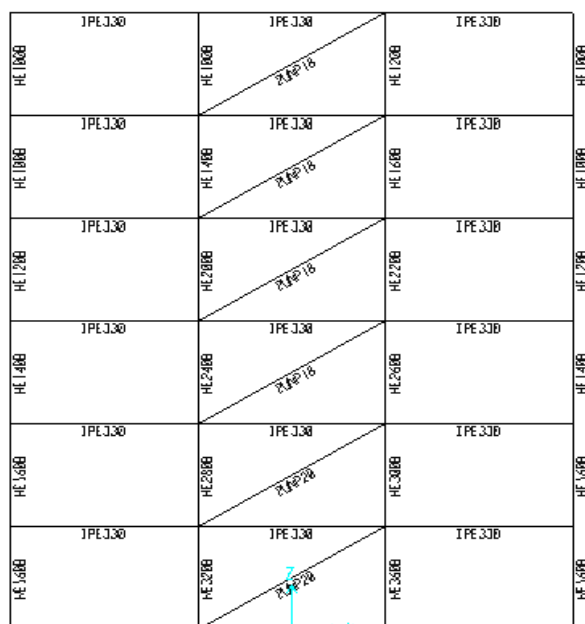
جهت انجام تحلیل‌های این فصل، سازه‌های فلزی ۵، ۷ و ۹ طبقه، بر اساس آیین‌نامه **AISC**، برای ساختگاهی با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد، طراحی شدند. شکل ۴-۱ الف پلان ساختمان‌ها را نشان می‌دهد. بارهای ثقلی شامل $4/5 \text{ kN/m}^2$ بار مرده و 2 kN/m^2 بار زنده می‌باشد. مدول الاستیسیته و نسبت پواسون مواد مورد استفاده به ترتیب $2/1 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $0/3$ در نظر گرفته شده‌اند. مقاطع بال‌پهن برای ستون‌ها و مقطع دابل ناودانی برای مهاربندها استفاده شده است. ارتفاع طبقات $3/20$ متر و عرض دهانه ۵ متر فرض شده‌اند. لازم به ذکر است که انتخاب این مقادیر بر اساس ابعاد سازه‌های فلزی متداول صورت گرفته است. مدل عددی دو بعدی قاب پیرامونی هر ساختمان، در نرم افزار المان محدود **Ansys** شبیه‌سازی شده است. جهت مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها از المان‌های تیر-ستون الیافی غیرخطی با پلاستیسیته گسترده استفاده گردید. اتصال پای

ستون‌ها به فونداسیون گیردار فرض شده است. میراگرهای اصطکاکی در میانه مهاربندها و به کمک المان‌های بدون طول^{۱۴} در مدل گنجانده شده‌اند. به منظور احتساب میرایی ذاتی سازه از تئوری میرایی ریلی، با نسبت میرایی ۵٪ بهره گرفته شد. ضوابط ویژه لرزه‌ای آیین نامه ۲۸۰۰ در مورد ستون‌های سازه مطابق ذیل می‌باشند که در طراحی سازه مذکور رعایت گردیده‌اند:

$$P_{DL} + 0.8P_{LL} + 2.8P_E \leq P_{SC} = 1.7F_a A \quad \text{فشار محوری:}$$

$$P_{DL} + 0.85P_{LL} + 2.8P_E \leq P_{ST} = F_y A \quad \text{کشش محوری:}$$

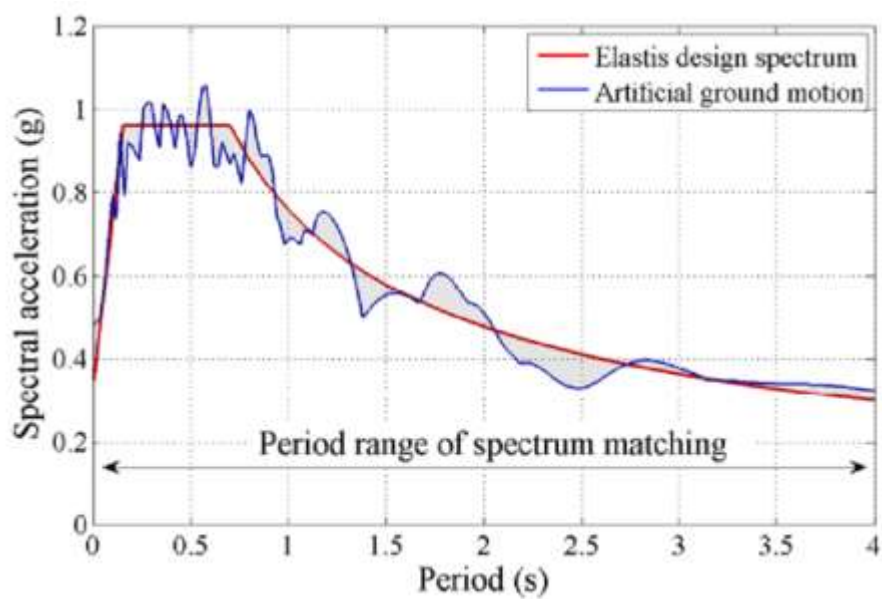
همچنین ضوابط مربوط به تغییرمکان نسبی مجاز و ضوابط مربوط به لاغری مجاز مهاربندهای تحت فشار (آیین نامه ۲۸۰۰) در طراحی سازه رعایت گردیده‌است. مقاطع ستون‌ها تیر آهن IPB و تیرها IPE و مهاربندها ناودانی دابل انتخاب گردیده است. سازه طراحی شده و مقاطع آن در شکل ۳ نشان داده شده است.



