

## ارزیابی اثرات مقدار و نحوه مدلسازی میرایی ذاتی بر پاسخ‌های غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه

سامان راحت دهمرده<sup>۱</sup>، مهرتاش معتمدی<sup>۲\*</sup>، آرمین عظیمی نژاد<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری عمران - زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

### چکیده

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به عنوان مناسبترین ابزار برای شناخت رفتار واقعی سازه‌ها تحت اثر تحریکات لرزه‌ای به شمار می‌آید. میزان اعتبار نتایج حاصل از این تحلیل به طرز قابل توجهی به نحوه مدلسازی، جزئیات و پارامترهای معرفی شده بستگی دارد. یکی از جنبه‌های مهم در مدلسازی دینامیکی، روش معرفی میرایی ذاتی سازه و مقدار نسبت میرایی ( $\xi$ ) می‌باشد که در سالیان گذشته تحقیقات چندانی راجع به تأثیرات آن‌ها بر پاسخ‌های غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی انجام نشده است و استفاده از روش رایلی با نسبت میرایی ۵٪ به عنوان یک روال در بین محققین مرسوم بوده است. در تحقیق حاضر سعی شده تا اثرات مقدار و نحوه معرفی میرایی ذاتی بر پاسخ‌های غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی مورد ارزیابی قرار گیرد. برای این منظور یک سازه ۴ طبقه که در سال ۲۰۰۷ بر روی میز لرزه ای آزمایش شده است به عنوان معیار در نظر گرفته شده و در نرم افزار OpenSees شبیه‌سازی گردیده است. میرایی ذاتی برای این سازه به ۳ روش: متناسب با جرم و سختی (فرض رایلی)، متناسب با جرم و متناسب با سختی، با در نظر گرفتن ۵ مقدار متفاوت نسبت میرایی (۰٫۰۵، ۰٫۰۴، ۰٫۰۳، ۰٫۰۲، ۰٫۰۱) تعریف شده است. پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای این مدل‌ها، پاسخ‌های نرم افزاری و آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته و میزان خطای آن‌ها استخراج گردیده است. نتایج بیان می‌دارد که کاهش نسبت میرایی موجب کاهش خطای پاسخ‌های سازه‌ای به خصوص برای برش و لنگر واژگونی می‌شود. استفاده از نسبت میرایی ۵٪ برای تحلیل غیرخطی قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه مناسب نیست و در اکثر موارد منجر به پاسخ‌های دست پایین می‌شود. در ضمن مدل‌های میرایی متناسب با جرم و رایلی دقت بالاتری در مقایسه با میرایی متناسب با سختی دارند و خطای کمتری را نشان می‌دهند.

کلمات کلیدی: میرایی ذاتی، روش رایلی، قاب خمشی فولادی، زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.121440.1490	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.121440.1490	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۷/۰۸/۲۲	۱۳۹۷/۰۷/۰۶	۱۳۹۶/۱۲/۱۳
مهرتاش معتمدی				*نویسنده مسئول:	
m_motamedi@azad.ac.ir				پست الکترونیکی:	

## Investigation of the effects of value and modeling approach of natural damping on nonlinear responses of low rise moment-resisting steel frames

Saman Rahat Dahmardeh<sup>1</sup>, Mehrtash Motamedi<sup>\*2</sup>, Armin Aziminejad<sup>3</sup>

*1 Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, South Tehran Branch, Tehran, Iran*

*2 Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, South Tehran Branch, Tehran, Iran*

*3 Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Science and Research Branch, Tehran, Iran*

### ABSTRACT

*Nonlinear time history analysis is recognized as the most appropriate tool for assessing the real behaviour of structures during seismic excitations. Validity rate of obtained results from this analysis significantly depends to the modeling, details and defined parameters. One of the main aspects of dynamic modeling is the consideration of natural viscous damping as well as value of damping ratio ( $\zeta$ ), which during last years evaluating the effects of these factors on nonlinear responses of moment-resisting steel frames has been limited, and Rayleigh damping model with  $\zeta$  of 5% was used by researchers. Therefore, in this study attempt has been made to examine the impacts of value and modeling approach of natural damping on nonlinear responses of moment-resisting steel frames. For this purpose, a full scale 4 story steel structure which tested on shake table in 2007 has been considered as reference and modeled by OpenSees software. Natural damping has been defined with three methods; Rayleigh damping, mass-proportional damping and stiffness-proportional damping, for five different values of damping ratio ( $\zeta=0.01, 0.02, 0.03, 0.04, 0.05$ ). After conducting the nonlinear time history analyses, difference of obtained structural responses compared to the experimental responses has been investigated, and then errors of them have been extracted. Results indicate that reduce of damping ratio leads to the notable decrease of responses, specially, for story shear and overturning moment. The use of 5% damping ratio for nonlinear dynamic analysis of low rise moment-resisting frames is not appropriate and in most of cases leads to the underestimate and unreal results. Besides, it should be noted that the mass-proportional and Rayleigh damping models have higher accuracy in comparison with stiffness-proportional damping model, and these models show lower error.*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 04 March 2018

**Revise Date:** 28 September 2018

**Accept Date:** 13 November 2018

### Keywords:

*Natural damping, Rayleigh method, Moment-resisting steel frame, Earthquake, Nonlinear time history analysis*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.121440.1490

\*Corresponding author: Mehrtash Motamedi

Email address: m\_motamedi@azad.ac.ir

## ۱- مقدمه

از مهمترین اهداف طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد (PBSD) برآورد میزان آسیب‌ها و خسارات سازه‌ای ایجاد شده در یک ساختمان تحت اثر سطح خطر مشخصی از زلزله می‌باشد. ارزیابی میزان خسارات مورد انتظار برای یک ساختمان نیازمند تخمین دقیق نیازهای لرزه‌ای سازه نظیر تغییرمکان‌ها و شتاب طبقات است [۱]. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مناسب‌ترین و مطمئن‌ترین روش برای تعیین پاسخ‌های یک سازه تحت تحریکات لرزه‌ای می‌باشد. این تحلیل به دلیل پیشرفت چشمگیر نرم افزارها به طور وسیعی در میان محققان برای بررسی رفتار لرزه‌ای و آسیب‌پذیری سازه‌های موجود و همچنین سنجش عملکرد سازه‌های جدید و خاص در طول زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲]. یک تحلیل دینامیکی غیرخطی قابل اعتماد نیازمند مدلسازی و شبیه‌سازی دقیق سازه بوسیله نرم افزارها با در نظر گرفتن تمامی جزئیات و پارامترهای موثر بر رفتار سازه در هر دو فاز الاستیک و غیرالاستیک می‌باشد. به طور کلی پاسخ‌های بدست آمده از این نوع تحلیل به طرز قابل توجهی وابسته به انتخاب پارامترهای مورد نیاز در مدلسازی مصالح، المان‌ها و مشخصات دینامیکی سازه است [۳ و ۱].

یکی از پارامترهای کلیدی در تخمین پاسخ‌های غیرخطی حداکثر سازه‌ها، میرایی ناشی از جذب و استهلاک انرژی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در طول ارتعاشات زلزله می‌باشد. به طور کلی دو مکانیزم متفاوت در سازه‌ها برای استهلاک انرژی وجود دارد که عبارتند از: میرایی هیسترسیس ( $\xi_{hyst}$ ) و میرایی ذاتی ( $\xi_{inhert}$ ) [۴]. میرایی هیسترسیس به طور مستقیم از طریق مدلسازی رابطه نیرو و تغییرشکل برای شبیه‌سازی رفتار واقعی مصالح در تحلیل‌های غیرخطی در نظر گرفته می‌شود. می‌توان گفت روابط نیرو- تغییرشکل برای مصالح و المان‌های سازه‌ای به طور مناسبی درک شده و با استفاده از روش‌های مختلفی با دقت بالا قابل مدلسازی هستند [۵]. میرایی ذاتی نیز برای در نظر گرفتن سایر مکانیزم‌های استهلاک انرژی در یک ساختمان نظیر کرنش الاستیک مصالح سازه‌ای، تاثیر اجزای غیرسازه‌ای و دیوارهای جداکننده، تاسیسات مکانیکی، اصطکاک میان اتصالات فولادی و همچنین باز و بسته شدن ریزترک‌های بتنی، با تعریف ماتریس میرایی در تحلیل لحاظ می‌گردد [۶-۹]. برخلاف ماتریس‌های جرم و سختی، محاسبه ماتریس میرایی ذاتی به طور مستقیم از طریق مشخصات مصالح و المان‌های سازه‌ای قابل تعیین و محاسبه نمی‌باشد [۱]. به دلیل فقدان داده‌های آزمایشگاهی کافی برای تعیین میرایی ذاتی سازه بخصوص در فاز غیرالاستیک، روش‌های کلاسیک نظیر پیشنهاد رایلی که میرایی را متناسب با جرم و سختی فرض می‌کند، به طور گسترده‌ای توسط پژوهشگران در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۰]. در این تحلیل‌ها معمولاً نسبت میرایی ( $\xi$ ) ثابت و مقداری بین ۱ تا ۵ درصد انتخاب می‌شود [۱۱]. در آیین‌نامه‌هایی همچون استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] و UBC مقدار ۵ درصد برای نسبت میرایی توصیه گردیده است [۱۳]. دستورالعمل طراحی بر اساس عملکرد ساختمان‌های بلند (TBI) نیز برای نسبت میرایی محدودیت در نظر گرفته و مقدار ۲/۵ درصد یا کمتر را ایده‌آل شناخته است [۱۴]. گوئل و چوپرا در سال ۱۹۹۷ [۱۵] رابطه میان میزان میرایی و تعداد طبقات سازه را مورد بررسی قرار دادند و اینگونه گزارش نمودند که میرایی با افزایش تعداد طبقات روندی کاهشی را نشان می‌دهد.

استفاده از میرایی رایلی در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند منجر به پاسخ‌هایی شود که از لحاظ فیزیکی غیرقابل قبول هستند [۱۶-۱۸]. به عنوان مثال زمانی که المان‌های سازه‌ای جاری می‌شوند میرایی رایلی موجب پدیدار شدن لنگرهای اضافی در اتصالات گره‌ای و از بین رفتن تعادل تیر و ستون می‌گردد [۱۶ و ۱۸]. در دو دهه اخیر اثرات استفاده از میرایی رایلی بر نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مورد توجه محققان قرار گرفته است. حال در سال ۲۰۰۶ [۱۹] نشان داد که بخش متناسب با جرم در مدل میرایی رایلی می‌تواند منجر به نیروهای میرایی اضافی در سیستم شود. علاوه بر این، وی بیان نمود که اگر در بخش متناسب با سختی از سختی اولیه استفاده شود پس از جاری شدن المان‌های سازه‌ای نیروهای میرایی غیر واقعی در سیستم ایجاد خواهد شد. در سال ۲۰۰۸ میلادی پولانکو و ریان [۲۰] مشکلات استفاده از میرایی رایلی در تحلیل سازه‌های مجهز به جداساز لرزه‌ای را مورد بررسی قرار دادند.

مطالعه این محققین نشان داد که میرایی رایلی باعث پاسخ نامطلوب برای مود اول سازه جداسازی شده می‌شود. آن‌ها پیشنهاد کردند که برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ساختمان‌های دارای جداساز لرزه‌ای تنها از میرایی متناسب با سختی بهره برده شود. پانت و همکارانش [۱۱] نیز در سال ۲۰۱۳ اثرات مقدار و نحوه مدلسازی میرایی بر روی پاسخ‌های سازه بتنی جداسازی شده را ارزیابی نمودند. آن‌ها برای سنجش میزان خطاها یک سازه سه طبقه دارای جداساز را که بر روی میز لرزه‌ای آزمایش شده است به عنوان معیار در نظر گرفتند و نتایج نرم افزاری را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند. نتایج این تحقیق نشان داد که مقدار و نحوه مدلسازی میرایی رایلی تاثیر بسزایی در پاسخ‌های سازه دارد. این محققین بیان داشتند که استفاده از نسبت میرایی ۱ درصد منجر به خطای کمتری در مقایسه با نسبت میرایی ۵ درصد می‌شود.

