

رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی با توزیع غیریکنواخت جرم در ارتفاع

سید بهرام بهشتی اول^{۱*}، عبدالرضا سروقد مقدم^۲، وحید محسنیان^۳

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران
۲- دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
۳- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

چکیده

توزیع غیریکنواخت جرم در ارتفاع یکی از منابع مهم شکل‌گیری نامنظمی در ساختمان‌ها بوده که حین زلزله می‌تواند منجر به تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی و به دنبال آن خرابی‌های موضعی یا کلی در ساختمان گردد. نظر به کمبود اطلاعات و تجربه رفتار در زلزله‌های قوی گذشته در ساختمان‌های بتنی با سیستم نوین قالب‌تولی، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع امری ضروری می‌نماید. در این تحقیق، رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولی ۵ و ۱۰ طبقه با الگوهای مختلف نامنظمی جرمی در ارتفاع در محدوده تغییرشکل‌های غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفت. بدین منظور سطوح عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های مورد مطالعه تحت زلزله طرح با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی و بارافزون بررسی شد. برآورد منحنی‌های شکنندگی در سطوح مختلف شدت از دیگر دستاوردهای این تحقیق است. نتایج بیانگر عملکرد مطلوب سیستم ساختمانی مورد مطالعه و تامین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه تحت حداکثر زلزله طراحی استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. به علاوه، مشخص شد که پاسخ مودی ارتعاشی در سیستم متأثر از ارتفاع ساختمان و الگوهای توزیع جرم در ارتفاع نیست. به نظر می‌رسد، بند پنجم از ضوابط ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران در خصوص طرح و اجرای ساختمان‌های بتنی با سیستم قالب‌تولی که بر منظم بودن در ارتفاع تاکید می‌کند، حداقل برای مدل‌ها و الگوهای نامنظمی مورد مطالعه، سختگیرانه و محتاطانه است.

کلمات کلیدی: سیستم قالب‌تولی، سطح عملکرد، نامنظمی جرمی، نامنظمی در ارتفاع، منحنی‌های شکنندگی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2017.78052.1086	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2017.78052.1086	۹۷/۱۲/۲۸	۱۳۹۶/۰۵/۰۶	۱۳۹۶/۰۵/۰۶	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۵/۱۱/۲۶
			*نویسنده مسئول:		سید بهرام بهشتی اول
			پست الکترونیکی:		beheshti@kntu.ac.ir

Seismic Behavior of Tunnel Form Reinforced Concrete Buildings with Mass Irregularity in Elevation

S.Bahram Beheshti-Aval^{1*}, Abdolreza S.Moghadam², Vahid Mohsenian³

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

2- Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake and Seismology, Tehran, Iran

3- M.Sc. in Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Science and Culture, Tehran, Iran

ABSTRACT

Non-uniform mass distribution in elevation is one of the main sources of irregularity in buildings that could lead to concentration of nonlinear deformations followed by local or global damage to buildings during earthquake excitation. Considering lack of accurate information about behavior of tunnel form RC buildings in preceding earthquakes, it is required to evaluate vulnerability of such buildings with mass irregularity in elevation. In this research, seismic behavior of tunnel form RC buildings with heights of 5 and 10 stories, having different patterns of non-uniform mass distributions in elevation is studied in the nonlinear deformation range. For this purpose, seismic performance levels of understudied buildings under design earthquake are determined using time history analysis as well as pushover analysis. Fragility curves are developed by analytical approach for different hazard levels. The results show excellent performance of this structural system and placement in immediate occupancy performance level under maximum design earthquake Iranian seismic code (standard No. 2800). Moreover, modal vibration response of the system is not influenced by building height and height-wise mass distribution pattern. It seems that the provision No. 5 of regulations issued by Road, Housing & Urban Development Research Center of Iran pertaining to design and construction of tunnel form RC buildings, which stipulates that this type of buildings have to be regular in elevation, is so strict and conservative for the studied models with selected patterns of mass irregularities.