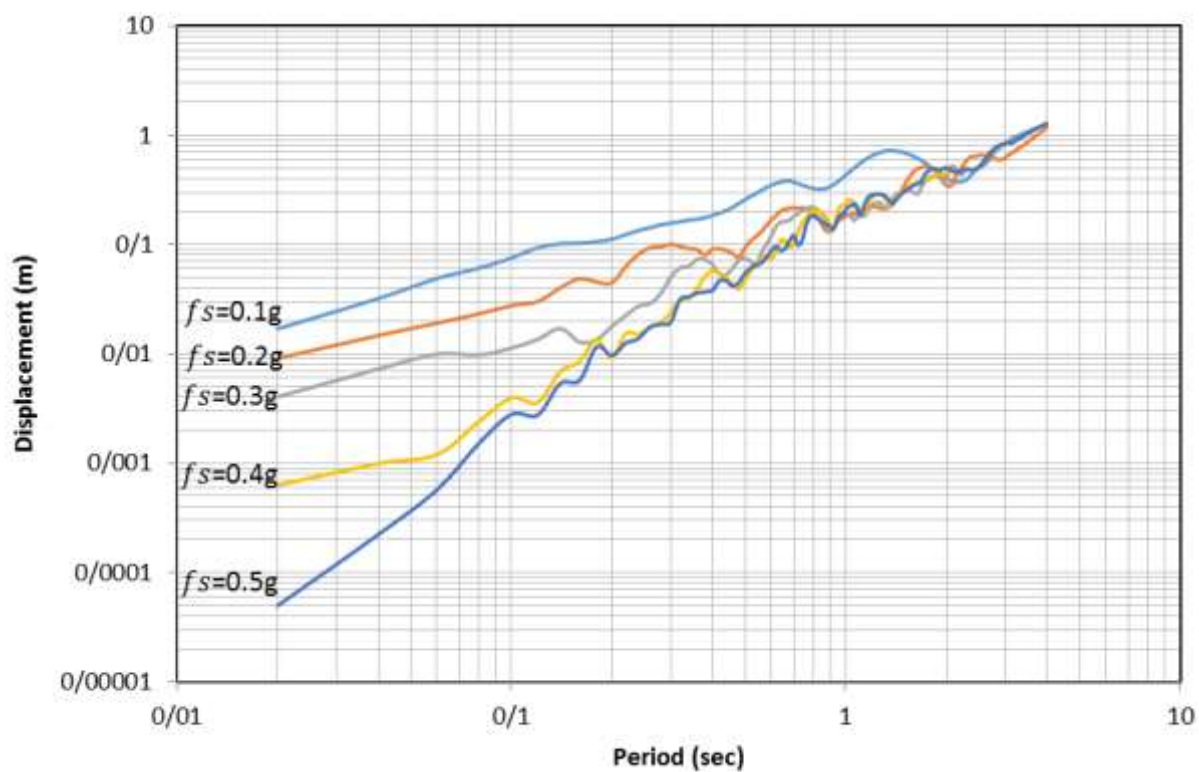
شکل ۳- قاب ۷ طبقه ۳ دهانه مدل شده در ETABS

در این پژوهش از روال طراحی ارائه شده [9]، جهت طراحی سازه‌ها استفاده شده است. این روش که طراحی مبتنی بر تغییر مکان ارتقاء یافته نام دارد در ادامه توضیح داده می‌شود.

¹⁴ Zero-length element



شکل ۴- مقایسه طیف طرح ۴۷۵ ساله با طیف رکورد مصنوعی [10]



شکل ۵- طیف جابه‌جایی غیر خطی [11]

تحلیل ETA

در ادامه، نتایج آنالیزهای ETA مربوط به سازه‌های ۳ دهانه با تعداد طبقات مختلف آورده شده است. به منظور مقایسه نتایج، چندین خروجی از تحلیل‌های مذکور ارائه شده است. یکی از مهمترین پاسخ‌های دینامیکی سازه‌ها، تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشد. مطابق با معیارهای برخی آیین‌نامه‌های بین‌المللی موجود، در یک طرح مطلوب کافی است که مقدار این پاسخ در سطوح خطر مختلف به درصدهایی محدود گردد. اگرچه به نظر می‌رسد که مطلوبتر، دستیابی به کمترین دررفت ممکن می‌باشد. هرچند در آیین‌نامه‌ها درصد صریحی برای سازه‌های با مهاربندهای مجهز به دمپر اصطکاکی یا شرایط شبیه به آن آورده نشده است اما این مقادیر در پژوهش حاضر براساس نگاه محققین و با توجه به اعداد نظیر قاب‌های ساده و خمشی فولادی انتخاب گردیده؛ البته پرواضح است که اتخاذ محدودهای دیگر، به جز آنچه در اینجا استفاده شده، از اعتبار کلیات روش بکار رفته در پژوهش کنونی نخواهد کاست.

محدوده‌های مجاز برای دررفت نسبی طبقات مطابق جدول زیر انتخاب شده است:

جدول ۱- محدوده‌های مجاز برای دررفت نسبی در سطوح خطر مختلف

سطح خطر	محدوده مجاز برای تغییر مکان نسبی طبقات (دررفت)
Collapse Prevention (CP)	۵٪
Life Safety (LS)	۲٪
Immediate Occupancy (IO)	۱٪

تغییر مکان افقی در محل بام ساختمان، دیگر پارامتر مهم در طرح سازه‌هاست که می‌تواند به عنوان مقیاسی برای عملکرد سازه‌ها تلقی گردد.