چارنی در سال ۲۰۰۸ [۲۱] و همچنین مدینا و زارعیان در سال ۲۰۱۰ [۲۲] براساس نتایج حاصل از تحقیقاتشان این چنین گزارش نمودند که نیروهای میرایی اضافی ایجاد شده ناشی از استفاده سختی اولیه در مدل رایلی، پاسخ‌های سازه‌ای نظیر تغییر مکان نسبی (دریفت) را به طور غیر واقعی دست پایین‌تر نشان می‌دهند. برای غلبه بر این مشکل برخی از محققان استفاده از سختی تانژانت به جای سختی اولیه در میرایی رایلی [۲، ۲۱، ۲۳ و ۲۴] و یا اختصاص میرایی صفر به هر یک از المان‌های جاری شده در سازه [۲، ۲۴، ۲۵] را پیشنهاد کرده‌اند. در سال ۲۰۱۴ میلادی جیهل و همکارانش [۲۴] تاثیر مدلسازی ماتریس میرایی با استفاده از سختی اولیه و سختی تانژانت بر نتایج تحلیل غیرخطی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها فرمولاسیونی جهت کنترل نسبت‌های میرایی برای هر دو نوع مدلسازی میرایی رایلی (براساس سختی اولیه و تانژانت) ارائه نمودند و اینگونه نتیجه‌گیری کردند که حتی اگر نسبت‌های میرایی در طول تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به خوبی کنترل شوند باز هم به دلیل ضعف فیزیکی مدل رایلی هیچ تضمینی برای مدلسازی نیروهای میرایی به صورت مناسب و نزدیک به واقعیت وجود ندارد. علاوه بر این اخیراً تلاش‌هایی برای توسعه مدل‌های جدید میرایی ذاتی جهت استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی توسط محققان دیگر نظیر لوکو در سال ۲۰۰۸ [۲۵]، ناکامورا در سال ۲۰۱۶ [۲۶] و لوکو و لانزی در سال ۲۰۱۷ [۲۷] انجام شده است.

اگرچه پیشنهادهای در زمینه اصلاح میرایی رایلی و همچنین ارائه مدل‌های میرایی جایگزین برای استفاده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در سال‌های گذشته مطرح گردیده است، اما تا زمانیکه مدل‌های جدید و یا اصلاح شده به تایید عمومی نرسند و وارد آیین‌نامه‌ها و نرم افزارهای تحلیلی نشوند، کماکان استفاده از میرایی رایلی با فرضیات فعلی به طور گسترده‌ای ادامه خواهد داشت. از طرفی با توجه به اینکه مقدار و نحوه مدلسازی این نوع میرایی می‌تواند اثرات متفاوتی بر پاسخ‌های غیرخطی داشته باشند، لزوم ارزیابی این اثرات بر پاسخ‌های سازه‌ای و همچنین مقایسه آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی جهت سنجش میزان خطاهای محتمل بیش از پیش ضرورت می‌یابد. بر همین اساس این تحقیق بر روی اثرات مقدار و نحوه معرفی میرایی ذاتی بر پاسخ‌های غیرخطی ساختمان‌های فولادی کوتاه مرتبه متمرکز شده است. برای این منظور یک سازه ۴ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی که در سال ۲۰۰۷ در ژاپن و در مقیاس واقعی بر روی میز لرزه‌ای آزمایش شده است به عنوان معیار در نظر گرفته شده و در فضای نرم افزار OpenSees شبیه‌سازی گردیده است. میرایی ویسکوز ذاتی برای این سازه به ۳ روش: متناسب با جرم و سختی (فرض کلاسیک رایلی)، متناسب با جرم و متناسب با سختی، با در نظر گرفتن ۵ مقدار متفاوت نسبت میرایی (۰، ۰،۰۱، ۰،۰۲، ۰،۰۳، ۰،۰۴، ۰،۰۵) مدلسازی شده است. پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای این مدل‌ها، پاسخ‌های سازه‌ای بدست آمده با پاسخ‌های آزمایشگاهی مقایسه شده و میزان خطای آن‌ها استخراج گردیده است.

## ۲- میرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

به طور کلی معادله دینامیکی استاندارد که در تحلیل غیرخطی یک سازه چند درجه آزاد تحت تحریکات چند مولفه‌ای جنبش نیرومند زمین تشکیل داده می‌شود و برای یافتن پاسخ‌ها حل می‌گردد به صورت معادله (۱) قابل بیان است [۹]:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -mr_x\ddot{u}_{gx}(t) - mr_y\ddot{u}_{gy}(t) - mr_z\ddot{u}_{gz}(t) \quad (1)$$

در این معادله  $u$  بردار درجات آزادی سازه،  $m$  و  $c$  به ترتیب ماتریس‌های جرم و میرایی سازه، و  $f_s(u)$  رابطه غیرخطی میان نیروهای مقاوم و تغییرشکل‌ها است که می‌تواند شامل هر دو منشاء رفتار غیرخطی مصالحی و هندسی باشد. لازم به ذکر است که در سیستم‌های خطی  $f_s$  برابر حاصلضرب ماتریس سختی در تغییرمکان است. در طرف دوم معادله (۱)،  $\ddot{u}_{gx}(t)$ ،  $\ddot{u}_{gy}(t)$  و  $\ddot{u}_{gz}(t)$  به ترتیب تحریکات ناشی از مولفه‌های شتاب افقی زلزله در جهات  $x$  و  $y$  و مولفه شتاب زلزله در جهت قائم می‌باشند.  $r_x$ ،  $r_y$  و  $r_z$  نیز بردارهای ضریب تاثیر زلزله برای جهات  $x$ ،  $y$  و  $z$  هستند.

در تحلیل خطی سازه‌ها با روش‌های کلاسیک نظیر مودال نیازی به تعریف ماتریس میرایی نمی‌باشد به این علت که میرایی برای هر مود مستقیماً وارد محاسبات می‌شود، اما برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تشکیل ماتریس میرایی ضروری است [۲۱]. این میرایی جدای از میرایی هیسترسیس ناشی از جاری شدن المان‌های سازه‌ای است، چراکه جذب انرژی حاصل از جاری شدن اعضای سازه به طور مستقیم از طریق روابط نیرو- تغییرشکل ( $f_s(u)$  در معادله (۱)) در محاسبات دیده می‌شود. همانگونه که در معادله (۱) مشخص گردیده است، نیروهای میرایی ذاتی با استفاده از  $f_D = c\dot{u}$  در معادله دینامیکی وارد شده که در تحلیل‌های غیرخطی نیز استفاده از آن معمول می‌باشد. در این حالت فرض بر این است که مکانیزم‌های جذب انرژی برای میرایی ذاتی سازه‌ها پس از جاری شدن المان‌های سازه‌ای نیز بدون تغییر باقی می‌مانند. به این دلیل که شواهد آزمایشگاهی برای تأیید و یا رد این موضوع در دسترس نمی‌باشد، این نوع مدل کردن میرایی ذاتی کماکان ادامه دارد [۹].

میرایی رایلی متداولترین و فراگیرترین روش برای در نظر گرفتن میرایی ویسکوز در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. از آنجایی که در فرضیه رایلی ماتریس میرایی الگوی ماتریس سختی را حفظ می‌کند و نیازی به تشکیل ماتریس‌های اضافی نمی‌باشد، این روش از لحاظ محاسباتی مطلوبست و استفاده از آن در میان محققان از اقبال بالایی برخوردار است [۲۸]. بر اساس فرض رایلی ماتریس میرایی سازه را می‌توان متناسب با ترکیب خطی ماتریس‌های جرم و سختی آن مطابق رابطه (۲) معرفی کرد [۱۰ و ۲۹]:

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (2)$$

که  $c$ ،  $m$  و  $k$  به ترتیب ماتریس‌های میرایی، جرم و سختی سازه هستند.  $a_0$  و  $a_1$  ضرایب میرایی هستند که براساس نسبت‌های میرایی مربوط به دو مود ارتعاشی مشخص سازه یا در دو فرکانس مشخص تعیین می‌گردند. نسبت میرایی برای مود ارتعاشی  $n$ ام یک سازه ( $\xi_n$ ) به فرم رابطه (۳) قابل بیان می‌باشد:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (3)$$

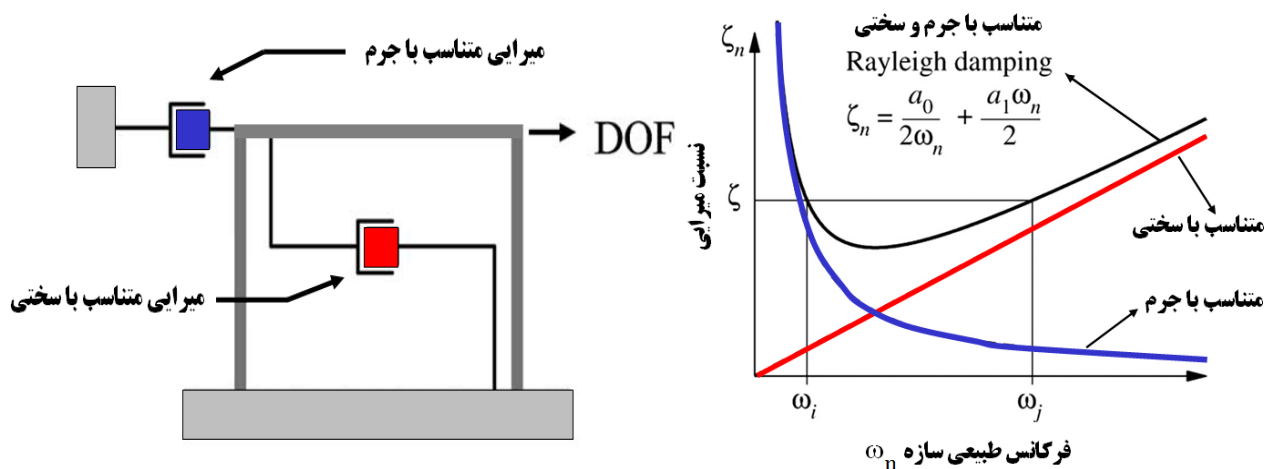
$\omega_n$  فرکانس طبیعی مود  $n$ ام می‌باشد.  $a_0$  و  $a_1$  را می‌توان برای دو نسبت میرایی مشخص  $\xi_0$  و  $\xi_1$  و  $\xi_2$  مربوط به مودهای  $\lambda_0$  و  $\lambda_1$  محاسبه نمود. این مودها باید به نحوی انتخاب شوند که مقدار میرایی تمام مودهایی که در پاسخ‌های سازه مشارکت قابل توجهی دارند به طور مناسبی با مقدار میرایی مشابه پوشش داده شوند [۱۹]. بیان معادله (۳) برای این دو مود مشخص به فرم ماتریسی منجر به معادله (۴) می‌شود:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$\omega_i$  و  $\omega_j$  به ترتیب فرکانس‌های ارتعاشی موده‌های نام و زام سازه هستند که معمولاً برای  $\omega_i$  فرکانس مود اول و برای  $\omega_j$  فرکانس یکی از موده‌های بالاتر انتخاب می‌شود. در نهایت با فرض نسبت‌های میرایی مشابه برای دو مود انتخابی (مناسب‌ترین مقداری که از داده‌های آزمایشگاهی پیشنهاد شده [۲]) و با حل این دو معادله جبری می‌توان دو مجهول مورد نظر یعنی ضرایب  $a_0$  و  $a_1$  را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5)$$

در نهایت با در دسترس بودن این ضرایب می‌توان ماتریس میرایی را براساس رابطه (۲) و نسبت میرایی برای هر مود را نیز طبق رابطه (۳) محاسبه کرد. تغییرات نسبت میرایی به عنوان تابعی از فرکانس‌های ارتعاشی در شکل (۱) ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد نسبت میرایی برای مودهایی با فرکانس کمتر از  $\omega_i$  به سرعت افزایش می‌یابد و متناسب با جرم می‌باشد. این در حالیست که نسبت میرایی برای مودهایی با فرکانس بزرگتر از  $\omega_j$  روند صعودی یکنواختی را نشان می‌دهد و در فرکانس‌های بالا حد آستانه آن تنها متناسب با سختی و برابر  $\xi_n = \frac{a_1}{2} \omega_n$  است. میرایی متناسب با جرم ( $a_1 = 0$ ) و میرایی متناسب با سختی ( $a_0 = 0$ ) حالات خاصی از میرایی رایلی هستند که برای تعریف آن‌ها تنها فرکانس یک مود کافی است [۱]. مدل فیزیکی میرایی رایلی که متناسب با جرم و سختی است به صورت شماتیک در شکل (۱) قابل مشاهده می‌باشد.

