

Investigation of behavior factor for reinforced concrete structures by Viscous damper

Azade Rezayepazhand¹, Hashem Shariatmadar^{2*}, Negar Rahimzade³

1- MSc Student, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2-Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

3-MSc Student, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

ABSTRACT

Nowadays, finding ways to reduce earthquake force due to its damages is one of the most important challenges in the field of earthquake engineering. As a result, the selection of passive Viscous damper is preferable due to its low cost advantage, more appropriate technology and common use in country. In this research, the effect of Viscous damper on seismic performance of concrete moment resisting frame has been investigated. For this purpose, three medium concrete moment resisting frames, which have 3, 6 and 10-floors, are designed by the Sap2000 software without damper effect. Then, the damper has been analyzed by siesmo struct software. These frames have been designed by common methods, and then have been studied under the acceleration of selected earthquake mappings by using static pushover and dynamic time history analysis, with and without supplemental viscous dampers. Based on these studies, a value is suggested for the behavior factor of the damper added to the structure and compared with the values contained in the 2800 regulations. Also, this factor is investigated in structures equipped with this damper in far field and near field earthquakes. by including viscous damper, damping increases 20%. the suggested values of the behaviour factor for the static pushover and dynamic time history analysis are 6.29 and 6.23 respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 08 January 2021

Revise Date: 05 March 2021

Accept Date: 17 June 2021

Keywords:

Behavior factor
Viscous damper
Concrete frame
Nonlinear static analysis
Nonlinear time history analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.253493.2268>

*Corresponding author: Hashem Shariatmadar
Email address: shariatmadar@um.ac.ir

بررسی تاثیر میراگر لزجی بر ضریب رفتار سازه‌های بتن مسلح

آزاده رضائی پزند، هاشم شریعتمدار^{*}، نگار رحیم زاده^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استاد، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۳- کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

امروزه یافتن راه‌های کاهش نیروی زلزله، به علت خسارات ناشی از آن، از مهم‌ترین چالش‌ها در زمینه مهندسی زلزله می‌باشد. در این میان انتخاب میراگر غیرفعال لزجی، به علت داشتن مزیت کم‌هزینه بودن، تکنولوژی مناسب‌تر و رواج استفاده در کشور ارجحیت دارد. در این پژوهش تاثیر میراگر لزجی بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بتنی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور سه قاب خمشی متوسط بتنی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با نرم‌افزار Sap2000 و بدون اثر میراگر طراحی شدند. سپس، با نرم‌افزار Sismo struct وارد کردن میراگر مورد تحلیل قرار گرفت. بدین منظور، این قاب‌ها یک بار بدون میراگر و بار دیگر با در نظر گرفتن میراگر لزجی به روش‌های معمول، طراحی و سپس زیر اثر بارهای استاتیکی افزایشی، تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون (پوش اور) و در نهایت تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های انتخاب شده، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی شدند. بر پایه‌ی این بررسی‌ها، مقداری برای ضریب رفتار ناشی از میراگر افزوده به سازه، پیشنهاد شده است و با مقادیر موجود در آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقایسه شدند. همچنین این ضریب در سازه‌های مجهز به این میراگر در زلزله-های میدان‌دور و میدان‌نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از افزایش ۲۰٪ میرایی، تحت تاثیر میراگرهای لزجی به سازه بوده است. ضریب رفتار برای سازه مجهز به میراگر ویسکوز، بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، به ترتیب، ۶/۲۹ و ۶/۲۳ محاسبه گردید. لذا ضریب رفتار سازه قاب خمشی متوسط بتنی مجهز به میراگر لزجی عدد ۶/۲۵ پیشنهاد می‌شود.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، میراگر لزجی، قاب بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.253493.2268	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.253493.2268	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۳/۲۷	۱۴۰۰/۰۳/۲۷	۱۳۹۹/۱۲/۱۵	۱۳۹۹/۱۰/۱۹
هاشم شریعتمدار shariatmadar@um.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

با توجه به خسارات جانی و مالی حاصل از زلزله در چند دهه‌ی اخیر، برای ائتلاف انرژی زلزله، کاهش ارتعاشات سازه‌ها و به دنبال آن کاهش خسارات جانی و مالی، از وسایل کنترلی در سازه‌ها کمک گرفته شده است. این ابزارهای کنترلی بر اساس روش استهلاک انرژی به فعال، نیمه فعال، غیرفعال و ترکیبی تقسیم می‌شوند. ابزار کنترل فعال از طریق یک منبع انرژی خارجی که متناسب با پاسخ دریافتی، نیروی مقاوم بر سازه اعمال می‌کند، اثرات زلزله را کاهش می‌دهد. این ابزار با مشکل هزینه‌ی بالا و نگهداری سخت روبه‌رو هستند. ابزار کنترل نیمه فعال در بازه‌های خاصی در سازه وارد عمل شده و پس از آن مجدد غیرفعال می‌شود، در نتیجه تاثیر آن در کاهش پاسخ زلزله کمتر است. سیستم کنترل غیرفعال به علت عدم نیاز به نیروی خارجی در شرایط متفاوت بارگذاری، پاسخ عملکرد ثابتی در زلزله‌های متفاوت و عدم نیاز به نگهداری، بیشتر از سایر ابزار کنترلی مورد توجه قرار گرفته است. در این پژوهش میراگر لزجی که از نوع ابزار کنترل غیرفعال است، مورد بررسی قرار گرفته است.

پس از زلزله‌ی لوما پریتا، ایده‌ی استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی، برای نخستین بار مطرح گردید. از جمله نشریات و ضوابط موجود در این باره می‌توان به ¹FEMA 273 [1] و FEMA 356 [2] که به منظور ارزیابی رفتار سازه‌های مجهز به سیستم جاذب انرژی مورد استفاده قرار می‌گیرند، ²NEHRP [3] که در آن ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های دارای میراگر، با روش‌های خطی ارائه شده است، نشریه-ی ³ASCE7-05 [4] که به منظور تحلیل و طراحی سازه‌های دارای میراگر تحت بارگذاری لرزه‌ای گرد آمده است و نشریه‌ی ⁴ASCE41 [5] که در آن نحوه‌ی استفاده از میراگرها برای مقاوم سازی سازه‌های موجود با بهره‌گیری از نیروی جانبی معادل و روش طیف پاسخ یا روش‌های استاتیکی غیرخطی (پوش اور) تدوین شده است، اشاره کرد.