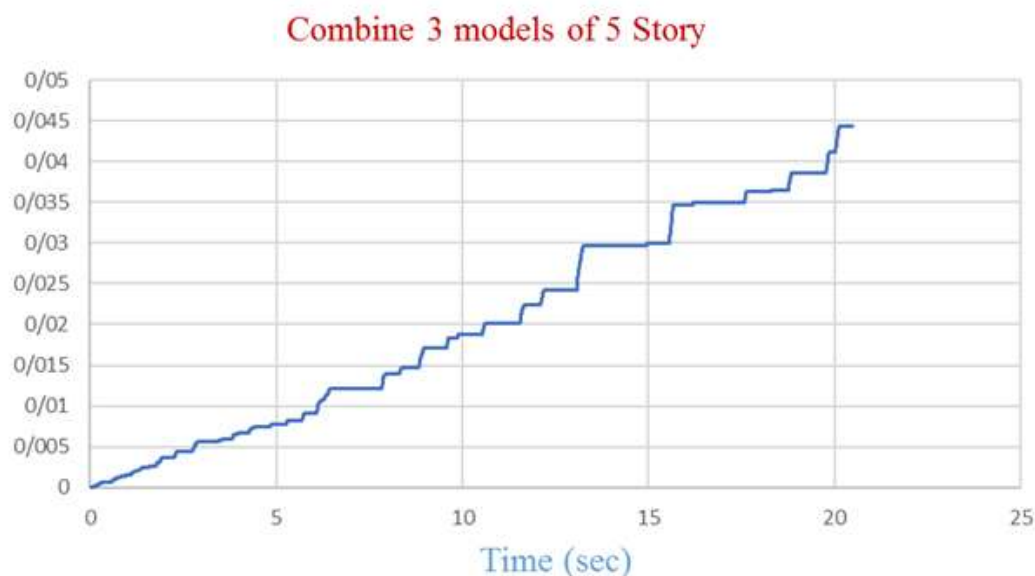
مقادیر محدوده‌های مجاز برای دررفت نسبی طبقات بدین گونه انتخاب گردید که برای سطح خطر پرهیز از فرو ریزش (CP)، تجربه زلزله‌های گذشته و نیز نتایج آزمایشگاهی این گونه است که در دررفت حدود ۵٪ اتصالات دچار مشکل و سازه ناپایدار می‌گردد [۳۰]. محدوده ایمنی جانی (LS)، براساس آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و نتایج آزمایشگاهی ۲٪ انتخاب گردید. برای سطح عملکرد بدون وقفه (IO)، بر اساس نتایج تجربی محدوده ۱٪ منظور شد.

نتایج قاب ساده

بررسی دررفت در ساختمان پنج طبقه

در نمودار زیر، مقادیر تغییر مکانهای نسبی طبقات در زمانهای مختلف روش ETA (که متناظر با سطوح خطر مختلف می‌باشد) آورده شده است. مطابق با آنچه در این شکل دیده می‌شود، تا قبل از محدوده ثانیه ۶، عملکرد سازه طراحی شده به روش تغییر مکان ارتقاء یافته به گونه ای است که سازه در سطح عملکرد بدون وقفه (IO) قرار دارد. بعد از ثانیه ۶ ام، سازه از محدوده مجاز سطح عملکرد IO عبور کرده اما همچنان در محدوده‌های LS و CP قرار دارد. در ثانیه ۱۱ تغییر شکل‌های سازه فراتر از حد ایمنی جانی می‌گردد. اما توجه شود که زلزله طراحی معادل با ثانیه ۱۰ تحلیل بود و در این زمان (زلزله

طرح) دریافت حداکثر سازه (۰/۰۱۸) کمتر از مقدار مجاز بوده است (۰/۰۲). بنابراین در زلزله طرح، سازه حد ایمنی جانی را برآورده می کند.

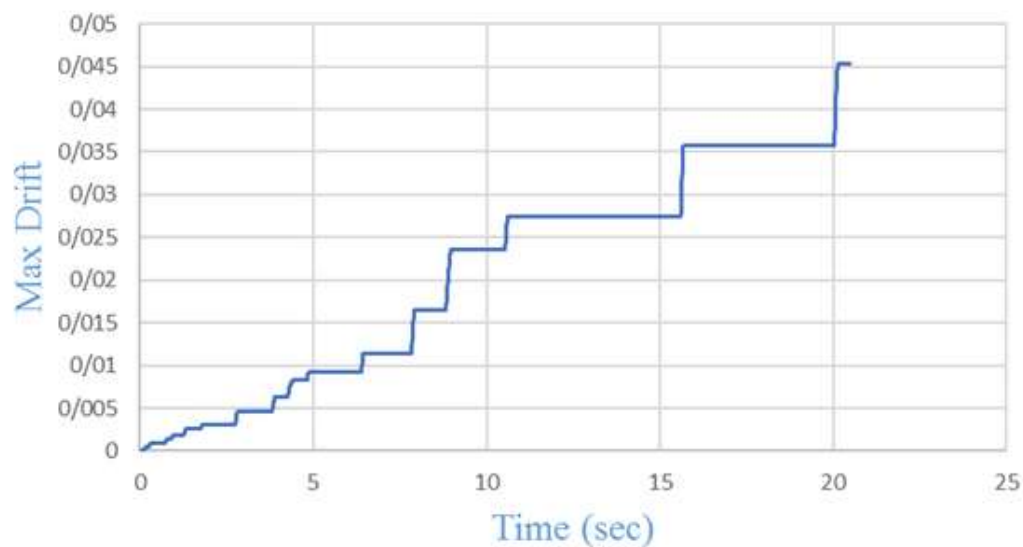


شکل ۶- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به زمان به صورت ترکیبی برای ۳ مجموعه رکورد زلزله در ساختمان پنج طبقه