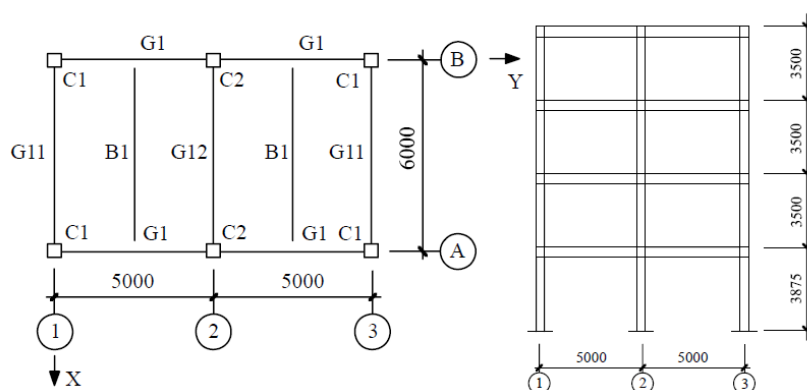


شکل ۱: رابطه میان فرکانس و نسبت میرایی در مدل رایلی و مدل فیزیکی میرایی متناسب با جرم و سختی [۲۱ و ۳۰]

### ۳- مشخصات سازه آزمایش شده در مقیاس واقعی

آزمایشی در مقیاس واقعی در سال ۲۰۰۷ میلادی در کشور ژاپن بر روی یک ساختمان فولادی ۴ طبقه با استفاده از ارتعاش ناشی از میز لرزه‌ای E-Defense انجام گردیده است. سیستم سازه‌ای این ساختمان از نوع قاب خمشی و سقف‌های به کار رفته در آن از نوع عرشه فولادی پر شده با بتن (کامپوزیت) می‌باشند. ابعاد این مدل در پلان برابر  $10 \times 5$  متر است که دارای ۲ قاب دو دهانه‌ای ۵۰۰۰ میلی-متری در راستای محور شمال-جنوب و ۳ قاب یک دهانه‌ای ۶۰۰۰ میلی-متری در راستای شرقی-غربی می‌باشد. به استثنای ارتفاع طبقه

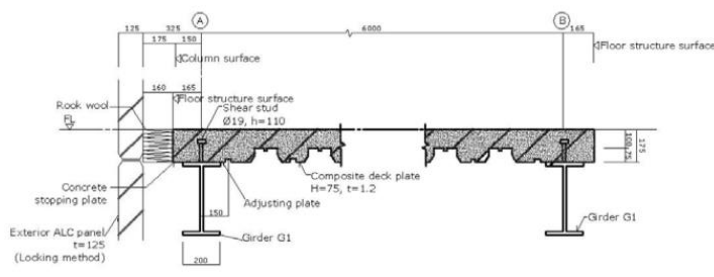
همکف که برابر ۳۸۷۵ میلی‌متر می‌باشد، ارتفاع تمامی طبقه‌ها برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر است. ارتفاع فنداسیون سازه نیز برابر ۱۵۰۰ میلی‌متر محاسبه گردیده است [۳۱]. نمایی از پلان و برش این ساختمان در شکل (۲) ارائه شده است. این سازه از طریق صفحات فولادی کف ستون‌ها با استفاده از بولت‌های مهاری به صورت کاملاً گیردار به فنداسیون متصل شده است. در این آزمایش از در نظر گرفتن تغییر شکل و گسیختگی اتصالات صرف نظر گردیده است. نمونه‌هایی از اتصالات مقاطع و انتهای ستون‌ها در شکل (۳) قابل مشاهده می‌باشد. همانطور که قبلاً اشاره گردید، سیستم سقف از نوع کامپوزیتی است که بتن روی عرشه فولادی دارای ضخامتی برابر ۱۷۵ میلی‌متر می‌باشد. لازم به ذکر است که این سقف‌ها دارای تیرهای فرعی نیز در پلان می‌باشند. نمایی شماتیک و تصویری از سقف اجرا شده در این ساختمان را می‌توان در شکل (۴) مشاهده نمود.



شکل ۲: نمایی از پلان و برش مدل سازه‌ای [۳۱]



شکل ۳: نمایی از اتصالات مقاطع در مدل سازه‌ای [۳۲]



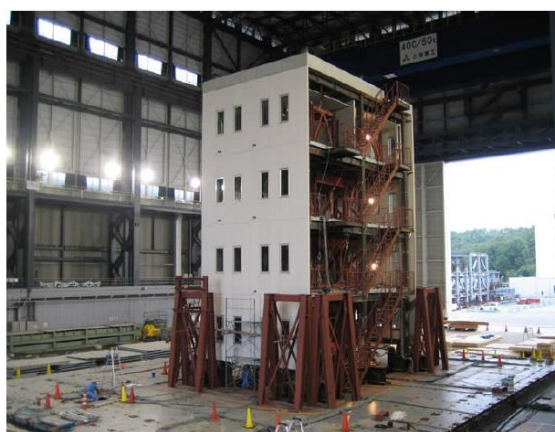
شکل ۴: نمای شماتیک و تصویری از سقف‌ها در این سازه [۳۲]

مشخصات المان‌های سازه‌ای اصلی به کار رفته در این مدل که توسط کمیته طراحی و اجرای آزمایش محاسبه شده‌اند، در جدول (۱) ارائه شده است [۳۳]. این سازه متشکل از ستون‌ها و تیرهای اصلی می‌باشد که در چند تیپ طراحی و اجرا شده‌اند. شکل مقطع ستون‌ها به صورت باکس توخالی و تیرها به صورت I شکل می‌باشند. پس از برپا شدن اسکلت سازه و نصب و اجرای سقف‌ها، اجزای غیرسازه‌ای نظیر پانل‌های دیوار و پنجره‌ها نیز بر روی این مدل سازه‌ای نصب شده و سازه همانگونه که در شکل (۵) ارائه گردیده است، تکمیل و با طراحی سازه‌های محافظ جانبی به منظور ایجاد ایمنی کافی، برای آزمایش بر روی میز لرزان آماده شده است. جهت انجام آزمایش از بزرگترین میز لرزه‌ای جهان با نام E-Defense که در سال ۲۰۰۵ میلادی در کشور ژاپن توسط موسسه تحقیقات ملی علوم زمین و پیشگیری از فجایع (NIED) طراحی و ساخته شده، استفاده گردیده است. اندازه و ابعاد این میز لرزه عظیم ۱۵×۲۰ متر می‌باشد. حداکثر ظرفیت این میز لرزه در جهت قائم (Z) ۱۲۰۰۰ کیلونیوتن است و حداکثر میزان شتاب قابل اعمال در جهات افقی X و Y برابر ۹۰۰ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه و در جهت Z برابر ۱۵۰۰ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه می‌باشد [۳۱]. پس از ساخت و راه اندازی این میز لرزه‌ای و تجهیزات جانبی آزمایشگاهی نظیر سنسورها، آزمایشات ارزشمندی در این آزمایشگاه در مقیاس واقعی انجام شده که یکی از آن‌ها آزمایش ساختمان فولادی ۴ طبقه با سیستم قاب خمشی در سال ۲۰۰۷ میلادی بوده است.

جدول ۱: المان‌های اصلی سازه‌ای به کار رفته در مدل مورد آزمایش [۳۳]

کف	مقاطع تیرها			مقاطع ستون‌ها
	G1	G11	G12	C2-C1
		H		RHS
بام	۳۴۶×۱۷۴×۶×۹	۳۴۶×۱۷۴×۶×۹	۳۴۶×۱۷۴×۶×۹	۳۰۰×۳۰۰×۹
۴	۳۵۰×۱۷۵×۷×۱۱	۳۵۰×۱۷۵×۷×۱۱	۳۴۰×۱۷۵×۹×۱۴	۳۰۰×۳۰۰×۹
۳	۳۹۶×۱۹۹×۷×۱۱	۴۰۰×۲۰۰×۸×۱۳	۴۰۰×۲۰۰×۸×۱۳	۳۰۰×۳۰۰×۹
۲	۴۰۰×۲۰۰×۸×۱۳	۴۰۰×۲۰۰×۸×۱۳	۳۹۰×۲۰۰×۱۰×۱۶	۳۰۰×۳۰۰×۹

H: ارتفاع × عرض × ضخامت جان × ضخامت بال  
RHS: ارتفاع × عرض × ضخامت

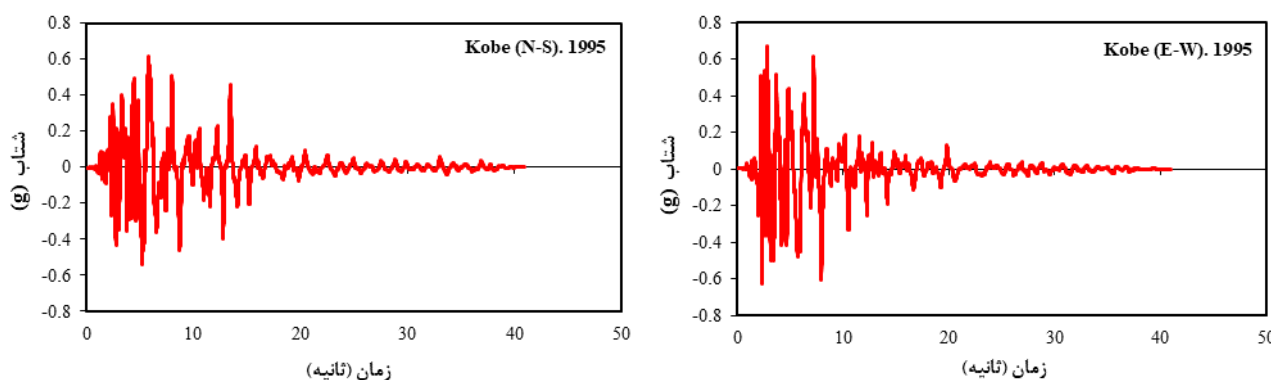


شکل ۵: نمایی از سازه مدل شده در ابعاد واقعی جهت آزمایش بر روی میز لرزان [۳۴]



## ۳-۱- زلزله ورودی

رکوردهای انتقالی ثبت شده در طول زلزله سال ۱۹۹۵ میلادی کوبه ژاپن در ایستگاه تاکاتوری جهت تحریک ورودی سازه مد نظر قرار گرفته است. این زلزله که در عمق ۱۷/۲۷ کیلومتری از سطح زمین رخ داده، دارای بزرگایی برابر ۷/۲ ریشتر و مدت زمان ۴۱ ثانیه بوده است. حداکثر شتاب ثبت شده برای مولفه‌های افقی در جهات شمالی-جنوبی (N-S) و شرقی-غربی (E-W) به ترتیب برابر با  $0.61g$  و  $0.67g$  می‌باشد. این مولفه‌های ثبت شده در طی آزمایش به عنوان شتاب‌های ورودی از طریق میز لرزه به سازه وارد شده است [۳۵]. در شکل (۶) می‌توان رکوردهای انتقالی این زلزله در جهات افقی را مشاهده نمود. لازم به ذکر است که در تحقیق حاضر رکوردهای ورودی قبل از اعمال به مقدار  $0.6$  مقیاس شده تا مدل سازه‌ای تحت آزمایش وارد فاز پلاستیک شود اما به مرز واژگونی نرسد.