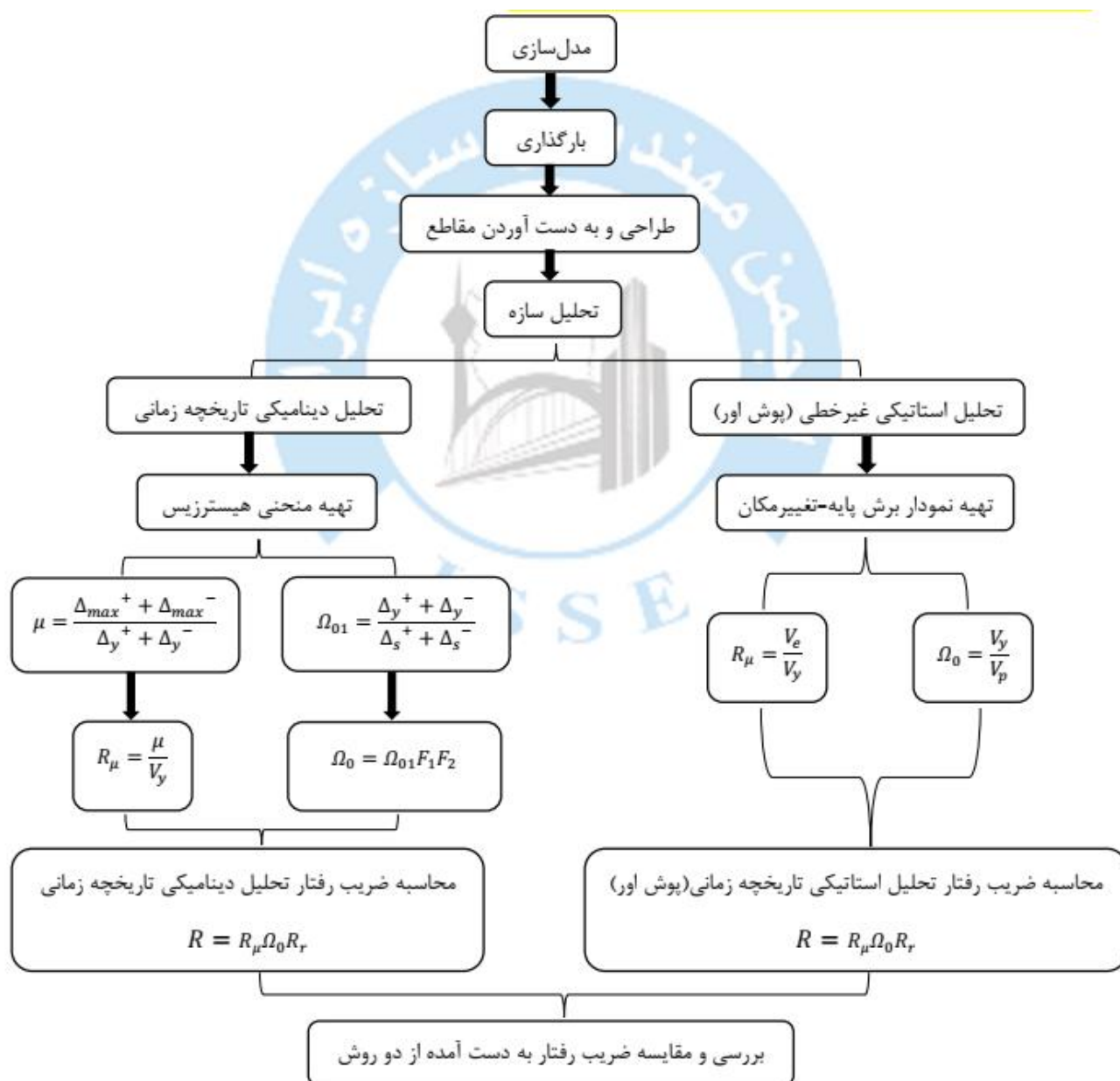
میراگر لزجی متشکل از یک پیستون که درون محفظه‌ی حاوی ترکیبی از سیلیکون و چند مایع لزج است، می‌باشد. با جابه‌جایی این پیستون هنگام زمین‌لرزه، سیال برای عبور از محفظه کوچکتر به محفظه بزرگتر، باید از روزنه‌هایی عبور کند و همین امر سبب استهلاک انرژی می‌شود. از مزایای این میراگر، قابلیت اطمینان بالا، تولید آسان، ظرفیت تحمل نیرو و جابه‌جایی بالا، وابستگی اندک به حرارت و امکان استفاده از تحلیل خطی می‌باشد. اما ایراد بالابودن هزینه بر آن وارد شده است. امروزه به علت وقوع زلزله‌های مخرب، یافتن راه‌های تقلیل نیروی زلزله، کاهش هزینه و افزایش سرعت، جز مهم‌ترین مسائل مهندسی سازه شده است. عموماً مقاومت ساختمان با استفاده از سه عامل سختی، قابلیت شکل‌پذیری و استهلاک انرژی، از طریق اضافه کردن اجزای سازه‌ای تامین می‌شود. معایب این روش، بالا رفتن هزینه و وزن سازه می‌باشد، اما روش دیگری برای کاهش اثرات زلزله از طریق جذب یا استهلاک انرژی به وسیله‌ی یک سری ابزار کنترلی وجود دارد. ابزارهای کنترلی بر اساس روش استهلاک انرژی به غیرفعال، فعال، نیمه فعال و ترکیبی تقسیم می‌شوند. ابزارهای کنترل غیر فعال حفاظت سازه را با انعکاس یا جذب بخشی از انرژی ورودی، انجام می‌دهند و از آن‌جایی که برای این کار نیازی به نیرو ندارند، سیستم‌هایی با قابلیت اطمینان بالایی هستند. کنترل فعال به علت قابلیت تطبیق با انواع شرایط بارگذاری و تولید نیروی کنترلی مناسب بر اساس پاسخ سازه بر سیستم کنترل غیرفعال ارجحیت دارد. این ابزار برای تولید نیروی کنترلی مورد نظر نیاز به مقدار نیروی خارجی زیادی دارد تا بتوانند انرژی مورد نیاز سیستم را اضافه و جذب کنند، لذا قابلیت ناپایداری سازه را نیز دارند. ابزارهای کنترل نیمه‌فعال برای تعیین نیروی کنترلی مورد نیاز از پاسخ‌های اندازه‌گرفته شده‌ی سازه بهره می‌برند، اما نیازی به منابع نیروی قوی ندارند. همچنین مزیت عدم احتمال از کار افتادن منبع نیروی آن، امکان تنظیم به صورت هم‌زمان و قابلیت اطمینان بالاتر را دارند. سیستم‌های ترکیبی نیز گونه دیگر ابزارهای کنترلی هستند که مزیت سیستم‌های فعال و غیرفعال را دارند. نیاز اولیه و اساسی سازه برای مقابله با نیروهای زمین‌لرزه، مقاومت است. که از ناپایداری سریع آن جلوگیری می‌کند. همچنین سختی سازه احتمال تخریب عناصر غیرسازه‌ای را کم می‌کند. از طرفی شکل-پذیری سازه از انهدام آن پیشگیری می‌کند. این سه عامل نیازهای لرزه‌ای- ناکشسان سازه هستند و برای محاسبه این سه عامل از ضریبی به نام ضریب رفتار استفاده می‌شود.

¹Federal Emergency Management Agency²National Earthquake Hazard Reduction Program³American Society of Civil Engineers

ضریب رفتار، نشان دهنده‌ی مقدار انرژی جذب شده‌ی تحت تاثیر مقاومت سازه است و محاسبه‌ی دقیق آن، تعیین دقیق‌تر مقاومت مورد نیاز سازه را به دنبال دارد. پارامترهای ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، روش طراحی سازه، رفتار بار و تغییر شکل مصالح، ضریب مقاومت افزون، زمان تناوب پیش‌ساز سازه، مشارکت موده‌های بالا و ضریب اطمینان طراحی بر تعیین ضریب رفتار تاثیر دارند.

در این پژوهش، برای تعیین ضریب رفتار قاب خمشی بتنی برای دو حالت با میراگر لزجی خطی و بدون آن از نرم افزارهای SAP2000 و Seismo Struct و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده شده است. ضریب رفتار ابتدا با تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) محاسبه و سپس با تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مقایسه شده است. با نگاهی بر مطالعات پیشین، نحوه‌ی الگوسازی قاب‌ها انجام شده و نتیجه‌ی تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و دینامیکی غیرخطی و ضریب رفتار پیشنهادی ارائه شده است.

فلوچارت فرایند انجام شده در تعیین ضریب رفتار در ادامه آورده شده است:



۲- مطالعات گذشتگان

نخستین بار میراگر لزجی بیش از یک قرن پیش به کار گرفته شد. کانسنتینو و تاجبخش در سال ۱۹۸۳، با قرار دادن میراگر لزجی در ساختمان برشی ضریب میرایی بهینه را بدست آوردند [6] و نشان دادند تاثیر بیشتری در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه با افزودن میراگر به طبقات پایینی سازه، امکان پذیر است [7]. در سال 1996، سودا به تاثیر مثبت افزودن میراگر لزجی در پیشگیری از انهدام ساختمان با وقوع زلزله و جذب حدود ۳۰٪ از کل انرژی ورودی به سازه، پرداخت [8] و به توانایی این میراگر در افزایش مقاومت هر طبقه و عدم تمرکز خرابی در آن طبقه رسید. وی دریافت افزودن میراگر لزجی موجب کاهش تغییر مکان خطی و غیرخطی در زلزله‌های شدید می‌شود. چون جذب انرژی ناشی از تسلیم، از جذب انرژی ناشی از میرایی بیشتر است، در زلزله‌های متوسط تاثیر میرایی بسیار کمتر بود.