تجربه زلزله های گذشته و همچنین نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن است که در دریافت حدود ۵٪ اتصالات دچار مشکل و سازه ناپایدار می شود [۱۲]. به همین دلیل در این پژوهش دریافت ۵٪ به عنوان دریافت آستانه فرو ریزش در نظر گرفته شده است. دریافت ۵٪ تا ثانیه ۲۰/۴۸ یعنی انتهای رکورد نیز رخ نمی دهد، بنابراین سازه فرو نخواهد ریخت. در ثانیه ۱۵ که معادل زلزله MCE می باشد دریافت سازه ۰/۰۳ می باشد که کمتر از حد CP است.

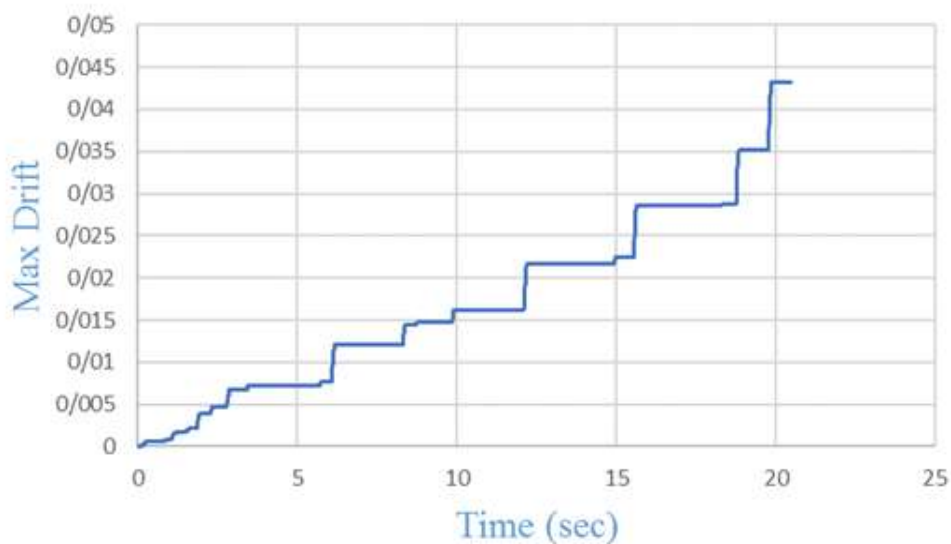
اگر با دیدگاهی دیگر نمودارها را مورد توجه قرار دهیم، مشخص خواهد شد که ترتیب بهترین و بدترین بار لغزش در طول زمان ثابت نمی ماند. مجدداً تذکر داده می شود که با توجه به ماهیت افزایشی روش زمان دوام، زمان به عنوان شاخصی از شدت لرزه وارده بر سازه شناخته می شود. با توجه به این نکته طراح بایستی با استفاده از تکنیک های موجود در این روش ابتدا زمان مورد نظر خود را شناسایی و سپس بر آن اساس، سازه را مورد بررسی قرار دهد. برای قابهای ساده مورد بررسی در تحقیق کنونی، زمانهای ۵، ۱۰ و ۱۵ بررسی شده اند. در نمودارها که در ادامه آورده شده است، این بیان با وضوح بیشتری مشخص خواهد گردید.

5 STORY-1



شکل ۷- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۵ طبقه مدل اول در تانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵
روش زمان دوام

5 STORY-2



شکل ۸- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۵ طبقه مدل دوم در تانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵
روش زمان دوام

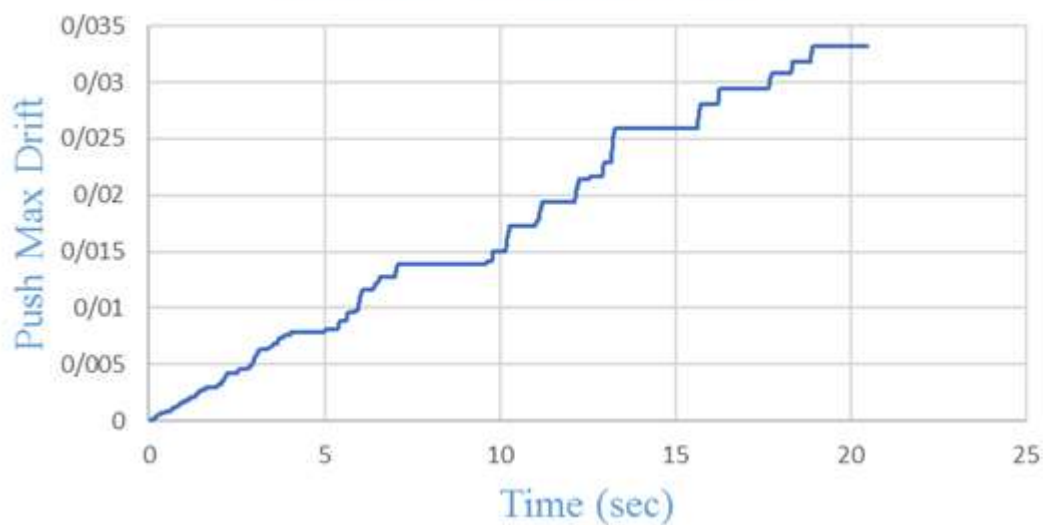


شکل ۹- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۵ طبقه مدل سوم در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام