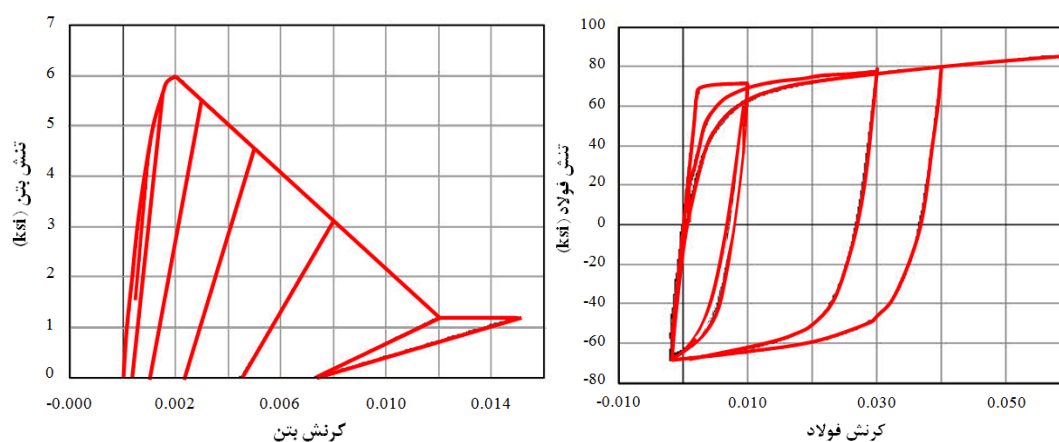
شکل ۶: مولفه‌های افقی زلزله کوبه (۱۹۹۵) ثبت شده در ایستگاه تاکاتوری

## ۴- جزئیات مدل‌سازی سازه در نرم افزار OpenSees

نرم افزار OpenSees یک نرم افزار اجزای محدود غیرتجاری است که در سال ۱۹۹۰ بوسیله محققان دانشگاه برکلی آمریکا [۳۶] تهیه شده و از آن زمان تا کنون در حال توسعه مداوم می‌باشد. این نرم افزار شامل مجموعه کاملی از انواع المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل را در زمینه‌های میکرو و ماکرو دارا می‌باشد. می‌توان گفت که این نرم افزار در حال حاضر قویترین نرم افزار تحلیل غیرخطی سازه‌ها در حد ماکرو در دنیا است. نرم افزار OpenSees به طور کلی برای انجام تحلیل سازه در اثر تحریکات زلزله به صورت خطی و غیرخطی و سایر تحلیل‌های ساده استاتیکی، طیفی و تعیین مقادیر ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳۷]. به علت توانایی بالای این نرم افزار از لحاظ الگوریتم‌های تحلیل و همچنین دارا بودن منابع غنی از مصالح مختلف و المان‌هایی نظیر المان فایبر از یک سو و همچنین توانایی مدل‌سازی میرایی متناسب با جرم و سختی (رایلی)، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی از سوی دیگر، در پژوهش حاضر از این نرم افزار جهت مدل‌سازی و تحلیل سازه مورد نظر بهره برده شده است. لازم به ذکر است که برای انجام گام‌های مدل‌سازی قبل از تحلیل‌های اصلی و انجام پردازش‌های نتایج از نرم افزار کمکی OpenSees-Navigator که در فضای نرم افزار متلب تهیه شده، استفاده گردیده است.

## ۴-۱- مشخصات مصالح و المان‌های معرفی شده در نرم افزار

براساس مشخصات ارائه شده توسط کمیته آزمایش، مصالح فولاد و بتن دقیقاً مشابه با مدل آزمایشگاهی در مدل نرم افزاری تعریف شده‌اند. در این مقاله جهت تعریف مصالح بتنی از مدل Kent-Scott-Park [۳۸ و ۳۹] استفاده شده است. رفتار هیسترسیس این مدل بر اساس تنش و کرنش در شکل (۷) قابل ملاحظه می‌باشد. در این مدل از رفتار کششی صرف نظر شده است. این مدل به خوبی می‌تواند شرایط افت مقاومت در اثر باربرداری و شرایط ترک را در نظر گیرد. برای مدل کردن مصالح فولادی، مدل Giuffré-Menegotto-Pinto [۴۰] که دارای رفتار هیسترسیس مطابقت شکل (۷) می‌باشد، به کار رفته است. این مدل به خوبی شرایط زوال مقاومت و کمانش فولاد را در نظر می‌گیرد. مشخصات مصالح بتنی و فولادی معرفی شده در نرم افزار که مطابق نتایج اعلام شده توسط کمیته آزمایشگاهی و مطالعات تکمیلی انجام شده توسط پاون [۳۵] می‌باشد، در جداول (۲) و (۳) ارائه شده است.



شکل ۷: مدل مصالح فولاد (شکل راست) و بتن (شکل چپ) استفاده شده در نرم افزار [۳۶ و ۴۱]

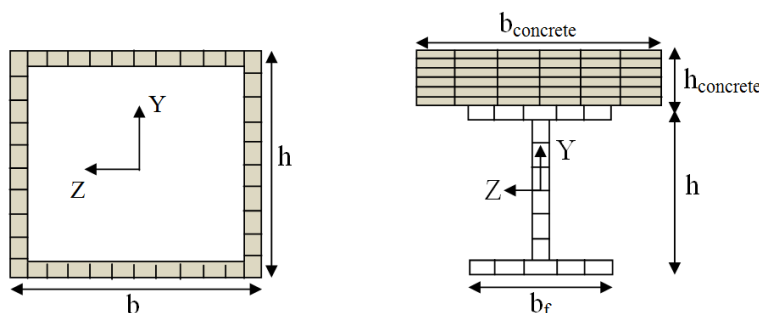
جدول ۲: مشخصات مکانیکی بتن‌های مورد استفاده در سازه [۳۵]

کف طبقات	مقاومت کششی (ft)		کرنش نهایی (ε <sub>u</sub> )
	مقاومت فشاری (f <sub>cu</sub> )	MPa	
۲	۳۳/۵۳	۳/۳۵	۰/۰۰۱۵۴
۳	۲۸/۸	۲/۸۸	۰/۰۰۱۲
۴	۲۷/۵۴	۲/۷۵۴	۰/۰۰۱۲۷
بام	۳۵/۹	۳/۵۹	۰/۰۰۲۴۶۷

جدول ۳: مشخصات فولاد مصرفی در سازه [۳۵]

المان‌های سازه	مدول الاستیسیته (E) MPa	تنش تسلیم (6y) MPa	درصد سخت شوندگی (r)
Column1- Column2	۲۰۰۰۰۰	۳۸۰	۰/۰۵
۲G11-۲G1۱-۲G12	۲۰۳۷۵۰	۳۲۶	۰/۱۲
۴G۱۲	۲۱۲۸۳۰	۳۰۸/۶	۰/۱
RG1-RG11-RG12	۲۰۱۸۲۰	۳۳۳	۰/۱۵
۴G۱۱-۴G۱۱	۲۲۳۴۸۰	۳۰۱/۷	۰/۱۳
۲G۱۲	۱۷۴۷۷۰	۲۷۹/۱	۰/۲
۳G۱	۱۹۹۵۵۰	۳۱۱/۱	۰/۱۸

در تحقیق حاضر جهت مدلسازی المان‌ها در مدل نرم افزاری از المان فایبر برای در نظر گرفتن شرایط غیرخطی استفاده شده است. به طور کلی ایده مدل فایبر به این صورت است که المان را به بخش‌های مشخص تقسیم بندی می‌کند و شرایط خمش و اندرکنش با نیروی محوری را به نحو مناسب‌تری در نظر می‌گیرد. مقطع تمامی المان‌های تیر و ستون در این مدلسازی از نوع فایبر در نظر گرفته شده و در ضمن اثرات پی-دلتا نیز لحاظ شده است. برای در نظر گرفتن هر چه دقیق‌تر شرایط کمانش، المان‌ها باید به صورت فایبر تقسیم بندی شوند که در شکل (۸) نمونه‌ای از المان‌های تیر و ستون تعریف شده در نرم افزار قابل مشاهده است. لازم به ذکر است که ستون‌ها کاملاً فولادی و به شکل باکس توخالی هستند و تیرهای I شکل فولادی به صورت کامپوزیتی با در نظر گرفتن بخشی از بتن سقف تعریف شده‌اند.



شکل ۸: نمونه‌ای از مقاطع فایبر تیر و ستون تعریف شده در نرم افزار

## ۲-۴- تعیین فرکانس‌ها و دوره تناوب‌های سازه

اطلاعات مربوط به وزن کف طبقات توسط کمیته اجرایی آزمایشگاه [۳۲ و ۳۵] انتشار یافته است که این وزن‌ها متناسب با مکان گره‌های سازه‌ای به عنوان بار عمودی به گره‌های بالایی ستون در هر کف وارد می‌شود. لازم به ذکر است که جهت انجام تحلیل دینامیکی و همچنین تعیین فرکانس‌های سازه، باید جرم به صورت متمرکز در مرکز جرم کف طبقات تعریف و اعمال شود تا در اثر تحریک زلزله شتاب ایجاد شده در کف طبقات در نظر گرفته شود. در مدل نرم افزاری کف‌ها به صورت دیافراگم کاملاً صلب معرفی شده‌اند. مقادیر وزن و جرم معرفی شده در مدل نرم افزاری براساس مقادیر اعلام شده توسط کمیته آزمایشگاهی در جدول (۴) ارائه شده است.