پژوهشگران همچنین دریافتند چنان که مرکز میرایی، در سمت مخالف مرکز سختی، نسبت به مرکز جرم و با فاصله‌ای برابر با خروج از مرکزیت سختی باشد، کاهش تغییر مکان‌های گوشه‌ها در حد مناسبی است و این پاسخ با افزایش شعاع ژیراسیون میراگرها بیشتر می‌شود [9]. ژانگ و همکاران در سال ۲۰۱۲، به بررسی انرژی جذب شده توسط میراگرهای لزجی از طریق تحلیل دینامیکی، پرداختند و به کاهش تغییر مکان جانبی طبقه رسیدند که این کاهش در سازه با طبقات بیشتر، واضح تر و حدود ۵۴٪ دیده شد. به لحاظ صرفه اقتصادی، این میراگر هم برای ساختمان‌های نوساز و هم تقویت سازه‌های قدیمی گزینه بسیار مناسبی است [10].

وو و همکاران در سال ۱۹۹۷ با بررسی نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه‌های بتنی دریافتند ضریب رفتار برای سازه‌های کم-ارتفاع عددی محافظه کارانه است ولی برای سازه‌های با ارتفاع زیاد منطقی است. همچنین دریافتند ضریب رفتار در دو جهت X و Y در تمام سازه‌ها متفاوت است [11]. آگراوال و یانگ در سال ۱۹۹۹ به بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، تحت تاثیر ضرایب متفاوت پرداخته و شکل پذیری، مقاومت افزون و تنش مجاز را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) محاسبه کردند. همچنین ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار پیشنهادی آن‌ها در سازه‌های قاب خمشی ویژه، به ترتیب، ۳/۴۴ و ۷/۵۳ به دست آمد [12]. یانگ و همکاران در سال ۲۰۰۲ [13]، تحقیقات فراوانی جهت کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای و تعیین مکان مناسب میراگرها در سازه انجام دادند. مین و همکاران در سال ۲۰۰۴، به کاهش پاسخ بیشینه در مود اول ارتعاش سازه از طریق تنظیم میزان میرایی به بهره‌گیری از این میراگرها پرداختند [14]. کیم و چویی در سال ۲۰۰۶، تعداد و محل مناسب میراگرهای لزجی در سازه را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور)، از طریق طیف پاسخ تغییر مکان، پیشنهاد کردند [15]. در همین سال وانگ و همکارانش با بررسی تاثیر میراگر لزجی بر قاب خمشی بتن آرمه، متوجه کاهش خسارت در قاب‌ها و دیوارهای برشی با استفاده از این میراگر شدند [16]. اوسیزی در سال ۲۰۰۹ با بررسی تاثیر میراگر لزجی بر درصد میرایی دریافت که سطح میرایی مورد نظر با تعداد محدودی از میراگرها به دست می‌آید. همچنین جایگذاری این میراگرها در طبقات پایین تر ساختمان نتایج لرزه‌ای مطلوب تری خواهد داشت [17].

۳- مدل سازی

۳-۱- الگوسازی

جهت بررسی تاثیر ارتفاع، قاب‌های ساختمانی دو بعدی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با افزودن میراگرهای لزجی مورد تحلیل قرار گرفتند. در نتیجه، اثرات پیچش وارد نمی‌شود. سیستم قاب خمشی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی، و برای تحمل بارهای ثقلی در نظر گرفته شد. قاب‌ها دارای ۳ دهانه‌ی ۵ متری و ارتفاع هر طبقه ۳/۶ متر در نظر گرفته شد. الگوسازی دهانه‌های کناری به منظور اعمال اثر تیرها و ستون‌ها در انتقال بار جانبی و واقعی تر کردن الگو می‌باشد. اتصالات پای سازه گیردار می‌باشد.

۳-۲- بارگذاری

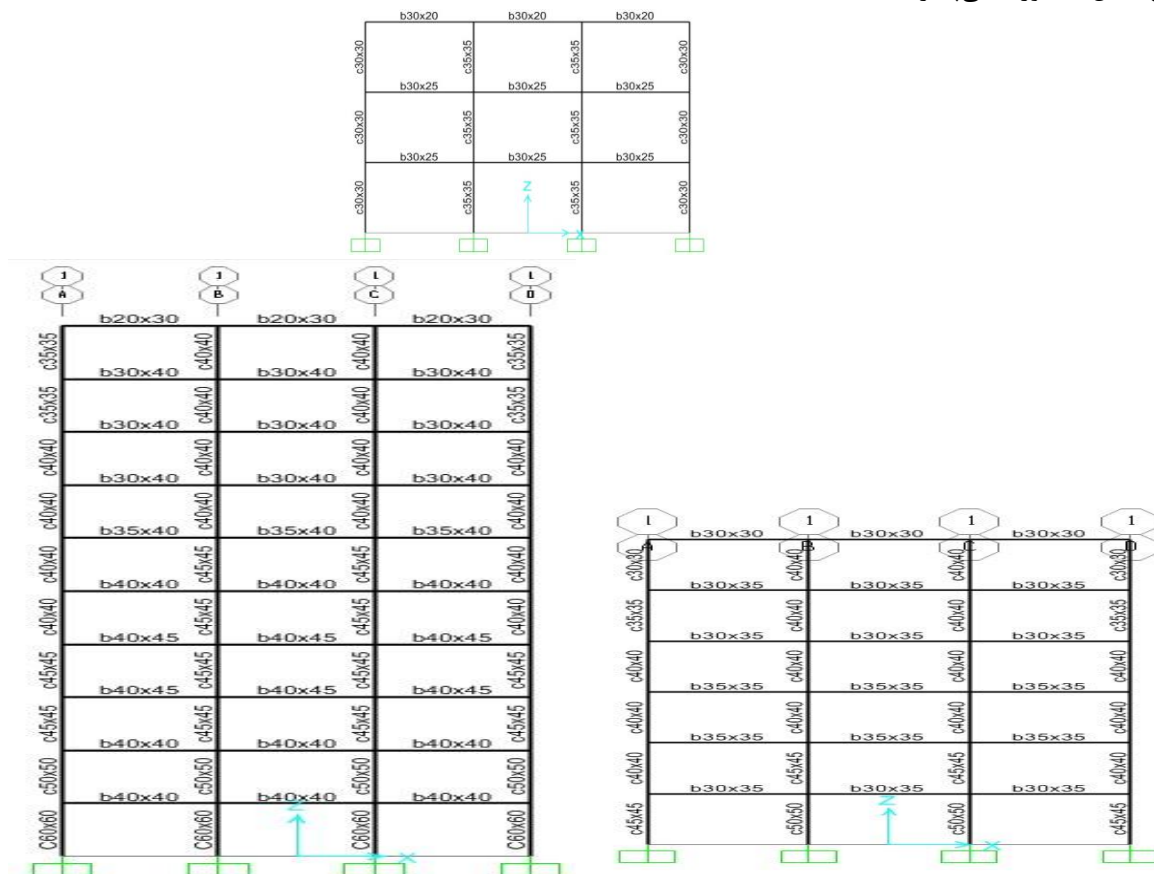
برای بارگذاری ثقلی سازه از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران و برای بارگذاری لرزه‌ای از آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) استفاده شده است. ساختمان مسکونی و در مکانی با خاک نوع ۴ و درجه خطرپذیری زیاد می‌باشد.

مقدار بار مرده طبقات قاب $590 \frac{Kg}{m^2}$ ، بار مرده بام $565 \frac{Kg}{m^2}$ ، بار زنده طبقات قاب $200 \frac{Kg}{m^2}$ ، بار زنده بام $150 \frac{Kg}{m^2}$ و بار دیوارهای جانبی به صورت خطی به میزان $900 \frac{Kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است.