ARTICLE INFO

Received: 14/02/2017

Revised: 24/06/2017

Accepted: 28/07/2017

Keywords:

Tunnel Form System, Performance Level analysis, Mass irregularity, Irregularity in elevation, Fragility Curves

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering

doi: 10.22065/JSCE.2017.78052.1086

*Corresponding author: S.Bahram Beheshti-Aval

Email address: beheshti@kntu.ac.ir

۱- مقدمه

در یک ساختمان چند طبقه، توزیع غیریکنواخت جرم، سختی و یا مقاومت در ارتفاع، از عوامل تحریک کننده مودهای بالاتر است که فرض طراحی بر اساس مود اول در روش آیین‌نامه‌ای را نقض می‌نماید. تغییر کاربری بعضی از طبقات ساختمان، تغییر در معماری داخلی، حذف و اضافه کردن جداگرا و یا عدم استفاده و خالی از سکنه بودن بعضی از طبقات معمولاً از جمله عواملی هستند که سبب شکل‌گیری نامنظمی جرمی در ارتفاع می‌شوند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که این پدیده عامل خرابی و انهدام برخی از ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته بوده است. در شکل ۱، نمونه خرابی ناشی از نامنظمی جرمی در ارتفاع و انهدام یک طبقه از ساختمان به علت حذف دیوارهای جدا کننده داخلی و اختصاص کاربری کتابخانه به آن نشان داده شده است [۱].



شکل ۱: انهدام طبقه پنجم ساختمان در زلزله کوبه، ژاپن، ۱۹۹۵ [۱]

داس و ناو [۲] طی مطالعاتی، مجموعه نسبتاً بزرگی از ساختمان‌های بتن مسلح با تعداد طبقات و نامنظمی‌های مختلف در ارتفاع را مورد بررسی قرار دادند. ایشان با ارزیابی ضوابط برخی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند UBC، محدودیت کاربرد روش طراحی ساده‌سازی شده (روش تحلیل استاتیکی آیین‌نامه‌ای) در مورد ساختمان‌های دارای نامنظمی در ارتفاع را اثبات نمودند.

دی‌استفانو و همکاران [۳]، با بررسی قاب‌های دو بعدی بتن مسلح نامنظم در ارتفاع، که بر اساس آیین‌نامه اروپا (EC8)، برای شکل‌پذیری زیاد طراحی شده بودند، نتیجه گرفتند که اثر P-Delta قابل توجهی بر عملکرد این سازه‌ها می‌گذارد.

به منظور بررسی تاثیر شکل‌گیری نامنظمی جرمی در ارتفاع، مایکالیس و همکاران [۴] در چند طبقه از یک ساختمان ۹ طبقه فولادی، نسبت جرم دو برابر را لحاظ نموده و ساختمان را تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار دادند. طی این مطالعه مشخص شد که اثر نامنظمی جرمی بر گریزهای بین طبقه‌ای، به اندازه اثر نامنظمی سختی قابل ملاحظه است.

کراوینکلر و همکارش [۵]، اثر نامنظمی در ارتفاع را با ارزیابی توزیع نیاز در طبقات مورد بررسی قرار داده و نتیجه گرفتند که در هر دو حالت خطی و غیرخطی، نامنظمی جرم در ارتفاع، تاثیر نسبتاً کوچکی بر نیازهای گریز و برش طبقه داشته و اثرش بر پاسخ‌ها نیز کمتر از سایر حالات نامنظمی است. در ادامه، مشخص شد که افزایش جرم در طبقات بالای ساختمان، نسبت به حالات افزایش جرم در طبقات میانی و پایینی، تاثیر بیشتری بر پاسخ‌های تغییرمکانی ساختمان خواهد داشت.

نتایج مطالعه و بررسی وینود و همکارانش [۶] حاکی از آن است که پاسخ‌های تغییرمکانی و نیاز گریز طبقات، علاوه بر موقعیت قرارگیری نامنظمی جرمی، به نسبت جرم افزوده شده نیز حساس است. ضمن اینکه، مشخص شد افزایش جرم در طبقات اول و آخر، نسبت به افزایش جرم در طبقات میانی تاثیر بیشتری بر پاسخ‌ها دارد.

چوئی طی مطالعه‌ای [۷]، با بررسی توزیع مفاصل پلاستیک و چرخش قاب نشان داد که وجود نامنظمی جرمی در طبقات پایینی و بالا، تاثیر شدیدتری بر پاسخ لرزه‌ای سازه دارد.

با استناد به نتایج حاصل از مطالعات پیشین، نامنظمی‌های موجود در ارتفاع تاثیر قابل توجهی بر پاسخ‌ها و نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌ها دارند.