بررسی دررفت ساختمان هفت طبقه

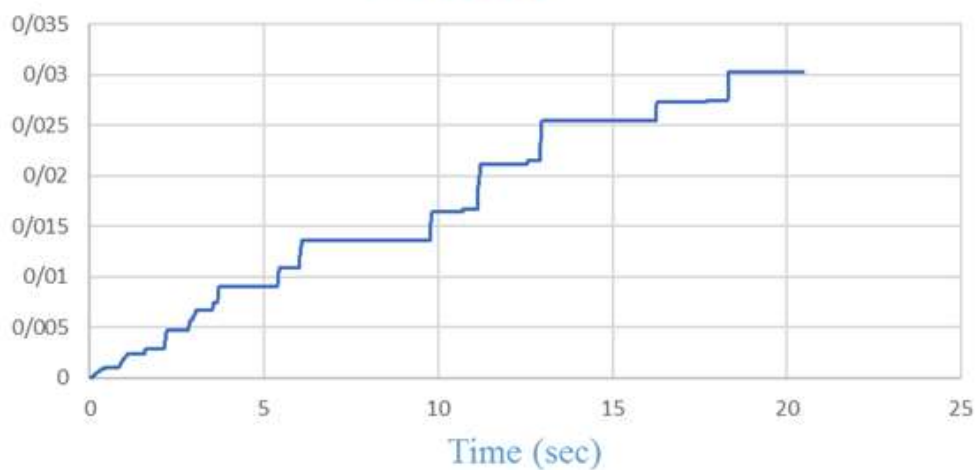
در نمودار زیر، مقادیر تغییر مکانهای نسبی طبقات در زمانهای مختلف روش ETA (که متناظر با سطوح خطر مختلف می باشد) آورده شده است. مطابق با آنچه در این شکل دیده می شود، تا قبل از محدوده ثانیه ۶، عملکرد سازه طراحی شده به روش تغییر مکان ارتقاء یافته به گونه ای است که سازه در سطح عملکرد بدون وقفه (IO) قرار دارد. بعد از ثانیه ۶ ام، سازه از محدوده مجاز سطح عملکرد IO عبور کرده اما همچنان در محدوده های LS و CP می باشد. در ثانیه ۱۲ تغییر شکل های سازه فراتر از حد ایمنی جانی می گردد. اما توجه شود که زلزله طراحی معادل با ثانیه ۱۰ تحلیل بود و در این زمان (زلزله طرح) دررفت حداکثر سازه (۰/۰۱۵) کمتر از مقدار مجاز بوده است (۰/۰۲). بنابراین در زلزله طرح، سازه حد ایمنی جانی را برآورده می کند. دررفت ۵٪ تا ثانیه ۲۰/۴۸ یعنی انتهای رکورد رخ نمی دهد، بنابراین سازه فرو نخواهد ریخت. در ثانیه ۱۵ که معادل زلزله MCE می باشد دررفت سازه ۰/۰۲۶٪ می باشد که کمتر از حد CP است.

Combine 3 Models of 7 Story



شکل ۱۰- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به زمان به صورت ترکیبی برای ۳ مجموعه رکورد زلزله در ساختمان هفت طبقه

7 STORY-1



شکل ۱۱- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۷ طبقه مدل اول در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام



شکل ۱۲- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۷ طبقه مدل دوم در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام

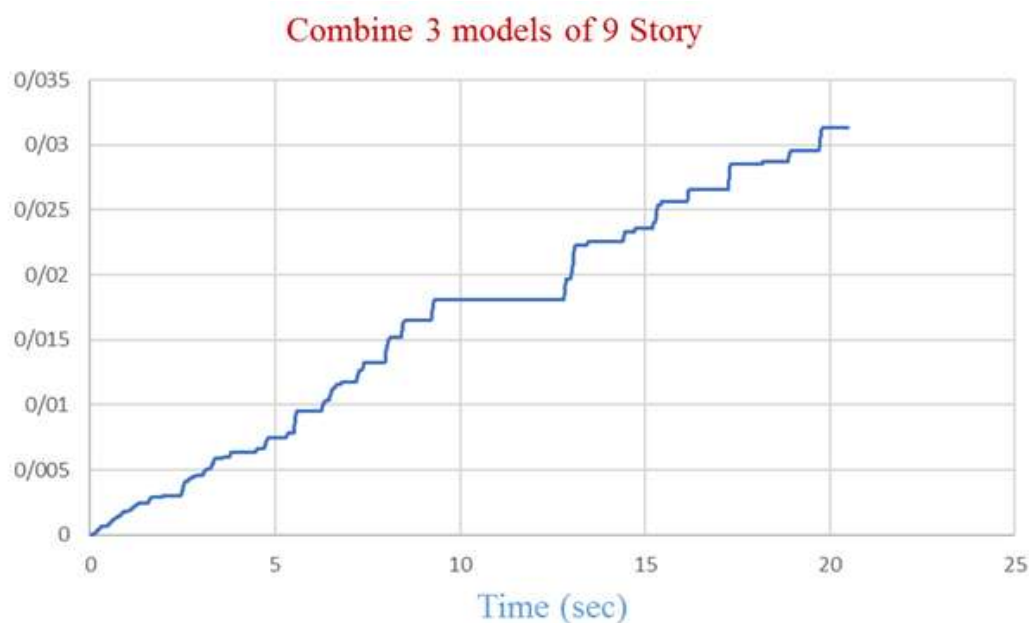


شکل ۱۳- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۷ طبقه مدل سوم در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام

بررسی دریافت ساختمان نه طبقه

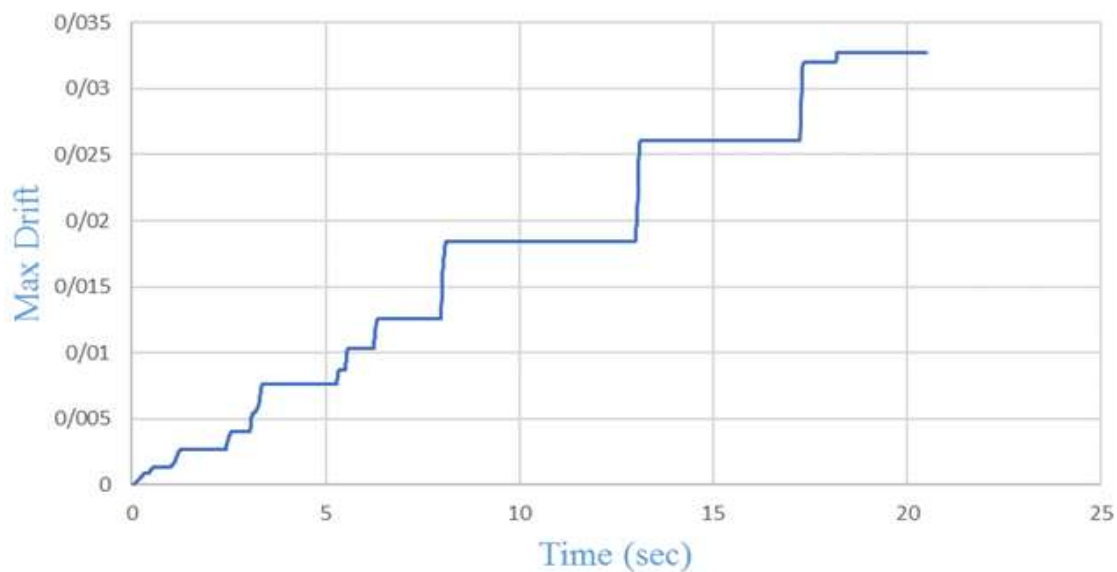
در نمودار زیر، مقادیر تغییر مکانهای نسبی طبقات در زمانهای مختلف روش ETA (که متناظر با سطوح خطر مختلف می باشد) آورده شده است. مطابق با آنچه در این شکل دیده می شود، تا قبل از محدوده ثانیه ۶، عملکرد سازه طراحی شده به روش

تغییر مکان ارتقاء یافته به گونه ای است که سازه در سطح عملکرد بدون وقفه (IO) قرار دارد. بعد از ثانیه ۷ ام، سازه از محدوده مجاز سطح عملکرد IO عبور کرده اما همچنان در محدوده های LS و CP می باشد. سطح عملکرد بدون وقفه (IO) در ثانیه ۵ ام معادل ۰/۰۰۷۵ است که پایین تر از حد مجاز (۰/۰۱) می باشد. در ثانیه ۱۳ تغییر شکل های سازه فراتر از حد ایمنی جانی (LS) می گردد. اما توجه شود که زلزله طراحی معادل با ثانیه ۱۰ تحلیل بود و در این زمان (زلزله طرح) دریافت حداکثر سازه (۰/۰۱۸) کمتر از مقدار مجاز بوده است (۰/۰۲). بنابراین در زلزله طرح، سازه حد ایمنی جانی را برآورده می کند. دریافت ۵٪ تا ثانیه ۲۰/۴۸ یعنی انتهای رکورد رخ نمی دهد، بنابراین سازه فرو نخواهد ریخت. در ثانیه ۱۵ که معادل زلزله MCE می باشد دریافت سازه ۰/۰۲۳٪ می باشد که کمتر از حد CP است.



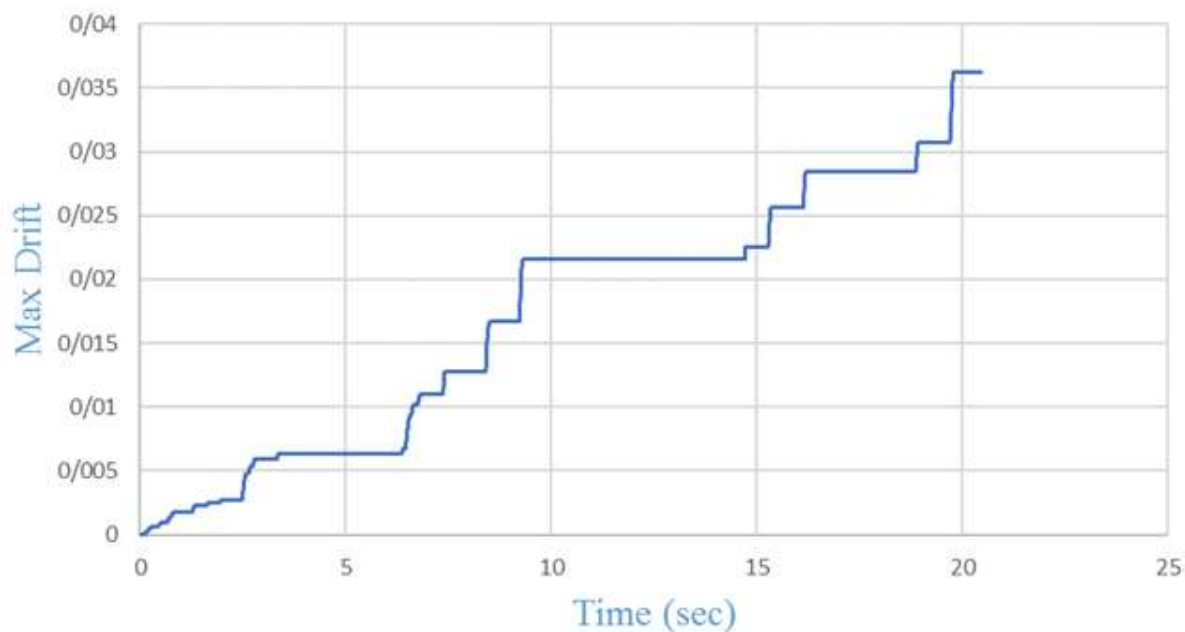
شکل ۱۴- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به زمان به صورت ترکیبی برای ۳ مجموعه رکورد زلزله در ساختمان نه طبقه