۴- مدل سازی قاب خمشی بدون میراگر در SAP2000

طراحی قاب های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه پس از کنترل مقادیر ظرفیت خمشی مقاطع و جابه جایی نسبی طبقات و بدست آوردن مقاطع به

شرح شکل ۱ صورت می پذیرد:



شکل ۱: مقاطع به دست آمده در تحلیل بدون میراگر در نرم افزار SAP2000

۴-۱- الگوسازی در Seismo Struct

برای تعریف مصالح بتنی اثرات محصورشدگی ناشی از فولاد عرضی که به موجب آن فشار محصورشدگی ثابتی در سراسر دامنه‌ی تنش- کرنش فرض می شود، در نظر گرفته می شود. مقاومت فشاری بتن $f_c = 21 \text{ Mpa}$ و وزن مخصوص بتن $24 \frac{KN}{m^3}$ در نظر گرفته می شود. رفتار فولاد نیز با دوخطی کردن طبق روابط سخت شونده‌گی کرنشی و با ثابت نگه داشتن حجم، الگو می شود. تنش تسلیم 41 Mpa و ضریب سخت شونده‌گی $1/13$ در نظر گرفته می شود. تیرها و ستون‌ها با کامل ترین نوع جزءها، جزء Inelastic plastic hinge frame element، که از نوع جزءهای الیافی (Fibre) است، مدل شده است. همچنین برای اعمال جرم لرزه‌ای، بارهای مرده و زنده با جزء Distributed mass تعریف می گردد. برای ایجاد دیافراگم صلب در هر طبقه از دستور Equal OF استفاده می شود.

۴-۲- الگوسازی میراگر لزجی

در این پژوهش برای مدل سازی میراگر لزجی از المان خطی متقارن استفاده شده است. رابطه ۱ با فرض توزیع یکنواخت میرایی در ارتفاع قاب و حاکم بودن شرایط الاستیک نسبت میرایی افزوده به قاب در مود m ام ارتعاش را نشان می دهد.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T \sum C_j \cos \theta_j^2 \varphi_{rj}^2}{4\pi \sum W_i \varphi_{1i}^2} \quad (1)$$

$\cos \theta_j$ کسینوس زاویه مهاربند با محور افق، φ_{rj} شکل مود نسبی دو طبقه متوالی، W_i وزن طبقه، β_{eff} ضریب میرایی موثر، β میرایی ذاتی سازه، T پریود سازه و φ_{1i} شکل مود اول نسبت به هر طبقه می باشد.

رابطه بین نیرو و تغییر مکان چنانچه سختی میراگر در محاسبات وارد نشود طبق رابطه ی ۲ بیان می شود:

$$P(t) = C_e \frac{du}{dt}(t) \quad (2)$$

طبق FEMA 356 اگر فرکانس ارتعاش از نصف فرکانس سازه با میراگر یعنی $0.5f_1$ (مقدار بیشینه ی فرکانس سازه های مورد مطالعه برابر با $2/1$ هرتز است) بیشتر باشد سختی میراگر در محاسبات وارد شده و از رابطه ی ۳ استفاده می شود.

$$P(t) = C_e \frac{du}{dt}(t) + K_{eff} U(t) \quad (3)$$

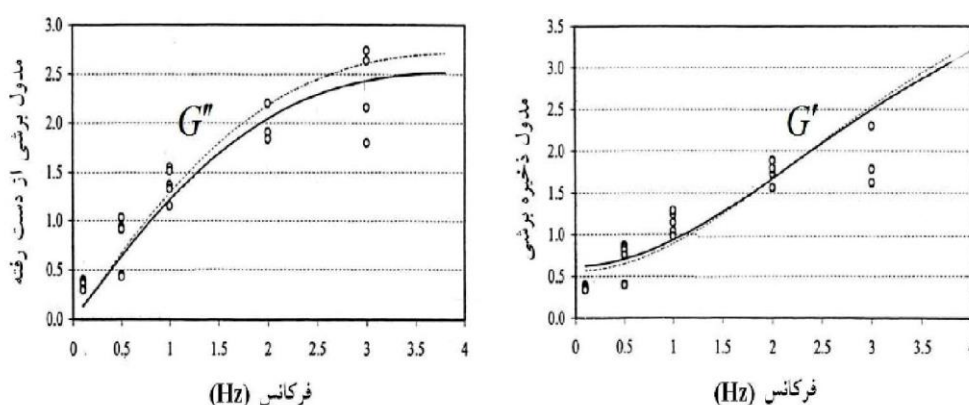
در این پژوهش، تحلیل طیفی برای مطالعه ی محتوای فرکانسی ارتعاشات زلزله، از طریق تبدیل فوریه که اهمیت فرکانس های مورد نظر را بدون داشتن زمان دقیق این فرکانس ها نشان می دهد و حجم انرژی امواج ناشی از ارتعاشات زلزله را در فرکانس های مختلف بیان می کند، انجام می شود.

پس از بررسی های انجام شده در نرم افزار Siesmostruct برای زلزله های منتخب محتوی فرکانسی از مقدار مجاز بیشتر بوده و باید سختی موثر میراگر در نظر گرفته شود. از زمانی که سختی میراگر لزجی به سازه اعمال شود، میراگر لزجی همانند میراگر ویسکوالاستیک مایع رفتار می کند. در مدل سازی میراگر ویسکوالاستیک مایع، ضرایب G' مدول ذخیره ی برشی و G'' مدول برشی از دست رفته که تابع فرکانس اصلی سازه بوده و در تعیین سختی (C_e) و میرایی موثر میراگر لزجی (K_{eff}) تاثیر دارند. این ضرایب از نمودارهای شکل ۲ و طبق روابط ۴ و ۵ به دست می آیند.

A_d مساحت استوانه میراگر، h_d طول استوانه و w وزن آن است.

$$C_e = \frac{G' A_d}{h_d w} \quad (4)$$

$$K_{eff} = \frac{G' A_d}{h_d} \quad (5)$$



شکل ۲: ارتباط بین فرکانس اصلی سازه با مدول ذخیره ی برشی و مدول برشی از دست رفته براساس مطالعات Zimmer [18].

ضریب میرایی قاب های مورد مطالعه طبق رابطه ی ۱ به دست می آید. سپس سختی موثر میراگر طبق نمودارهای شکل ۲، به دست می آید. این مقادیر در جدول ۱ ارائه شده اند.

جدول ۱: مشخصات قابها و ضریب میرایی میراگرهای لزجی افزوده به آنها

نوع قاب	β_{eff}	β	$T(s)$	$\cos \theta$	$C^{(ton/s)}$	G'	G''	$Ke(KN/m)$
سه طبقه	25%	5%	0.4755	0.8115	485.59	1.75	2.1	5347.145
شش طبقه	25%	5%	0.695	0.8115	2230.00	1.45	1.79	16020.776
ده طبقه	25%	5%	0.9941	0.8115	4139.82	0.9	1.25	18839.24

۵- تحلیل و ارزیابی الگوها

در این پژوهش ابتدا تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) سازه‌ها انجام می‌شود. در این تحلیل تحت بار جانبی استاتیکی نمودارهای بار-تغییرمکان بام محاسبه می‌شود و بر اساس آن ضریب رفتار، طبق روش گزارش ATC34 [19] به دست می‌آید. از جمله مزایای استفاده از روش‌های خطی در تحلیل سازه‌ها صرفه جویی در زمان است. به همین دلیل یافتن ضرایبی که مشخصات غیرخطی یک سازه را در تحلیل خطی لحاظ کند، حائز اهمیت خواهد بود. یکی از این ضرایب، ضریب رفتار می‌باشد. به منظور یافتن مشخصات لرزه‌ای در تحلیل استاتیکی یک الگوی بار جانبی موردنیاز است که در این تحلیل برای توزیع بارگذاری جانبی قاب‌ها از الگوی روش توزیع بر مبنای آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده می‌شود و تغییرمکان هدف پس از به دست آوردن برش پایه و ضرایب مورد نیاز آن طبق روابط داده شده در آیین نامه ۲۸۰۰ مطابق جدول ۲ به دست می‌آید:

جدول ۲: تغییرمکان هدف و مولفه‌های موردنیاز محاسبه آن طبق آیین نامه ۲۸۰۰

تعداد طبقات	A	B	S_a	C_m	C_0	C_1	C_2	C_3	T_e	T_s	T	δ_t
3	0.3	2.75	0.82	0.9	1.3	1.32	0.00	0.00	0.47	1.00	1.04	7.98
6	0.3	2.75	0.82	0.9	1.4	1.16	0.00	0.00	0.69	1.00	0.70	16.4
10	0.3	2.69	0.81	0.9	1.5	0.98	0.00	0.00	0.99	1.00	1.02	29.3

سپس با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی، با در نظر گرفتن عامل زمان می‌پردازیم، چراکه مهم‌ترین بار دینامیکی وارد بر سازه‌های ساختمانی، زلزله است. ضریب رفتار برای سازه‌های مذکور، تحت شتاب‌نگاشت دو زمین‌لرزه میدان دور و سه زمین‌لرزه میدان نزدیک محاسبه و با نتایج تحلیل کلی مقایسه می‌شود.