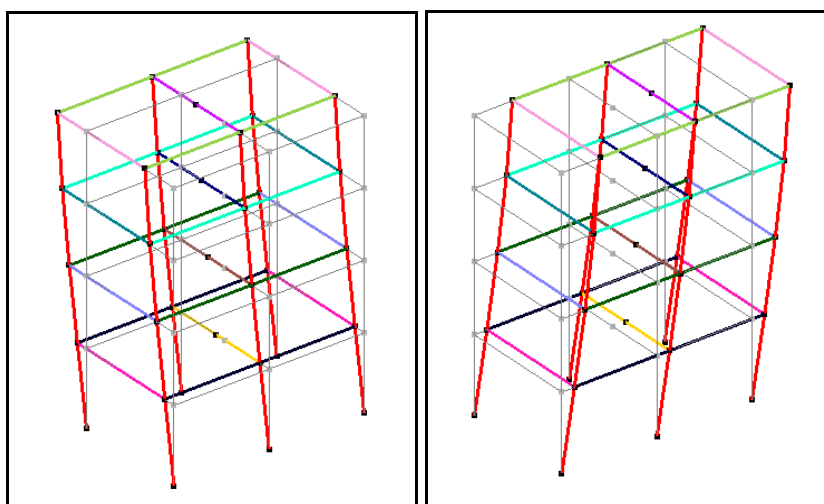
جدول ۴: مقادیر وزن و جرم معرفی شده در نرم افزار

کف طبقات (Floor)	وزن کف ها (W) KN	جرم های انتقالی (m)	
		Kg	kg.m <sup>2</sup>
بام	۶۳۱/۵	۶۴۳۷۳	۷۲۹۵۶۱
۴	۴۷۶/۵	۴۸۵۷۳	۵۵۰۴۹۴
۳	۴۷۳	۴۸۲۱۶	۵۴۶۴۴۸
۲	۴۷۴/۵	۴۸۳۶۹	۵۴۸۱۸۲

پس از مدل سازی و اختصاص المان ها به هندسه سازه و همچنین اختصاص جرم ها به کف های سازه، به منظور تعیین و محاسبه فرکانس ها و دوره تناوب های سازه در نرم افزار از روش حل مقادیر ویژه استفاده شده است. دوره تناوب های اصلی مود های اول و دوم بدست آمده از تحلیل مودال توسط نرم افزار به ترتیب برابر  $0/8086$  و  $0/7688$  ثانیه می باشد. جهت صحت سنجی نتایج بدست آمده از تحلیل مودال بوسیله نرم افزار OpenSees، نتایج گزارش شده از برنامه آزمایشگاهی و نتایج حاصله از مطالعات سایر محققان با نتایج تحقیق حاضر مورد مقایسه قرار گرفته اند که این مقایسه برای دو مود اصلی ارتعاشی سازه در جدول (۵) ارائه گردیده است. ارزیابی نتایج و مقایسه آن ها با نتایج آزمایشگاهی نشان دهنده دقت خیلی خوب تحلیل نرم افزاری است. میزان اختلاف بسیار ناچیز است و برای دوره تناوب در مود های اول و دوم به ترتیب برابر  $1/39$  و  $1/16$  درصد می باشد. این اختلاف اندک گواهی محکم برای صحت مدل سازی و تعریف دقیق سختی و جرم سازه است. اشکال مود های اول و دوم سازه را نیز می توان در شکل (۹) مشاهده نمود.

جدول ۵: مقایسه نتایج دوره تناوب های اصلی سازه حاصل از تحقیق حاضر و نتایج آزمایشگاهی و سایر مطالعات به منظور صحت سنجی

نوع مدل سازی	پژوهشگران	سال انجام تحقیق	دوره تناوب (ثانیه)	
			مود اول	مود دوم
OpenSees	تحقیق حاضر	۲۰۱۸	$0/8086$	$0/7688$
آزمایشگاهی	کمیته آزمایش [۴۲]	۲۰۰۸	$0/82$	$0/74-0/78$
OpenSees	ژووی و همکاران [۳۱]	۲۰۰۸	$0/7226$	$0/6906$
E-Simulator	تاگاو و همکاران [۴۲]	۲۰۱۵	$0/826$	$0/808$
۳۵ □□□□□ □□□□□ □□□□□	لیگنوز و همکاران [۴۳]	۲۰۱۳	$0/8$	$0/76$



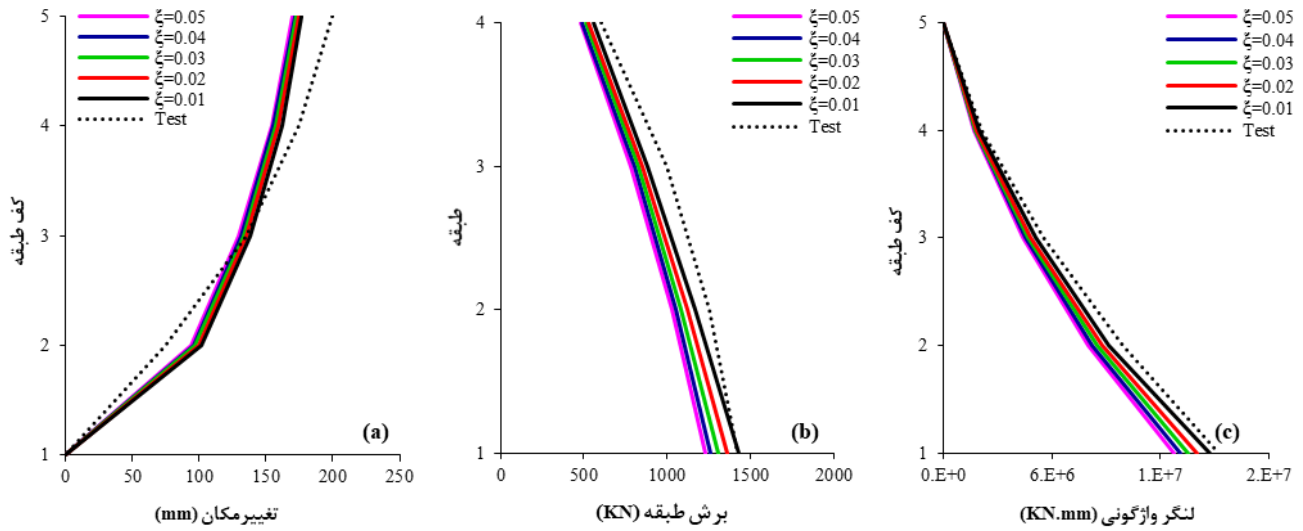
شکل ۹: شکل مود های ارتعاشی اول و دوم سازه

## ۳-۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

جهت تعیین و محاسبه پاسخ‌های واقعی سازه و مقایسه آن با نتایج حاصل از برنامه آزمایشگاهی، تمامی مدل‌ها در نرم افزار OpenSees تحت تحریک زلزله کوبه ژاپن با ضریب مقیاس ۰/۶ قرار گرفتند و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای آن‌ها انجام شده است. سازه‌های سه بعدی مدل شده به طور کلی دارای ۳۴ گره اصلی و ۵۲ المان تیر و ستون غیرخطی می‌باشند. برای حل معادلات دینامیکی از روش انتگرال گیری عددی نیومارک ( $\alpha=0/5$  و  $\beta=0/25$ ) با گام‌های زمانی ۰/۰۰۵ ثانیه که نصف گام زمانی رکورد زلزله می‌باشد، استفاده شده است. در این تحقیق روش نیوتن به منظور در نظر گرفتن تکرار در تحلیل غیرخطی به کار گرفته شده و در ضمن برای انجام تست همگرایی تحلیل نیز از روش افزایش انرژی بهره برده شده است.

## ۵- شرح و تفسیر نتایج

به منظور ارزیابی اثرات مقدار و نحوه مدلسازی میرایی ذاتی بر پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه‌های فولادی کوتاه مرتبه، سازه فولادی ۴ طبقه‌ای با سیستم قاب خمشی که در مقیاس واقعی بر روی میز لرزه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته به عنوان معیار انتخاب و در نرم افزار OpenSees مدلسازی شده است. برای مدلسازی میرایی ذاتی از ۳ روش میرایی متناسب با جرم و سختی (فرض کلاسیک رایلی)، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی بهره برده شده و ۵ مقدار متفاوت برای نسبت میرایی (۰/۰۵، ۰/۰۴، ۰/۰۳، ۰/۰۲، ۰/۰۱) در نظر گرفته شده است. پس از انجام تحلیل، پاسخ‌های اصلی سازه نظیر تغییرمکان، برش و لنگر واژگونی طبقات برای هر دو جهت شمالی- جنوبی و شرقی- غربی استخراج و با نتایج حاصل از برنامه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. از آنجائیکه روند پاسخ‌های سازه و خطاهای آن‌ها برای هر دو جهت اصلی مشابه می‌باشد، تنها نتایج جهت شمالی- جنوبی ارائه گردیده و از بیان نتایج جهت شرقی- غربی صرف نظر شده است. به عنوان نمونه روند تغییر پاسخ‌های تغییرمکان، برش و لنگر واژگونی طبقات برای مدل میرایی رایلی و نسبت‌های متفاوت میرایی را می‌توان در شکل (۱۰) مشاهده نمود. همانگونه که مشاهده می‌گردد روند پاسخ‌های نرم افزاری انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. مقادیر پاسخ‌های تغییرمکان، برش و لنگر واژگونی طبقات برای سه مدل میرایی انتخاب شده و ۵ نسبت میرایی متفاوت در جداول (۶) تا (۸) آورده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود تغییرات پاسخ تغییرمکان برای مقادیر متفاوت نسبت میرایی قابل توجه نمی‌باشد، اما تغییرات پاسخ‌های دیگر چشمگیر است. به عنوان نمونه اختلاف تغییرمکان طبقه اول سازه با میرایی رایلی برای دو نسبت میرایی ۱ و ۵ درصد تنها حدود ۸mm می‌باشد، اما این در حالیست که برای این سازه در همین طبقه و برای همین نسبت‌های میرایی میزان اختلاف برش و لنگر واژگونی به ترتیب برابر ۲۰۶KN و ۱۹۵۱KN.m می‌باشد که مقادیری قابل توجه و تامل برانگیز هستند. اختلاف پاسخ‌ها در اثر تغییر نسبت میرایی برای دو مدل دیگر میرایی در مقایسه با مدل رایلی مقادیر کمتری را نشان می‌دهند. اختلاف تغییر مکان، برش و لنگر واژگونی در شرایط مذکور برای میرایی متناسب با جرم به ترتیب برابر ۶/۸mm، ۱۶۲/۶KN و ۱۶۲۱KN.m و برای میرایی متناسب با سختی به ترتیب برابر ۶/۸۴mm، ۱۶۲/۷KN و ۱۵۷۰/۳KN.m می‌باشد. از طرف دیگر نتایج نشان‌دهنده‌ی این موضوع نیز می‌باشد که نحوه مدلسازی میرایی تاثیر بسزایی بر تغییرمکان طبقات ندارد و اثرات مدلسازی در سایر پاسخ‌ها نمایان می‌گردد. به عنوان مثال برای سازه با مدل میرایی رایلی و نسبت میرایی ۱ درصد تغییرمکان طبقه اول برابر ۱۰۱/۸mm است که این پاسخ برای مدل‌های میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی با همین نسبت میرایی به ترتیب برابر ۱۰۱/۹mm و ۱۰۳/۷mm می‌باشد و می‌توان گفت تغییرات ناچیز و قابل صرف نظر است. اما براساس نتایج می‌توان گفت نحوه مدلسازی در پاسخ‌های برش و لنگر واژگونی طبقات تاثیرگذار است و می‌تواند منجر به مقادیر متفاوتی شود. برای همین طبقه و برای مدل رایلی با نسبت میرایی ۱ درصد مقادیر برش و لنگر واژگونی به ترتیب برابر ۱۴۳۳/۵KN و ۱۴۷۱۱/۵KN.m است در حالیکه برای مدل‌های میرایی متناسب با جرم برابر با ۱۵۲۴/۵KN و ۱۵۵۴۸/۸KN.m و متناسب با سختی برابر ۱۳۷۳/۳KN و ۱۴۱۹۵/۳KN.m می‌باشد. طبق این نتایج مدل‌های میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی به ترتیب بیشترین و کمترین مقادیر برش و لنگر واژگونی را در بین ۳ مدل میرایی مفروض ایجاد می‌کنند که این روند با نتایج گزارش شده توسط اردوران (۲۰۱۲) [۱] کاملاً در تطابق است.