قالب‌تولی از سیستم‌های نوین ساختمانی است که به جهت نداشتن المان‌های تیر و ستون از سایر سیستم‌های بتنی متعارف تفکیک می‌گردد. در این سیستم تنها از المان‌های دال و دیوار به عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که در هر طبقه به صورت همزمان بتن‌ریزی می‌شوند. با این نحوه اجرا، درزهای بتن‌ریزی و اتصالات سرد در مقایسه با سایر سیستم‌های بتنی متعارف به حداقل می‌رسد. مشاهدات و بررسی‌های انجام شده بعد از زلزله‌های کوچالی ($M_w=7.4$) و دوزجه ($M_w=7.2$) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، حاکی از مقاومت و کارایی بالای ساختمان‌های بتن‌آرمه با تکنیک اجرایی قالب‌تولی و عملکرد لرزه‌ای مناسب این سیستم سازه‌ای در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه با دیوار برشی بوده است [۸].

علی‌رغم وجود تفاوت‌های رفتاری بین سیستم مذکور با سایر سیستم‌های متعارف، متاسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی به صورت مستقل مد نظر قرار نگرفته و رفتار لرزه‌ای آن در بسیاری از موارد هنوز در حاله‌ای از ابهام است. تحقیقات انجام شده بر روی ساختمان‌های قالب‌تولی اگرچه ارزشمند، ولی محدود است.

بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهند که استفاده از روابط تجربی موجود در آیین‌نامه‌ها جهت محاسبه زمان تناوب ساختمان‌های قالب‌تولی، منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود و این موضوع سبب تخمین نامناسب نیروهای زلزله خواهد شد [۹ و ۱۰].

ضمن مطالعه موردی کلاسانوویچ و همکاران [۱۱] مشخص شد که در محدوده رفتار خطی، زمان تناوب مدل مورد بررسی (ساختمان ۱۲ طبقه اجرا شده با تکنیک قالب‌تولی در اوسییک کراوایی) با زمان تناوب حاصل از آیین‌نامه‌های EC8 و ATC3-06 قرابت دارد.

بر اساس مطالعات توافقی و عشقی [۱۲]، در این سیستم سازه‌ای، زمان تناوب اصلی در هر جهت مستقیماً به ارتفاع کلی ساختمان وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها تاثیر زیادی بر آن ندارد. به علاوه، ترتیب سه مود اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان است. طی مطالعات تحلیلی، ایشان برای محاسبه ضریب رفتار، از روش ATC-63 استفاده کردند [۱۳]. نتایج این مطالعه نشان داد که ضریب رفتار ۴ برای این ساختمان‌ها، انتخاب مناسبی است.

بالکایا و کالکان مدل‌های دو بعدی و سه بعدی ۲ و ۵ طبقه از این ساختمان‌ها را تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. در این مطالعه مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌ای به صورت غشایی است و عملکرد کششی-فشاری همبسته دیوارها در سه بعد، نقشی مهم در باربری ساختمان‌های ساخته شده با این تکنیک ایفا می‌کند. در پایان برای ساختمان کوتاه‌تر ضریب رفتار ۵ و برای ساختمان بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شد [۸ و ۱۴].

به منظور بررسی رفتار سه بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی توسط یوکسل و کالکان بر روی نمونه‌هایی با حداقل آرماتورهای مسلح کننده انجام شد [۱۵ و ۱۶]. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به صورت ترد گزارش شد. ضمن مدل‌سازی و تحلیل رایانه‌ای نمونه‌هایی با درصد میلگرد طولی مختلف، معلوم شد که افزودن میلگردهای طولی متمرکز در گوشه دیوارها اثر مثبتی بر رفتار آنها داشته و می‌تواند مود خرابی را در درصد فولاد کم نیز از حالت ترد خارج کند.

مطالعاتی توسط بهشتی‌اول و محسنیان به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و برآورد ضریب رفتار ساختمان‌های قالب‌تولی انجام شد [۱۷ و ۱۸]. با استناد به نتایج حاصل از این مطالعات، استفاده از ضرایب رفتار ۵ و ۶ برای طراحی اولیه، باقی ماندن سازه‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه به ازای زلزله طرح آیین‌نامه ایران را تضمین خواهد کرد.

محسنیان و همکاران طی مطالعه‌ای روی سیستم قالب‌تولی، جهت ارزیابی سطح عملکرد، تعیین موقعیت شروع خرابی در المان‌ها و همچنین تخمین نیروهای داخلی آنها در یک سطح خطر مشخص، روش زمان‌دوام را جایگزینی مناسب برای روش‌های مرسوم و البته بسیار وقتگیر تاریخچه‌زمانی و بارافزون معرفی کردند [۱۹].