۶- محاسبه‌ی و بررسی نتایج ضریب رفتار بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور)

تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) مستقل از سرعت می‌باشد. مزیت اصلی تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) صرفه جویی در زمان می‌باشد. لذا یافتن ضرایبی که مشخصات غیر خطی سازه را در تحلیل خطی وارد کند حائز اهمیت می‌باشد. یکی از این ضرایب ضریب رفتار سازه است.

طبق آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی ATC34 [19]، ضریب کاهش مقاومت R از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید.

$$R = R_{\mu} \Omega_0 R_r \quad (6)$$

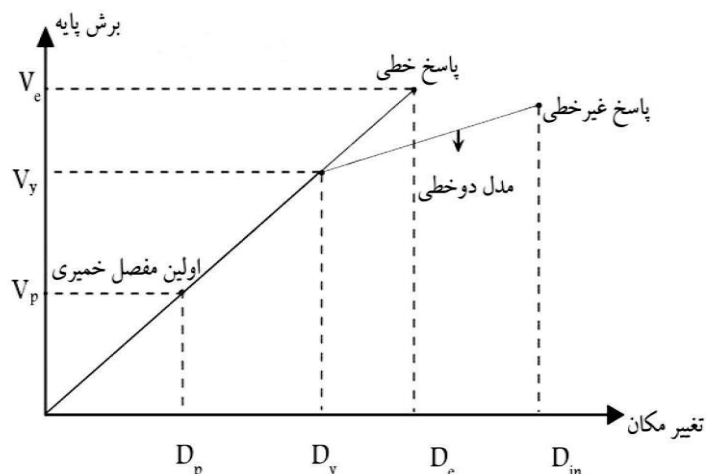
در این روش ابتدا نسبت تغییرشکل نهایی به تغییرشکل لحظه تسلیم آن به دست آورده می‌شود که به آن ضریب شکل‌پذیری گفته می‌شود. (این ضریب با استهلاک انرژی و ضریب رفتار سازه ارتباط مستقیم دارد.)

در گام بعدی ضریب اضافه مقاومت که برابر نسبت نیروی متناظر حد تسلیم کلی سازه به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه است، محاسبه می‌شود.

R_{μ} ضریب مقاومت شکل‌پذیری، Ω_0 ضریب مقاومت افزون سازه و R_r ضریب مربوط به روش طراحی حالت حدی نهایی است که مقدار ۱ برای آن در نظر گرفته می‌شود. این ضرایب با توجه به شکل ۳، به صورت روابط ۷ محاسبه می‌شوند.

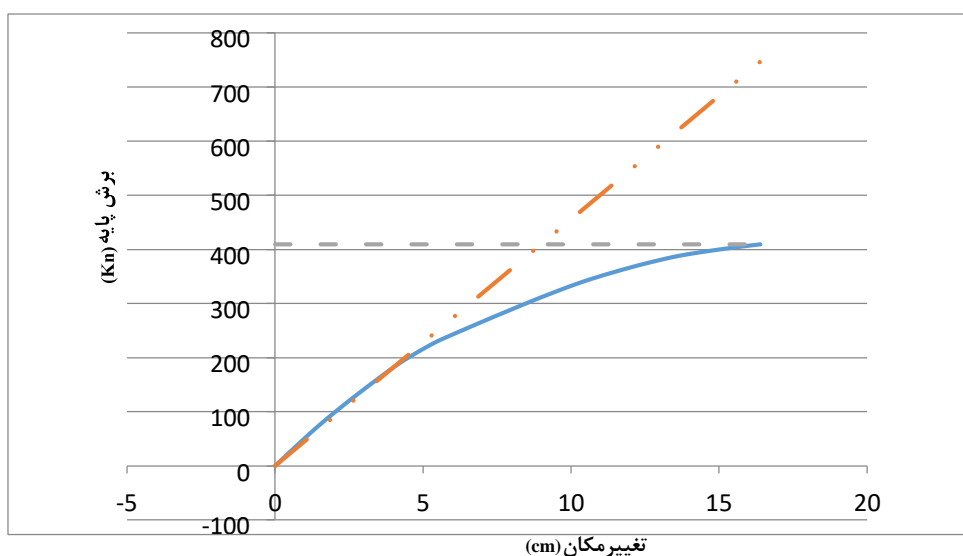
$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = \frac{D_e}{D_y} \quad \text{و} \quad \Omega_{01} = \frac{V_y}{V_p} = \frac{D_y}{D_p} \quad (7)$$

V_p مقاومت برش پایه‌ی طرح، D_p تغییرمکان طرح، V_y مقاومت تسلیم سازه، D_y تغییرمکان تسلیم تعیین شده توسط دوخطی کردن نمودار، V_e بیشینه‌ی مقاومت کشسان، D_e بیشینه‌ی تغییرمکان کشسان، μ ضریب شکل‌پذیری می‌باشد.



شکل ۳: نمودار ظرفیت یک الگوی سازه‌ای [20]

به عنوان نمونه ضریب رفتار قاب ۶ طبقه‌ی بدون میراگر (MRF)، طبق نمودار برش پایه-تغییر مکان بام آن در شکل ۴ محاسبه می‌شود.



شکل ۴: نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای قاب خمشی ۶ طبقه تحت بار استاتیکی غیرخطی فزاینده (پوش اور).

$$R_{\mu} = \frac{897.80}{493.29} = 1.82$$

$$\Omega_{01} = \frac{179.47}{64.78} = 2.74$$

$$R = 1.82 \times 2.74 \times 1 = 4.99$$

محاسبات و خلاصه نتایج ضریب رفتار در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) در جدول ۳ آورده شده است. نتایج نشان

می‌دهد که ضریب رفتار با جود میراگرهای لزجی در قاب‌های خمشی متوسط بتنی مورد مطالعه، به ۶/۹۷ برای سازه ۳ طبقه، ۶/۵۵ برای سازه ۶ طبقه و ۵/۳۶ برای سازه ۱۰ طبقه، افزایش می‌آید. ملاحظه می‌شود با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار کاهش می‌یابد. متوسط ضریب رفتار حاصل از تحلیل پوش آور در سازه‌های بدون میراگر و با میراگر به ترتیب معادل ۴/۸۵ و ۶/۲۹ بدست می‌آید. بنابراین ضریب رفتار سازه مجهز به میراگر لزجی بدست آمده از تحلیل پوش آور و R_{ξ} ، به ترتیب معادل ۶/۳۰ و ۱/۲۹ پیشنهاد می‌گردد.