شکل ۱۰: پاسخ‌های تغییر مکان (a)، برش (b) و لنگر واژگونی طبقات (c) برای میرایی متناسب با جرم و سختی (رایلی)

جدول ۶: نتایج حاصل از تحلیل‌های نرم افزاری براساس میرایی متناسب با جرم و سختی (میرایی رایلی)

پاسخ	کف	$\xi=0.01$	$\xi=0.02$	$\xi=0.03$	$\xi=0.04$	$\xi=0.05$
تغییر مکان (mm)	۵	۱۷۶/۸	۱۷۴/۵	۱۷۲/۸	۱۷۱/۴	۱۶۹/۶
	۴	۱۶۱/۶	۱۵۹/۳	۱۵۷/۴	۱۵۵/۸	۱۵۴
	۳	۱۳۷/۸	۱۳۵/۱	۱۳۳	۱۳۱/۳	۱۲۹/۴
	۲	۱۰۱/۸	۹۹/۱۵	۹۷/۰۵	۹۵/۳۲	۹۳/۶۲
برش (KN)	۴	۵۶۱/۶۵	۵۳۱/۱۴	۵۱۰/۳۴	۴۹۲/۵۱	۴۷۸/۰۹
	۳	۸۸۳/۹۳	۸۵۰/۸	۸۲۶/۲۶	۸۰۲/۸۹	۷۸۲/۵
	۲	۱۱۷۰/۵۸	۱۱۱۹/۶	۱۰۸۲/۸۲	۱۰۵۱/۸۸	۱۰۲۶/۱۴
	۱	۱۴۳۳/۵۱	۱۳۶۰/۲۴	۱۳۰۷/۳۵	۱۲۶۳/۶۴	۱۲۲۷/۵
لنگر واژگونی (KN.m)	۴	۱۹۶۵/۷۹	۱۸۵۸/۹۹	۱۷۸۶/۲۲	۱۷۲۳/۸۱	۱۶۷۳/۳۴
	۳	۵۰۵۹/۵۷	۴۸۳۶/۸	۴۶۷۸/۱۶	۴۵۳۳/۹۶	۴۴۱۲/۱۱
	۲	۹۱۵۶/۶	۸۷۵۵/۴۱	۸۴۶۸/۰۵	۸۲۱۵/۵۶	۸۰۰۳/۶
	۱	۱۴۷۱۱/۴۷	۱۴۰۲۶/۳۵	۱۳۵۳۴/۰۵	۱۳۱۱۲/۱۹	۱۲۷۶۰/۱۷

جدول ۷: نتایج حاصل از تحلیل‌های نرم افزاری براساس میرایی متناسب با جرم

پاسخ	کف	$\xi=0.01$	$\xi=0.02$	$\xi=0.03$	$\xi=0.04$	$\xi=0.05$
تغییر مکان (mm)	۵	۱۷۶/۲	۱۷۴/۱	۱۷۲/۳	۱۷۰/۵	۱۶۸/۳
	۴	۱۶۰/۷	۱۵۸/۸	۱۵۷/۲	۱۵۵/۵	۱۵۳/۵
	۳	۱۳۷/۴	۱۳۵/۵	۱۳۳/۸	۱۳۲/۱	۱۳۰
	۲	۱۰۱/۹	۱۰۰/۳	۹۸/۷۱	۹۷/۰۴	۹۵/۱
برش (KN)	۴	۵۹۱/۳۳	۵۷۴/۶۵	۵۵۵/۸۶	۵۳۸/۸۶	۵۲۲/۵۸
	۳	۹۳۰/۴۱	۹۰۸/۶۴	۸۸۴/۸۴	۸۶۳/۴۳	۸۴۲/۷۷
	۲	۱۲۳۲/۸۷	۱۱۹۹/۸۷	۱۱۶۵/۶	۱۱۳۴/۹۸	۱۱۰۶/۳۲
	۱	۱۵۲۴/۵۴	۱۴۸۱/۷۶	۱۴۳۸/۴	۱۳۹۹/۲۷	۱۳۶۱/۹
لنگر واژگونی (KN.m)	۴	۲۰۶۹/۶۵	۲۰۱۱/۳	۱۹۴۵/۵۱	۱۸۸۶/۰۳	۱۸۲۹/۰۳
	۳	۵۳۲۶/۱۲	۵۱۹۱/۵۶	۵۰۴۲/۴۷	۴۹۰۸/۰۴	۴۷۷۸/۷۳
	۲	۹۶۴۱/۱۹	۹۳۹۱/۱۱	۹۱۲۲/۱	۸۸۸۰/۴۸	۸۶۵۰/۵۲
	۱	۱۵۵۴۸/۸	۱۵۱۳۲/۹۵	۱۴۶۹۵/۹۴	۱۴۳۰۲/۶۶	۱۳۹۲۷/۹

جدول ۸: نتایج حاصل از تحلیل‌های نرم افزاری براساس میرایی متناسب با سختی

پاسخ	کف	$\xi=0.01$	$\xi=0.02$	$\xi=0.03$	$\xi=0.04$	$\xi=0.05$
تغییر مکان (mm)	۵	۱۸۰/۵	۱۷۸/۹	۱۷۷/۹	۱۷۷/۲	۱۷۵/۶
	۴	۱۶۵	۱۶۲/۹	۱۶۱/۶	۱۶۰/۸	۱۵۹/۳
	۳	۱۴۰/۴	۱۳۷/۷	۱۳۶/۱	۱۳۵/۳	۱۳۳/۸
	۲	۱۰۳/۷	۱۰۰/۶	۹۸/۹۵	۹۸/۱۹	۹۶/۸۶
برش (KN)	۴	۵۳۵/۶۴	۵۱۰/۰۲	۴۹۴/۳۲	۴۸۲/۷۳	۴۷۲/۲۴
	۳	۸۶۲/۶۸	۸۳۴/۲۵	۸۱۱/۹۸	۷۹۳/۷۴	۷۷۶/۷۴
	۲	۱۱۳۶/۹۴	۱۰۹۲/۹۳	۱۰۶۰/۱۵	۱۰۳۵/۲۱	۱۰۱۷/۷۷
	۱	۱۳۷۳/۳۷	۱۳۰۶/۴۳	۱۲۶۲/۷۲	۱۲۳۱/۸۳	۱۲۱۰/۶۷
لنگر واژگونی (KN.m)	۴	۱۸۷۴/۷۶	۱۷۸۵/۰۹	۱۷۳۰/۱۲	۱۶۸۹/۵۶	۱۶۵۲/۸۴
	۳	۴۸۹۴/۱۸	۴۷۰۴/۹۷	۴۵۷۲/۰۷	۴۴۶۷/۶۷	۴۳۷۱/۴۴
	۲	۸۸۷۳/۴۸	۸۵۳۰/۲۳	۸۲۸۲/۶۲	۸۰۹۰/۹۲	۷۹۳۳/۶۶
	۱	۱۴۱۹۵/۲۹	۱۳۵۹۲/۶۶	۱۳۱۷۵/۶۸	۱۲۸۶۴/۲۷	۱۲۶۲۵/۰۲

به منظور ارزیابی تاثیرات مقدار نسبت میرایی و نحوه مدلسازی آن بر پاسخ‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی، میزان خطای پاسخ-های بدست آمده طبق رابطه (۶) تعیین و در قالب گراف‌هایی ارائه گردیده است.

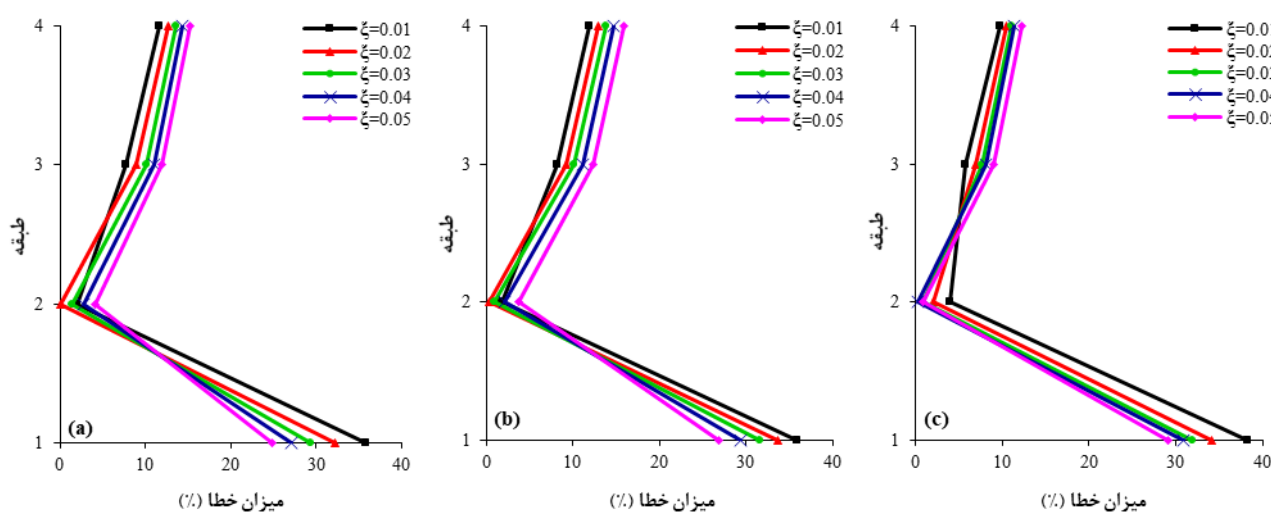
$$\text{میزان خطا (\%)} = \frac{|(R_{OpenSees} - R_{Test})|}{(R_{Test})} \times 100 \quad (۶)$$

در این رابطه  $R_{OpenSees}$  و  $R_{Test}$  به ترتیب بیانگر پاسخ‌های حاصل از تحلیل‌های نرم افزاری و برنامه آزمایشگاهی هستند.

### ۱-۵- اثرات مقدار نسبت میرایی ذاتی بر پاسخ تغییر مکان طبقات

این بخش بر روی میزان تاثیرگذاری مقادیر متفاوت نسبت میرایی بر پاسخ تغییر مکان طبقات سازه متمرکز شده است. شکل (۱۱) تاثیر تغییر نسبت میرایی بر میزان خطای تغییر مکان طبقات را برای سه مدل میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی نمایان می‌سازد. همانطور که انتظار می‌رفت با توجه به نزدیک بودن مقادیر تغییر مکان برای نسبت‌های مختلف میرایی، میزان خطای آن‌ها نیز نزدیک می‌باشد. بر اساس این شکل می‌توان اینگونه بیان کرد که کاهش نسبت میرایی موجب کاهش خطای پاسخ تغییر مکان در طبقات بالایی سازه در هر سه مدل میرایی می‌شود و نسبت میرایی ۱ درصد دارای کمترین خطا است. به عنوان مثال با

استفاده از نسبت میرایی ۱ درصد میزان خطای تغییر مکان بام در مقایسه با نسبت میرایی ۵ درصد برای مدل‌های میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی به ترتیب حدود ۲۴، ۲۵ و ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. بر خلاف طبقات بالایی، این روند در طبقات پائینی عوض شده و کمترین خطا در طبقه اول مربوط به نسبت میرایی ۵ درصد است. برای مدل‌های میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی نیز الگوی مشابهی مشاهده می‌شود. از آنجائیکه نسبت میرایی به طور مستقیم در ماتریس میرایی و به تبع آن در نیروهای میرایی تاثیرگذار است، در نظر گرفتن مقادیر بالای آن بر اساس فرضیات تجربی می‌تواند منجر به نیروهای اضافی میرایی و در نهایت پاسخ‌های غیرواقعی در طبقات سازه شود. مدینا و زارعیان نیز در سال ۲۰۱۰ [۲۲] در راستای تحقیقشان گزارش نمودند که علت اصلی دست پایین بودن پاسخ تغییر مکان نیروهای اضافی ناشی از میرایی است.