9 STORY-1

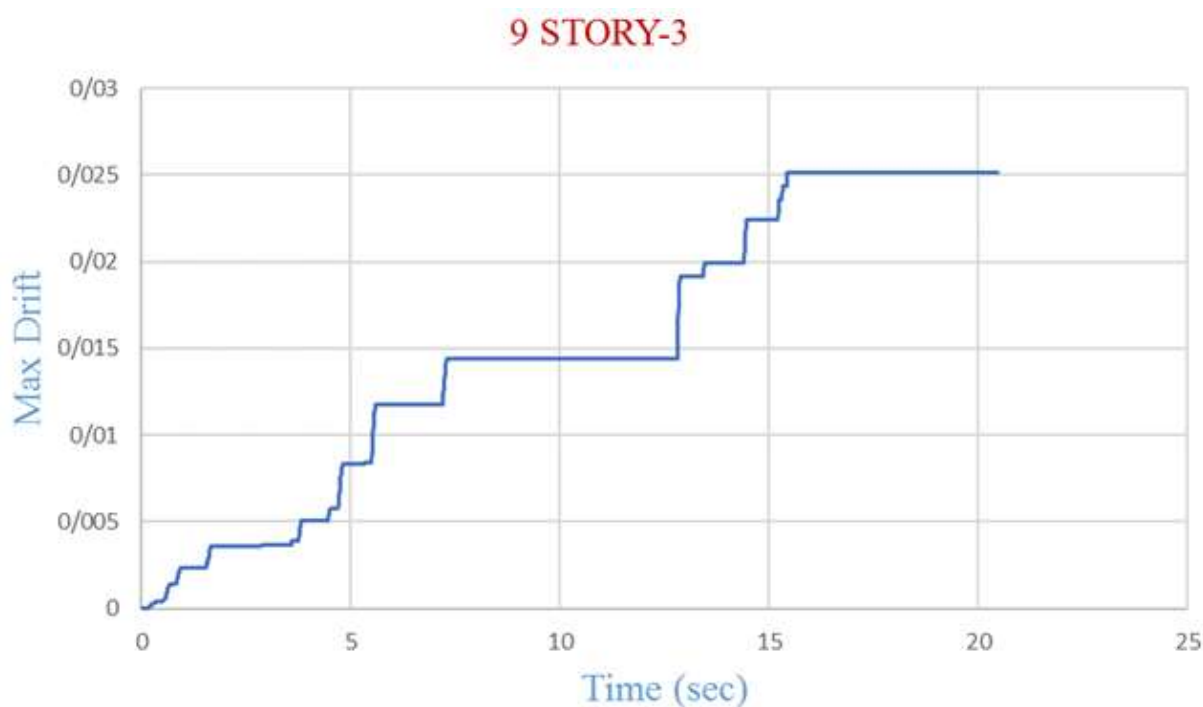


شکل ۱۵- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۹ طبقه مدل اول در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام

9 STORY-2



شکل ۱۶- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۹ طبقه مدل دوم در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام



شکل ۱۷- تغییر مکان نسبی طبقات نسبت برای ساختمان ۹ طبقه مدل سوم در ثانیه های ۵، ۱۰ و ۱۵ روش زمان دوام

بحث و نتیجه گیری

با توجه به ماهیت نیروهای لرزه ای، امکان پیش بینی دقیق شدت بار زلزله که در طول عمر مفید یک سازه ممکن است به آن وارد شود، وجود ندارد. بنابراین، طراح می بایست بار لغزش را به گونه ای انتخاب کند که نه تنها در سطح خطر طراحی بلکه در سایر سطوح خطر مانند سطح بهره برداری و یا هر سطح دلخواه دیگر، رفتار لرزه ای مناسبی را از خود نشان دهد. رسیدن به این هدف، تنها از طریق انجام تحلیل های لرزه ای فزاینده مانند تحلیل زمان دوام که رفتار سازه در سطوح خطر مختلف را نشان می دهند، امکان پذیر می باشد.

در تحقیق حاضر، به کمک روش تحلیل زمان دوام، پروسه ای جهت نیل به هدف فوق ارائه گردید. پروسه فوق منجر به ساخت گراف های می شود که این گراف ها این امکان را به طراح می دهند که بار لغزشی را که در سطوح خطر مطلوب، اهداف طراحی را برآورده سازد، تعیین نماید.