مقادیر ضریب افزایش رفتار ناشی از اضافه شدن میرگر لزجی، R_ξ ، از تقسیم ضریب رفتار سازه‌ی با میراگر، به ضریب رفتار سازه‌ی بدون میراگر بدست می‌آید. نتایج نشان‌دهنده‌ی کاهش ضریب رفتار با افزایش میرایی می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی رفتار کاهنده‌ی قاب می‌باشد. همچنین ضریب رفتار بدست‌آمده برای سازه‌ی تحت بار استاتیکی غیرخطی (پوش اور)، بستگی شدیدی به سختی دارد. از طرفی تاثیر افزایش قابل توجه تغییر مکان هدف به علت کاهش سختی و افزایش زمان تناوب اصلی سازه نتیجه می‌شود. تاثیر نحوه چینش فولادگذاری در میزان ضریب رفتار بررسی می‌شود و در نهایت ضریب رفتار سازه‌های گوناگون با مقادیر پیشنهادی آیین نامه مقایسه می‌شود و نتایج آن در بخش نتیجه‌گیری آورده می‌شود.

جدول ۳: محاسبه‌ی مقدار ضریب رفتار برای سازه‌های مختلف با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

نوع سازه	V_p	V_y	V_e	R_μ	Ω_0	R_r	R	R_ξ	
3S-MRF	78.84	213.09	398.49	1.87	2.70	1	5.05	-	
3S-VD	82.95	370.92	578.65	1.56	2.98	1	6.97	1.38	
6S-MRF	179.47	493.29	897.80	1.82	2.74	1	4.99	-	
6S-VD	202.27	877.84	1325.55	1.51	2.99	1	6.55	1.31	
10S-MRF	343.21	655.44	1546.84	2.36	1.90	1	4.50	-	
10S-VD	372.83	884.79	1999.63	2.26	1.98	1	5.36	1.19	
مقایسه نتایج	MRF	200.50	453.94	947.71	2.02	2.45	1	4.85	-
	VD	219.35	711.19	1301.28	1.78	2.65	1	6.29	1.29

۷- محاسبه‌ی و بررسی نتایج ضریب رفتار بر مبنای تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

مطابق روش پیشنهادی لوو و همکاران ضریب رفتار از نمودار برش پایه-تغییرمکان، مطابق شکل ۵ و طبق روابط ۸ تا ۱۱ به دست می‌آیند [20]: خطوط موازی با محورهای افقی و قائم، از نقاط L و N که مربوط به جابه‌جایی‌های حداکثر منفی و مثبت، جهت قطع کردن مجانب خطوط هیستریزیس رسم شده از مرکز در نقاط S و H می‌باشند، ترسیم می‌شوند. در نتیجه حداکثر جابه‌جایی‌های منفی و مثبت OM و OC و حداکثر جابه‌جایی‌ها مثبت و منفی تسلیم سازه OB و OF به دست می‌آیند. نقاط T و K نیز که محل تقاطع خط مجانب رسم شده از مرکز با خطوط مجانب ناحیه‌ی سخت شدگی کرنشی هستند، نشان‌دهنده‌ی تشکیل اولین مفصل خمیری می‌باشند. ضریب رفتار و سه عنصر اصلی آن طبق روابط زیر به دست می‌آید:

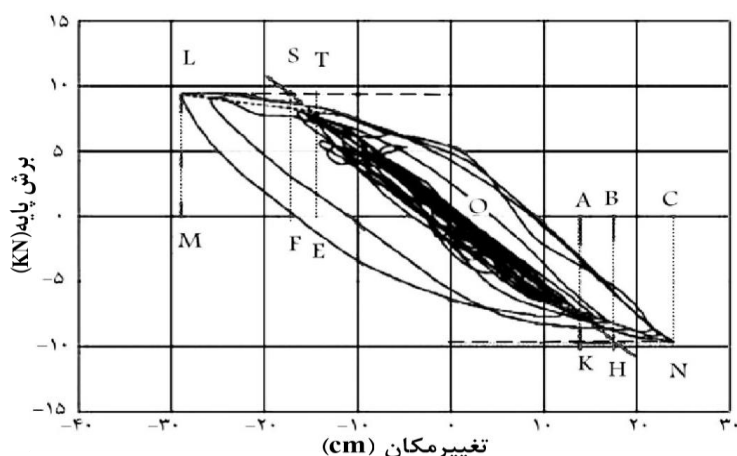
$$\mu = \frac{\Delta_{max}^+ + \Delta_{max}^-}{\Delta_y^+ + \Delta_y^-} \quad (8)$$

$$R_\mu = \frac{\mu}{c_1} \quad (9)$$

$$\Omega_{01} = \frac{\Delta_y^+ + \Delta_y^-}{\Delta_s^+ + \Delta_s^-} \quad (10)$$

$$\Omega_0 = \Omega_{01} \times F_1 \times F_2 \quad (11)$$

c_1 نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان غیرارتجاعی به بیشینه‌ی تغییرمکان ارتجاعی، Ω_0 ضریب مقاومت افزون اولیه، F_1 و F_2 ضرایب افزایشی، Δ_{max}^+ تغییرمکان بیشینه‌ی مثبت، Δ_{max}^- تغییرمکان بیشینه‌ی منفی، Δ_y^+ تغییرمکان بیشینه‌ی مثبت تسلیم کلی قاب، Δ_y^- تغییرمکان بیشینه‌ی منفی تسلیم کلی قاب، Δ_s^+ تغییرمکان مثبت مربوط به تشکیل اولین مفصل خمیری، Δ_s^- تغییرمکان منفی مربوط به تشکیل اولین مفصل خمیری می‌باشند.



شکل ۵: منحنی هیستریزس فرضی برای محاسبه‌ی تغییر مکان‌های مورد نظر [21].

در این پژوهش، ۵ شتاب‌نگاشت شامل زمین‌لرزه‌های السنترو و منجیل در دسته‌ی زمین‌لرزه‌های میدان دور و زمین‌لرزه‌های ناغان، طبس و کوبه از نوع زمین‌لرزه‌های میدان نزدیک جهت انجام تحلیل استفاده شده و ویژگی شتاب‌نگاشت آن‌ها در جدول ۴ آمده است. معیار انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها، درجه خطرپذیری منطقه و نوع خاک می‌باشد. لذا شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده، مطابق فرضیات پژوهش، در منطقه با خطرپذیری زیاد و با خاک نوع ۴ انتخاب شده است. همچنین با توجه به فاصله کانونی، نوع گسل و مکانیسم گسیختگی، شتاب‌نگاشت‌های هر دو نوع زلزله میدان دور و میدان نزدیک مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۴: ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

	ال سنتر	ناغان	منجیل	طبس	کوبه
سال وقوع (هجری شمسی)	1319	1356	1369	1357	1374
زمان تداوم زمین لرزه (ثانیه)	39.99	5.02	29.49	32.82	40.95
زمان حداکثر شتاب (ثانیه)	2.15	2.12	12.19	11.04	6.16
مقدار حداکثر شتاب	307.05	709.46	504.78	835.58	680.81
ضریب همپایگی g_{45}	1.4377	0.622	0.8745	0.5284	0.6484
نوع زمین لرزه	میدان دور	میدان نزدیک	میدان دور	میدان نزدیک	میدان نزدیک

پس از انجام تحلیل‌های غیرخطی و رسم منحنی هیستریزس کلی قاب‌ها به صورت نموداری از برش پایه نسبی به تغییر مکان بام برای هر رکورد زلزله، ضریب رفتار قاب‌های خمشی بدون میراگر و سپس همان قاب‌ها با افزودن میراگر لزجی محاسبه می‌شود.