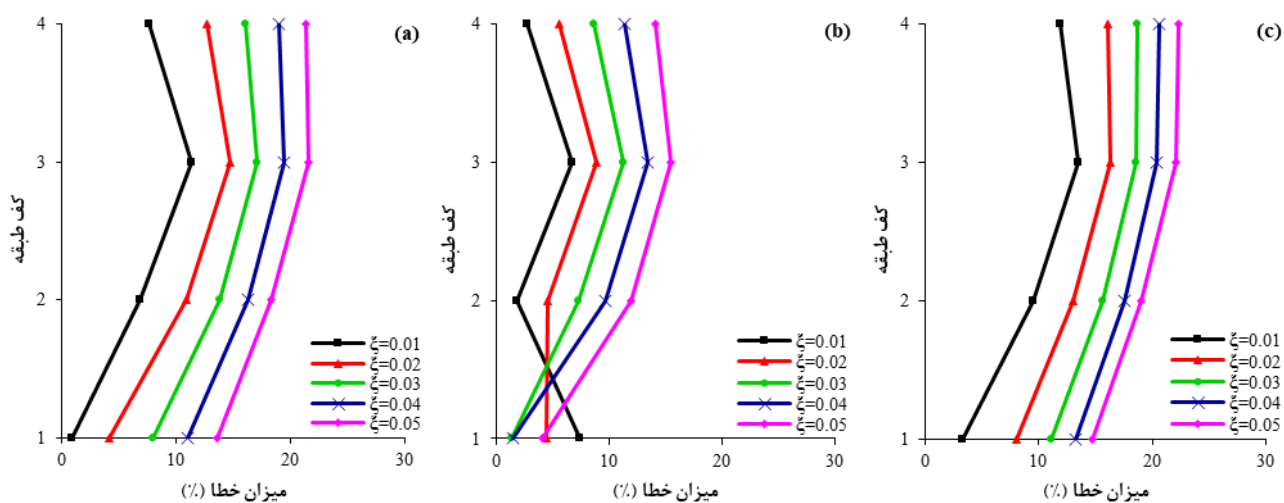


شکل ۱۱: تاثیر مقدار نسبت میرایی بر تغییر مکان طبقات (a) میرایی رایلی، (b) میرایی متناسب با جرم و (c) میرایی متناسب با سختی

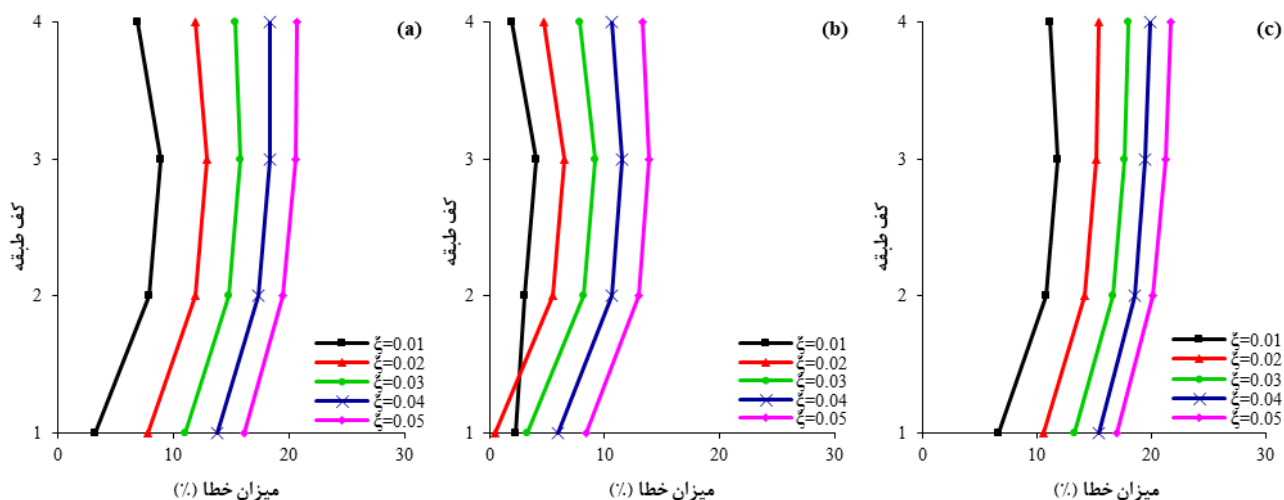
## ۲-۵- اثرات مقدار نسبت میرایی ذاتی بر پاسخ‌های برش و لنگر واژگونی طبقات

میزان خطای پاسخ‌های برش و لنگر واژگونی طبقات سازه برای هر سه مدل میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی با در نظر گرفتن ۵ مقدار متفاوت نسبت میرایی در اشکال (۱۲) و (۱۳) ارائه شده است. در سازه‌هایی که میرایی در آن‌ها به روش رایلی و یا متناسب با سختی مدل شده است خطای مربوط به برش طبقات با کاهش نسبت میرایی کاهش یافته است که این کاهش کاملاً قابل توجه می‌باشد. برای میرایی متناسب با جرم نیز به استثنای طبقه اول می‌توان روند مشابهی را مشاهده نمود. بیشترین کاهش میزان خطای برش برای نسبت میرایی ۱ درصد در مقایسه با نسبت میرایی ۵ درصد در مدل‌های میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی به ترتیب برابر ۹۲، ۸۴ و ۷۷ درصد است. تغییر نسبت میرایی تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر میزان خطای لنگر واژگونی طبقات دارد به طوری که کاهش آن باعث کاهش چشمگیر خطا در پاسخ تمامی طبقات می‌شود. استفاده از نسبت میرایی ۱ درصد به جای نسبت ۵ درصد می‌تواند خطای لنگر واژگونی را برای مدل‌های میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی به ترتیب حداکثر تا ۸۰، ۸۵ و ۶۱ درصد کاهش دهد.





شکل ۱۲: تاثیر مقدار نسبت میرایی بر برش طبقات (a) میرایی رایلی، (b) میرایی متناسب با جرم و (c) میرایی متناسب با سختی

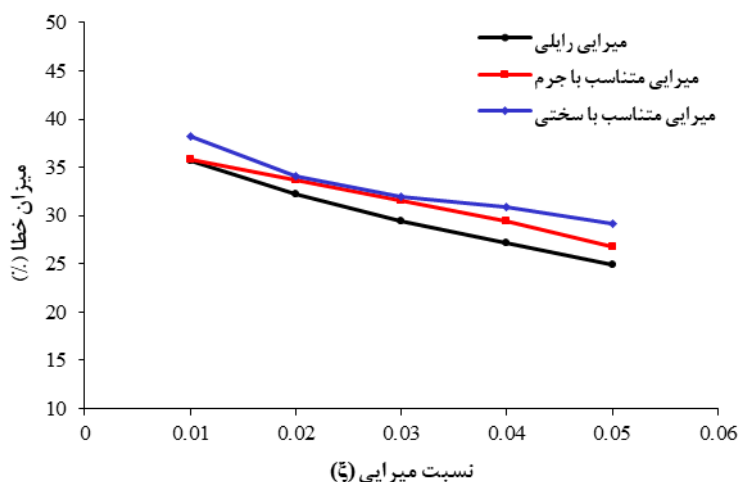


شکل ۱۳: تاثیر مقدار نسبت میرایی بر لنگر واژگونی طبقات (a) میرایی رایلی، (b) میرایی متناسب با جرم و (c) میرایی متناسب با سختی

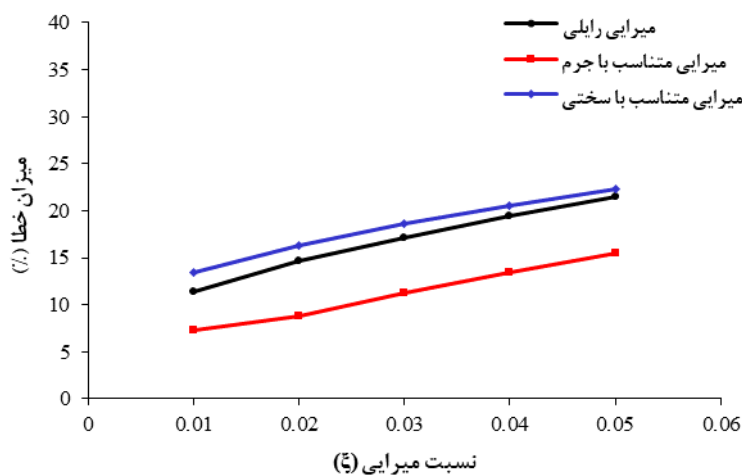
### ۳-۵- اثرات نحوه مدلسازی میرایی ذاتی بر پاسخهای سازه

در این بخش میزان تاثیر تغییر روش مدلسازی میرایی ذاتی بر پاسخهای اصلی سازه مورد ارزیابی قرار گرفته است. جهت بررسی تاثیر نحوه مدلسازی میرایی بر میزان خطای پاسخها، بیشترین خطای پاسخهای تغییرمکان، برش و لنگر واژگونی در طبقات سازه برای هر سه مدل میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی استخراج و به عنوان تابعی از مقادیر متفاوت نسبت میرایی در قالب اشکال (۱۴) تا (۱۶) ارائه گردیده‌اند. همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌گردد مدل میرایی رایلی بهترین عملکرد و مدل میرایی متناسب با سختی بدترین عملکرد را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که میرایی متناسب با سختی در مقایسه با میرایی متناسب با جرم سهم کمی از میرایی ویسکوز ذاتی را شامل می‌شود [۱۱] و نمی‌تواند به تنهایی گزینه مناسبی برای تخمین میرایی ذاتی سازه باشد. عملکرد ضعیف تر مدل میرایی متناسب با سختی را می‌توان در خطای پاسخهای برش و لنگر واژگونی نیز ملاحظه نمود. در اشکال (۱۵) و (۱۶) خطای کمتر برش و لنگر واژگونی برای میرایی متناسب با جرم در مقایسه با دو مدل دیگر میرایی به وضوح مشاهده می‌شود. از آنجائیکه به موجب استفاده از مدل میرایی متناسب با جرم پاسخهای شتاب طبقات دقت مناسبتری داشته‌اند، پاسخهای برش و لنگر

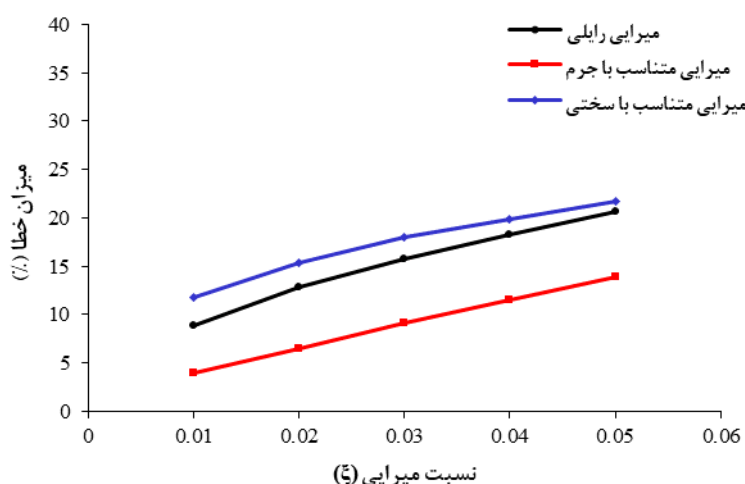
واژگونی طبقات نیز به تبع آن خطای کمتری را در مقایسه با مدل‌های میرایی رایلی و میرایی متناسب با سختی نشان می‌دهند. اردوران در سال ۲۰۱۲ [۱] این چنین نتیجه‌گیری کرد که مدل میرایی متناسب با جرم منجر به پاسخ شتاب بزرگتر و واقع‌گرایانه‌تر می‌شود و سازه‌های مدل شده با میرایی متناسب با جرم خطای کمتری را نشان می‌دهند که این نتیجه با روند مشاهده شده در این تحقیق تطابق دارد. خطای بالاتر پاسخ‌ها برای مدل‌های میرایی متناسب با سختی و میرایی رایلی را می‌توان به نیروها و لنگرهای اضافی محتمل در اتصالات سازه به علت استفاده از سختی اولیه برای محاسبه ماتریس میرایی نیز نسبت داد [۴۴].