یکی دیگر از اهداف این پژوهش صحت سنجی روش پیشنهادی مظلومی و سامانی با استفاده از روش ETA بود. نتایج نشان می دهد که روش پیشنهاد شده منجر به طرح سازه ای می شود که در زلزله سطح بهره برداری، عملکرد بدون وقفه (IO)، در زلزله سطح طراحی عملکرد ایمنی جانی (LS) و در زلزله (MCE) دارای سطح عملکرد پرهیز از فرو ریزش (CP) می باشد.

پیشنهادهای:

- در انتها و در راستای تکمیل و گسترش بیشتر تحقیق حاضر، موضوعات زیر را می توان برای تحقیقات آتی پیشنهاد نمود:
- بررسی و تعیین بار لغزش بهینه براساس سایر شاخص های خرابی بجز دریافت نسبی طبقات (چنانچه در تحقیق حاضر استفاده گردید). با این دیدگاه ممکن است هر شاخص منجر به ارائه بار لغزش بهینه متفاوتی شود.
 - تعیین و همپایه کردن بار لغزش فرض شده در هر مدلسازی براساس پارامترهای سازه ای مختلف. از این طریق می توان بررسی نمود که بار لغزش بهینه به کدام پارامتر سازه ای وابستگی بیشتری دارد.
 - افزایش جمعیت آماری جهت دستیابی به نتایج جامع تر
 - مقایسه نتایج تحلیل ETA با تحلیل IDA

منابع

- ۱- سامانی و همکاران (۱۳۹۳). کنترل غیر فعال و نیمه فعال سازه ها به کمک میراگرهای اصطکاکی، پایان نامه دکتری دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی
- ۲- مظلومی و همکاران (۱۳۹۶). ارائه یک روال طراحی نوین و ساده برای سازه های مجهز به میراگرهای اصطکاکی به روش مبتنی بر تغییر مکان ارتقا یافته، پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه آزاد اسلامی واحد پردیس
- 3- Samani, H.R., and M. Mirtaheri, Seismic response sensitivity of the structures equipped with cylindrical frictional dampers to the value of slippage load. International Journal of Civil Engineering, 2014.
- 4- Samani, H.R., M. Mirtaheri, and M. Rafiee, The Effects of Various Slippage Loads on the Response Modification Factor of Steel Structures Equipped with Frictional Dampers. International Journal of Structural Stability and Dynamics. Vol. 15, No. 6 (2015) 1450080.
- 5- Marko, J., D. Thambiratnam, and N. Perera, Influence of damping systems on building structures subject to seismic effects. Engineering structures, 2004. 26(13):p. 1939-1956.
- 6- Ashour, S.A., Elastic seismic response of building with supplemental damping. 1987, Michigan Univ., Ann Arbor (USA).
- 7- Chang, K., T. Soong, S.-T. Oh, and M. Lai, Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers. Journal of structural engineering, 1995. 121(10):p.1418-1426
- 8- Foutch, D., S. Wood, and P. Brady, Seismic retrofit of nonductile reinforced concrete frames using viscoelastic dampers. Proceedings of ATC-17-1 on Seismic Isolation, Passive Energy and Active Control, 1993. 2:p.605-616
- 9- Min, K.-W., J. Kim, and S.-H. Lee, Vibration tests of 5-storey steel frame with viscoelastic dampers. Engineering Structures, 2004. 26(6):p.831-839.
- 10- Taylor, D.P. and M.C. Constantinou, Testing Procedures for high output fluid viscous dampers used in building and bridge structures to dissipate seismic energy. Shock and Vibration, 1995. 2(5):p.373-381.
- 11- Lee, D. and D.P. Taylor, viscous damper development and future trends. The Structural Design of Tall Buildings, 2001. 10(5):p.311-320.
- 12- Pall, A.S. and C. Marsh, Response of friction damped braced frames. Journal of Structural Engineering, 1982.108(9):p.1313-1323.
- 13- Aiken, I.D. and J.M. Kelly, Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy-absorbing system for multistory structures. 1990: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California. 190.

- 14- Wu, B., J. Zhang, M. Williams, and J. Ou, Hysteretic behavior of improved Pall-typed frictional dampers. *Engineering structures*, 2005. 27(8):P.1258-1267.
- 15- Nims, D., J. Inaudi, p. Richter, and J. Kelly, Application of the energy dissipating restraint to buildings. *Proc., of ATC*, 1993:P.1-17.
- 16- Soong, T. and B. Spencer Jr Reviewer, Active structural control: theory and practice. *Journal of Engineering Mechanics*, 1992.118(6):P.1282-1285
- 17- Filiatrault, A. and S. Cherry, Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads. *Earthquake Spectra*, 1987. 3(1):P.57-78.
- 18- Aiken, I.D., J. Kelly, and A. Pall, Seismic response of a nine-story steel frame with friction damped cross-bracing. *Rep. No. UCB/EERC*, 1988. 88:P.17.
- 19- LIAO, W.I., I. MUALLA, and C.H. LOH, Shaking-table test of friction damped frame structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2004. 13(1):P.45-54.
- 20- Estekanchi, H. E; Vafai, A.; Valamanesh, V.; Mirzaee, A.; Nozari, A. and Bazmuneh A. (2011) "Recent Advances in Seismic Assessment of Structures by Endurance Time Method", *Proceedings of a U.S.-Iran-Turkey Seismic Workshop - Seismic Risk Management in Urban Areas*; PEER report 2011/07, December 14-16, 2010, Istanbul, Turkey; pp 289-301.
- 21- Hsiao, P.C., D.E. Lehman, and C.W. Roeder. Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42.10(2013). P:1547-1564