۷-۱- بررسی و تحلیل نتایج حاصل از تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی

خلاصه‌ی نتیجه‌های به دست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخی‌چهی زمانی در جدول ۵ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با اضافه کردن میراگرهای لزجی به قاب‌های مورد مطالعه، ضریب رفتار سازه ۶/۴۹۵ برای سازه ۳ طبقه، ۶/۱۸۸ برای سازه ۶ طبقه و ۶/۰۱ برای سازه ۱۰ طبقه، بدست می‌آید. ملاحظه می‌شود با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار کاهش می‌یابد. متوسط ضریب رفتار حاصل از تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیر خطی در سازه‌های بدون میراگر و با میراگر به ترتیب معادل ۵/۱ و ۶/۲۳ بدست می‌آید. بنابراین ضریب رفتار سازه مجهز به میراگر لزجی بدست آمده از تحلیل لرزه ای و R_E ، به ترتیب معادل ۶/۲ و ۱/۱۹ پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۵: متوسط ضریب رفتارهای محاسبه شده بر مبنای تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی

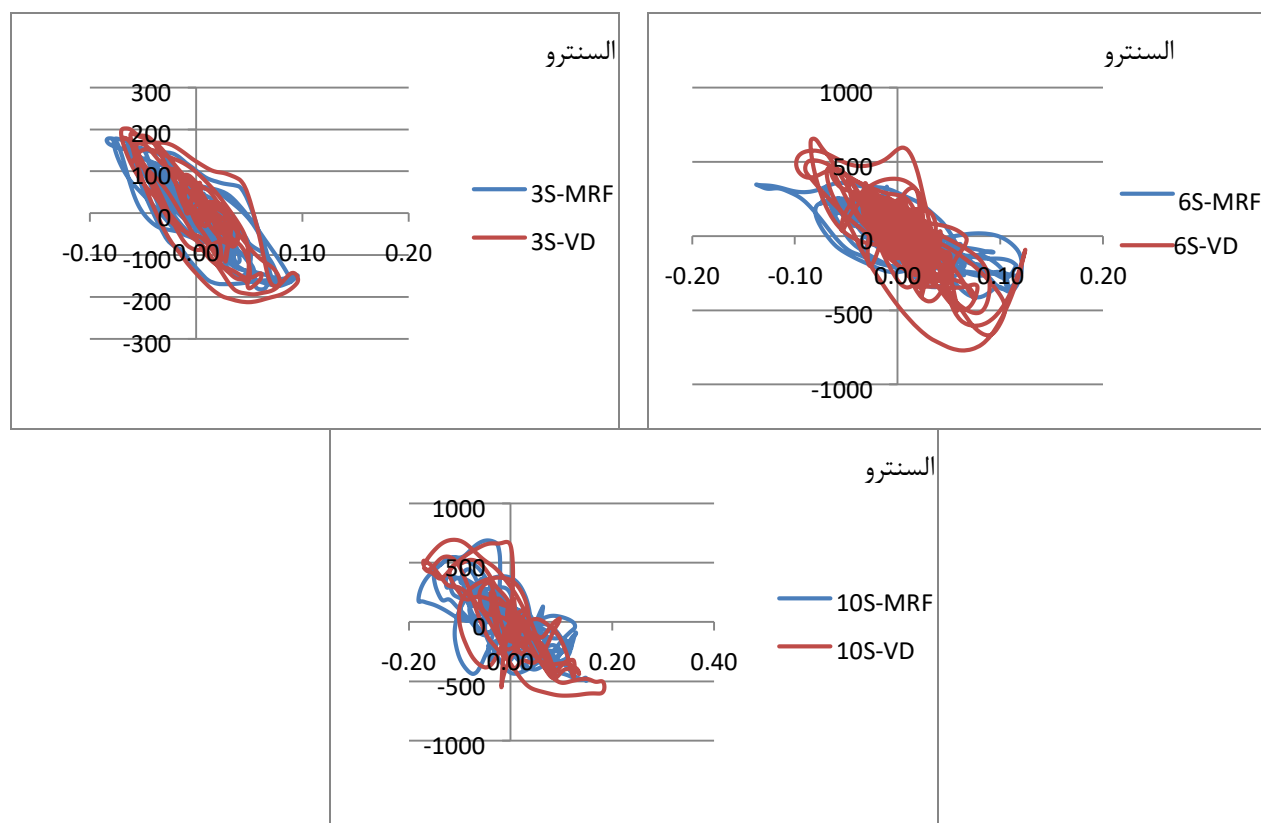
سازه	نوع سازه	R	R_{ξ}
سه طبقه	بدون میراگر	5.214	-
	مجهز به میراگر لزجی	6.495	1.245
شش طبقه	بدون میراگر	5.085	-
	مجهز به میراگر لزجی	6.188	1.121
ده طبقه	بدون میراگر	4.95	-
	مجهز به میراگر لزجی	6.01	1.214
مقادیر متوسط	بدون میراگر	5.083	-
	مجهز به میراگر لزجی	6.23	1.193

در جدول ۶ نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای قاب ۶ طبقه بدون میراگر و مجهز به میراگر لزجی زیر اثر ۵ شتاب-نگاشت السنترو، منجیل، ناغان، طیس و کوبه ارائه شده است.

نمودارهای هیستریزس قاب‌های مورد مطالعه تحت تاثیر میراگر در زمین لرزه‌ی السنترو در شکل ۶ نمایش داده شده است. از این نمودارها برداشت می‌شود با افزایش سختی ناشی از افزودن میراگر که به علت محتوی فرکانسی است، شیب نمودار افزایش می‌یابد. همچنین Δ_{max}^- با افزودن میراگر لزجی کاهش یافته اما Δ_{max}^+ افزایش قابل توجهی را نشان می‌دهد. همچنین با مقایسه منحنی‌های قاب‌های مورد مطالعه می‌توان دریافت سازه زیر اثر زلزله میدان نزدیک رفتار سخت‌تری از خود نشان می‌دهد. زیرا ماهیت این زلزله‌ها تأثیری مشابه بارهای ضربه‌ای دارد.

جدول ۶: محاسبه‌ی مقدار ضریب رفتار برای قاب ۶ طبقه با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

رکورد زلزله	السنترو		ناغان		منجیل		طیس		کوبه		مقادیر متوسط	
	6s	6s-VD	6s	6s-VD	6s	6s-VD	6s	6s-VD	6s	6s-VD	6s	6s-VD
قاب Δ_{max}^-	0.139	0.1	0.141	0.145	0.060	0.073	0.097	0.113	0.155	0.088	0.118	0.104
Δ_y^-	0.098	0.063	0.119	0.056	0.005	0.025	0.082	0.080	0.083	0.040	0.077	0.053
Δ_s^-	0.036	0.018	0.024	0.026	0.032	0.032	0.04	0.031	0.044	0.030	0.035	0.027
Δ_{max}^+	0.121	0.125	0.369	0.395	0.075	0.172	0.103	0.137	0.305	0.113	0.194	0.188
Δ_y^+	0.065	0.025	0.106	0.119	0.080	0.045	0.07	0.025	0.119	0.056	0.088	0.054
Δ_s^+	0.023	0.014	0.075	0.064	0.008	0.005	0.02	0.01	0.036	0.015	0.032	0.021
بیشینه تغییر مکان ناکشسان	0.139	0.125	0.163	0.145	0.08	0.076	0.097	0.113	0.155	0.113	0.123	0.114
بیشینه تغییر مکان کشسان	0.131	0.093	0.138	0.126	0.014	0.064	0.0125	0.098	0.130	0.139	0.0851	0.104
μ	1.60	2.57	1.35	1.65	1.64	2.12	1.23	2.14	1.45	2.07	1.45	2.11
c_1	1.05	1.34	1.18	1.15	0.77	1.18	0.77	1.15	1.19	0.81	0.99	1.12
R_{μ}	1.51	1.9	1.92	2.68	2.06	2.96	1.70	2.07	1.91	2.58	1.82	2.438
Ω_0	3.19	3.176	2.625	2.24	2.45	2.18	2.92	2.95	2.91	2.46	2.819	2.601
R_r	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
R	4.816	6.034	5.04	6.003	5.047	6.452	4.964	6.106	5.558	6.346	5.085	6.188
R_{ξ}	-	1.252	-	1.191	-	1.278	-	1.230	-	1.141	-	1.121



شکل ۶: نمودار هیستریزیس قابهای ۳، ۶ و ۱۰ طبقه‌ی بدون میراگر و با میراگر زیر اثر زمین لرزه‌ی السنتره همپایه شده به ۰/۴۵g.