شکل ۱۴: تاثیر نحوه مدل‌سازی میرایی ذاتی بر حداکثر خطای تغییر مکان



شکل ۱۵: تاثیر نحوه مدل‌سازی میرایی ذاتی بر حداکثر خطای برش



شکل ۱۶: تاثیر نحوه مدلسازی میرایی ذاتی بر حداکثر خطای لنگر واژگونی

## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله اثرات مقدار و نحوه معرفی میرایی ویسکوز ذاتی بر پاسخ‌های غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور سازه‌ای ۴ طبقه که بر روی میز لرزه در سال ۲۰۰۷ آزمایش گردیده به عنوان معیار اصلی در نرم افزار OpenSees مدلسازی شد. جهت در نظر گرفتن میرایی ذاتی از ۳ روش میرایی رایلی، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی، با ۵ مقدار متفاوت نسبت میرایی (ξ) بهره برده شد. پس از انجام تحلیل تاریخیچه زمانی پاسخ‌های اصلی سازه‌های مدل شده نظیر تغییر مکان، برش و لنگر واژگونی طبقات استخراج و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. بر مبنای مقایسه پاسخ‌های نرم افزاری و آزمایشگاهی، و همچنین بررسی میزان خطای نتایج می‌توان اینگونه بیان نمود که برخلاف تصور عامیانه بر ناچیز بودن اثر میرایی ذاتی بر پاسخ‌های سازه، مقدار و نحوه مدلسازی میرایی ویسکوز ذاتی می‌تواند بر نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تاثیرگذار باشند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که میزان خطای پاسخ‌های تغییر مکان، برش و لنگر واژگونی طبقات در اکثر موارد با کاهش مقدار نسبت میرایی (ξ) کاهش می‌یابد. این کاهش خطا برای تغییر مکان بام سازه با نسبت میرایی ۱٪ حدود ۲۵٪ است اما برای پاسخ‌های برش و لنگر واژگونی کاملاً قابل توجه می‌باشد به طوری که با تغییر نسبت میرایی از ۵٪ به ۱٪ خطای برش، حداکثر تا ۹۳٪ و خطای لنگر واژگونی، حداکثر تا ۸۰٪ کاهش می‌یابند. در این بین تاثیر کاهش نسبت میرایی بر کاهش خطای پاسخ‌ها برای مدل‌های میرایی رایلی و میرایی متناسب با جرم بیشتر است. از آنجائیکه نسبت میرایی به طور مستقیم در ماتریس میرایی و به تبع آن در نیروهای میرایی تاثیرگذار است، در نظر گرفتن مقادیر بالای آن بر پایه فرضیات تجربی می‌تواند منجر به نیروهای اضافی میرایی و در نهایت پاسخ‌های دست پایین و غیر-واقعی در طبقات سازه شود. بر این اساس نسبت میرایی ۵٪ که در استاندارد ۲۸۰۰ نیز پیشنهاد گردیده است برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه مناسب نیست و بر مبنای نتایج حاصل از تحقیق حاضر نسبت میرایی ۱٪ برای تحلیل این نوع سازه توصیه می‌گردد. در میان ۳ مدل میرایی مورد بررسی در این تحقیق مدل‌های میرایی رایلی و میرایی متناسب با جرم منجر به نتایج واقع‌گرایانه‌تری شدند و خطای کمتری را نشان دادند. مدل میرایی متناسب با سختی بدترین عملکرد را دارا می‌باشد و منجر به خطاهای بزرگتر شده است. با توجه به اینکه میرایی متناسب با سختی در مقایسه با میرایی متناسب با جرم سهم کمی از میرایی ویسکوز ذاتی را شامل می‌شود به تنهایی نمی‌تواند گزینه مناسبی برای مدلسازی میرایی ذاتی سازه باشد.

## مراجع

- [1] Erduran, E. (2012). Evaluation of Rayleigh damping and its influence on engineering demand parameter estimates. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume (41), Page (1405–1919).
- [2] Petrini, L. Maggi, C. Priestley, N. and Calvi, M. (2008). Experimental verification of viscous damping modeling for inelastic time history analyses. *Journal of Earthquake Engineering*, Volume (12), Page (125–145).
- [3] Butterworth, J. Lee, J.H. and Davidson, B. (2004). Experimental Determination of Modal Damping from Full Scale Testing. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada.
- [4] Smyrou, E. Priestley, M.J.N. and Carr, A.J. (2011). Modelling of elastic damping in nonlinear time-history analyses of cantilever RC walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume (9), Page (1559–1578).
- [5] Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006). Plastic hinge integration methods for force based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Volume (132), Page (244–252).
- [6] Nashif, A. D. Jones, D. I. G. and Henderson, J. P. (1985). *Vibration damping*. John Wiley Interscience Publications, New York.
- [7] Lazan, B. J. (1968). *Damping of materials and members in structural mechanics*. Pergamon, Oxford, U.K.
- [8] Kareem, A. and Gurley, K. (1996). Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volume (59), Page (131–57).
- [9] Chopra, A.K. and McKenna, F. (2016). Modeling Viscous Damping in Nonlinear Response History Analysis of Buildings for Earthquake Excitation. *Earthquake and Structural Dynamics*, Volume (45), Page (193–211).
- [10] Chopra, A.K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th edition. Prentice Hall:Englewood Cliffs, New Jersey.
- [11] Pant, D.R. Wijeyewickrema, A.C. and ElGawady, M.A. (2013). Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings. *Earthquake and Structural Dynamics*, Volume (42), Page (2321–2339).
- [12] Building and Housing Research Center. (2015). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. (Standard No. 2800) 4th edition. Tehran. (In Persian).
- [13] Beshart Ferdowsi, M. Haghollahi, A. and Abbasi, M. (2011). Investigating the effect of damping ratio on time history analysis results of high-rise steel structures. In: *2th Conference on Steel and Structure*. Tehran, Iranian Society of Steel Structures (ISSS). (In Persian).
- [14] TBI. (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), College of Engineering University of California, Berkeley.
- [15] Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1997). *Vibration Properties of Buildings Determined from Recorded Earthquake Motions*. UCB/EERC Report 97/14, University of California, Berkeley, California.
- [16] Chrisp, D. (1980). *Damping models for inelastic structures*. Master's Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [17] Carr, A.J. (1997). Damping models for inelastic analysis. In: *Proceedings Asia-Pacific Vibration Conference*. Kyonju, Korea.
- [18] Bernal, D. (1994). Viscous damping in inelastic structural response. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Volume(120), Page (1240–1254).
- [19] Hall, J.F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume (35), Page (525–545).
- [20] Ryan, K.L. and Polanco, J. (2008). Problems with Rayleigh damping in base-isolated buildings. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Volume (134), Page (1780–1784).
- [21] Charney, F.A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of Structural Engineering*, Volume (134), Page (581-592).
- [22] Zareian, F. and Medina, R.A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, Volume (88), Page (45–53).
- [23] Leger, P. and Dussault, S. (1992). Seismic-energy dissipation in MDOF structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Volume (118), Page (1251–1267).
- [24] Jehel, P. Leger, P. and Ibrahimbegovic, A. (2014). Initial versus tangent stiffness-based Rayleigh damping in inelastic time history analysis. *Earthquake and Structural Dynamics*, Volume (43), Page (467–484).
- [25] Luco, J.E. (2008). A note on classical damping matrices. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume (37), Page (615–626).

- [26] Nakamura, N. (2017). Time history response analysis using extended Rayleigh damping model. *Procedia Engineering*, Volume (199), Page (1472–1477).
- [27] Luco, J.E. and Lanzani, A. (2017). A new inherent damping model for inelastic time-history analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume (46), Page (1919–1939).
- [28] Carr, A.J. Puthanpurayil, A.M. Lavan, O. and Dhakal, R.P. (2017). Damping models for inelastic time-history analyses-a proposed modelling approach. In: *16th World Conference on Earthquake*. Santiago Chile, 16WCEE.
- [29] Danguang, P. Genda, C. and Zuocai, W. (2014). Suboptimal Rayleigh damping coefficients in seismic analysis of viscously-damped structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Volume (13), Page (653–670).
- [30] Cruz, C. and Miranda, E. (2017). Evaluation of the Rayleigh damping model for buildings. *Engineering Structures*, Volume (138), Page (324–336).
- [31] Xuwei, C. Xiaolei, H. Cheang, J. Shengyi, L. and Guiniu, M. (2008). Dynamic Inelastic Numerical Simulation for a Shaking Table Test of a Full Scale Steel Moment Frame Structure based on OpenSEES. In: *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- [32] Pavan, A. Pinho, R. and Antoniou, S. (2008). Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested Under Dynamic Conditions. In: *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- [33] Yamada, S. Suita, K. Tada, M. Kasai, K. Matsuoka, Y. and Shimada, Y. (2008). Collapse Experiment On 4-Story Steel Moment Frame: Part 1 Outline Of Test Results. In: *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- [34] SeismoStruct Verification Report. (2016). *Full-scale, four-storey 3D steel frame*. CHAPTER 4, Software verifications (comparison with experimental results).
- [35] Pavan, A. (2008). *Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested under Dynamic Conditions*. MSc Dissertation, ROSE School, Pavia, Italy.
- [36] Mazzoni, S. McKenna, F. Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006). *OpenSEES Command Language Manual*. Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley. (<http://OpenSees.Berkeley.edu>).
- [37] Hosseini, S. M. and Kenarangi, H. (2015). *Application of OpenSees software in modelling and analysis of structures*. ۳۰۰ ۰۰۰۰۰۰۰۰. ۰۰۰۰۰۰۰: ۰۰۰۰۰۰۰. (In Persian).
- [38] Kent, D. C. and Park, R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division, (ASCE)*, Volume (97), Page (۱۹۶۹–۱۹۹۰).
- [39] Scott, B.D. Park, R. and Priestley, M.J.N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Journal*, Volume (79), Page (13–27).
- [40] Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. *Preliminary Report, Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Volume (13), Page (15–22).
- [41] Komachi, Y. (2012). *Applicable modeling using OpenSEES software*. Tehran: Fadak Isatis. (In Persian).
- [42] Tagawa, H. Miyamura, T. Yamashita, T. Kohiyama, M. and Ohsaki, M. (2015). Detailed Finite Element Analysis of Full-scale Four-story Steel Frame Structure subjected to Consecutive Ground Motions. *International Journal of High-Rise Buildings*, Volume (4), Page (65–73).
- [43] Lignos, D.G. Hikino, T. Matsuoka, Y. and Nakashima, M. (2013). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests. *Journal of Structural Engineering*, Volume (139), Page (120–۱۳۲).
- [44] Alipour, A. and Zareian, F. (2008). Study Rayleigh damping in structures; uncertainties and treatments. In: *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.