۸- مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

با تحلیل نتایج به دست آمده از دو روش، نزدیک‌تر بودن ضریب رفتار حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) به ضریب رفتار مستخرج شده در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، در زلزله‌های میدان دور به دست می‌آید. با مقایسه ضریب رفتارهای پیشنهادی مشاهده می‌شود که لحاظ تطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، ضریب رفتار نتیجه‌شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و به دنبال آن تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در زلزله‌های میدان دور گزینه مناسب‌تری است. از مقایسه متوسط ضریب رفتارهای به دست آمده، کاهش این ضریب در زلزله‌های میدان نزدیک نسبت به زلزله‌های میدان دور گزارش می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) مقادیر موجود در آیین‌نامه ۲۸۰۰ یک مقدار بسیار کلی است و در آن تاثیر هیچ عاملی در نظر گرفته نشده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) به علت مستقل بودن بارگذاری از سرعت، تاثیر میرایی به صورت میرایی رایلی در نظر گرفته نمی‌شود. همچنین با افزایش طبقات نتایج دو تحلیل در به دست آوردن ضریب رفتار از هم فاصله می‌گیرد.

مقادیر ضریب رفتار نتیجه شده از دو روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور)، حدود ۷٪ در سازه ۳ طبقه، ۵٪ در سازه ۶ طبقه و ۱۲٪ در سازه ۱۰ طبقه با یکدیگر تفاوت دارند. مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات، اختلاف ضریب رفتار در دو تحلیل مورد نظر بیشتر می‌شود. در نتیجه مقدار R_f پیشنهادی، در تحلیل تاریخچه زمانی برابر با ۱/۱۹ و در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) برابر با ۱/۲۹ می‌باشد.

۹- نتیجه گیری

- طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب رفتار سازه‌های با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط معادل ۵ می باشد. در صورتی که متوسط مقادیر بدست آمده از تحلیل پوش اور و تحلیل لرزه ای در این پژوهش عدد ۴/۹۶ می باشد.
- نتایج نشان داد که ضریب رفتار برای سازه مجهز به میراگر ویسکوز، بر مبنای روش پوش اور و تحلیل لرزه ای غیرخطی، به ترتیب، ۶/۲۹ و ۶/۲۳ بدست می آید. لذا ضریب رفتار سازه قاب خمشی متوسط بتنی مجهز به میراگر لزجی عدد ۶/۲۵ پیشنهاد می شود.
- مقدار ضریب رفتار، تحت تاثیر بار استاتیکی غیرخطی (پوش اور)، تا حدود زیادی به سختی وابسته است. کاهش در سختی قاب و افزایش در پیوند سازه، به علت ارتباط مستقیم تغییر مکان هدف با مجذور پیوند سازه، موجب افزایش تغییر مکان هدف و تاثیر قابل توجه در ضریب رفتار می شود.
- مقادیر ضریب افزایش ضریب رفتار ناشی از اضافه شدن میراگر لزجی، R_{ξ} ، در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) بارافزون ۱/۲۹ و در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، ۱/۱۹ پیشنهاد می گردد.
- با توجه به نتیجه‌های به دست آمده، در تحلیل استاتیکی به علت مستقل بودن بارگذاری از سرعت، تاثیر میرایی به صورت میرایی رایلی منظور نمی شود. لذا قانون و قاعده دقیقی برای ارتباط ارتفاع قاب با ضریب رفتار وجود ندارد.
- کمتر بودن ضریب رفتار تحت تاثیر شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های میدان نزدیک، نسبت به زلزله‌های میدان دور به علت عملکرد مشابه حالت بارگذاری ضربه‌ای و سخت تر بودن رفتار سازه در برابر این نوع زلزله‌ها نتیجه می شود.
- برپایه‌ی نتایج به دست آمده می توان گفت، افزودن میراگرهای لزجی به قاب‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه، باعث افزایش ضریب رفتار سازه به میزان ۳۱٪، ۲۶٪ و ۲۰٪، به ترتیب ارتفاع، شده است. همچنین تفاوت مقادیر حاصل از دو روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور)، به ترتیب، برابر ۷٪، ۵٪ و ۱۲٪ می باشد.
- ضریب رفتار سازه با افزایش میرایی سازه (میراگر) افزایش می یابد. این عامل ناشی از بهبود شکل پذیری سازه به دلیل تاثیر میراگر در افزایش استهلاک انرژی است.
- در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به موجب سختی میراگر که ناشی از محتوی فرکانسی زلزله‌های مورد نظر می باشد، Δ_{max}^{-} در حالت مجهز به میراگر نسبت حالت بدون میراگر کاهش یافته در حالی که Δ_{max}^{+} اندکی افزایش یافته است.

مراجع

- [1] FEMA - Federal Emergency Management Agency, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings Reports No.FEMA-273 and FEMA-274, Washington, D.C.; 1997.
- [2] FEMA 356, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 2000, Washington, D.C.
- [3] NEHRP – National Earthquake Hazard Reduction Program, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Appendix to Chapter 13, Structures with Damping Systems, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.; 2003.
- [4] ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, ASCE, Reston, Virginia; 2006.
- [5] ASCE 41-06, American Society of Civil Engineers, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE, Reston, Virginia; 2007.
- [6] Constantinou M. C., Tadjbakhsh I. G., "Optimum Design of A First Story Damping System", Computers & Struct., Vol. 17, 305-310; 1983.
- [7] Hahn G. D., Sathivageeswaran K. R., "Effects of Added-Damper Distribution on The Seismic Response of Buildings", Computers & Struct., Vol. 43, 941-950, 1992.
- [8] S.Soda. "Role of viscous damping in nonlinear vibration of building exposed to intense ground motion", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 59.247-264; 1996.

- [9] Geol, R. K. "Effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plan systems." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol.27, No.2, PP.125-141; 1998.
- [10] Chang K. C., Soong T. T., Lai M. L., and Oh S.-T., "Seismic Behavior of Steel Frame With Added Viscoelastic Dampers", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 10, 1418–1426; 1995.
- [11] Wu B., Ou J. P., and Soong T. T., "Optimal Placement of Energy Dissipation Devices for ThreeDimensional Structures", *Eng. Struct.* Vol. 19, No. 2, 113–125; 1997.
- [12] Agrawal A. K., and Yang J. N., "Optimal Placement of Passive Dampers on Buildings Using Combinatorial Optimization", *J. Intell. Mater. Syst. Struct.*, Vol. 10, No. 12, 997–1014; 1999.
- [13] Yang J. N., Lin S., Kim J.-H., and Agrawal A. K., "Optimal Design of Passive Energy Dissipation Systems Based on H_{∞} and H_2 Performances", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 31, No. 4, 921–936; 2002.
- [14] Min K. W., Kim J., and Lee S. H., "Vibration Tests of 5-Storey Steel Frame With Viscoelastic Dampers", *Eng. Struct.*, Vol. 26, No. 6, 831–839; 2004.
- [15] Kim J., Choi H., "Displacement-Based Design of Supplemental Dampers for Seismic Retrofit of a Framed Structure", *J. Struct. Eng.*, Vol. 132, No. 6, 873–883; 2006.
- [16] Hwang, Tsai, Wang, Huang. "Experimental study of RC building structures with supplemental viscous dampers and lightly reinforced walls", *Engineering Structures* 28 .1816-1824; 2006.
- [17] Occhiuzzi. "Additional viscous dampers for civil structures: Analysis of design methods based on effective evaluation of modal damping ratios". *Engineering Structures* 31. 10931101; 2009.
- [18] Zimmer, M., Characterization of Visco-Elastic Materials for Use in Seismic Energy Dissipation Systems, Master of Science Thesis, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Bu_alo, State University of New York, Bu_alo, N.Y. (2000).
- [19] ATC, Structural Response Modification Factors: ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, California, pp. 5-32; .5991
- [20] Fukumoto, Y. and Lu, G. "Stability and ductility of steel structure under cyclic loading", CRC press, Inc, PP. 99-199. (1991)
- [21] A. S. Whittaker, V. V. Bertero, C. L. Thompson, and L. J. Alonso, "Seismic testing of steel plate energy dissipation devices," *Earthquake Spectra*, vol. 7, no. 4, pp. 604–633, .1991).