بهشتی‌اول و همکاران [۲۰ و ۲۱]، مطالعاتی به منظور بررسی تاثیر ایجاد نامنظمی در پلان، روی ساختمان‌های بتنی با سیستم قالب‌تولی انجام دادند با توجه به اینکه مدل‌های مورد بررسی در سطح خطر طراحی آیین‌نامه زلزله ایران در سطح عملکردی قابلیت

استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند، ایشان ضابطه ضرورت منظم بودن پلان ساختمان‌ها با این سیستم اجرائی را سختگیرانه و محتاطانه معرفی نمودند.

محسنیان و همکاران ضمن مطالعه‌ای، حساسیت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با شیوه اجرایی قالب‌تولی به خروج از مرکزیت‌های احتمالی جرم در پلان را مورد بررسی قرار دادند [۲۲]. نتایج این مطالعه بیانگر ظرفیت بالا و عملکرد لرزه‌ای مناسب سیستم تحت پیچش‌های ناشی از توزیع نامتقارن جرم در پلان بود.

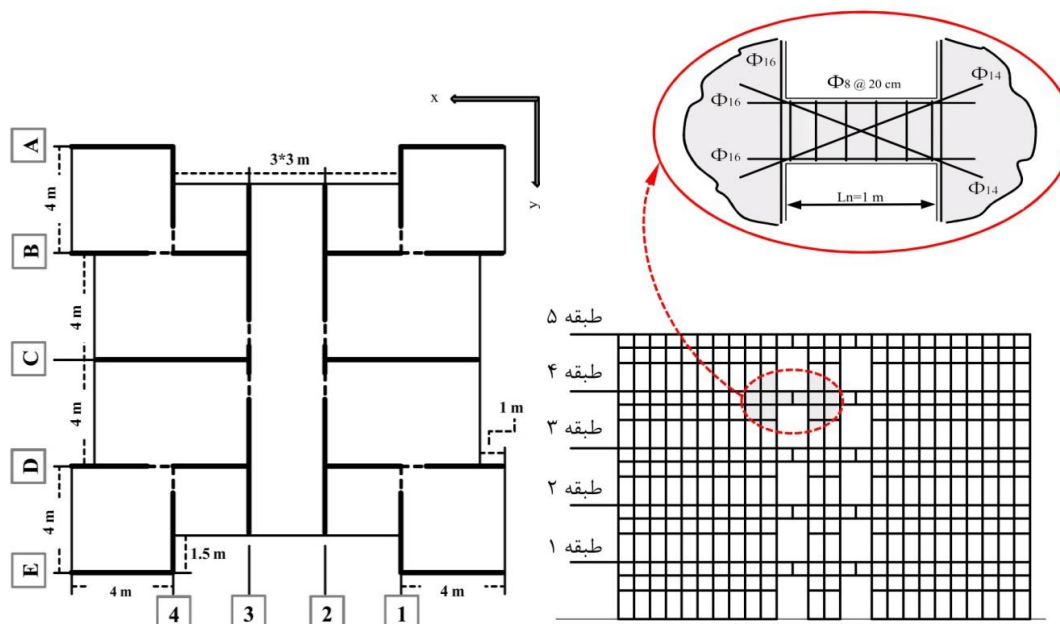
محسنیان و همکاران [۲۳]، مطالعاتی به منظور بررسی تاثیر پدیده اندرکنش خاک‌سازه بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با سیستم قالب‌تولی انجام دادند. برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا و خاک‌های نرم، ایشان پدیده نامبرده را عامل کاهش بازه قابلیت اعتماد لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولی بلند در حصول به عملکردهای از پیش تعیین شده قلمداد نمودند.

نظر به اینکه اطلاعات زیادی در خصوص رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولی از زلزله‌های گذشته موجود نیست، نامنظمی این سیستم سازه‌ای در ارتفاع، توسط متولیان تهیه استانداردها چون مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران غیرمجاز اعلام شده است (بند پنجم الزامات طراحی ساختمان‌های قالب‌تولی [۲۴]). به‌علاوه، مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین حاکی از آن است که تا کنون مطالعات تجربی و عددی به منظور بررسی تاثیر ایجاد نامنظمی در ارتفاع بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های ساخته شده با تکنیک قالب‌تولی صورت نپذیرفته است. با توجه به ضوابط موجود و نحوه اجرای سیستم قالب‌تولی، به نظر می‌رسد که برای ساختمان‌های ساخته شده با این تکنیک، توزیع غیر یکنواخت جرم در ارتفاع محتمل‌ترین نوع نامنظمی در ارتفاع است. بر این اساس، در مطالعه حاضر رفتار سیستم نامبرده در محدوده تغییرشکل‌های غیرخطی با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی و بار افزون برای ساختمان‌های با توزیع غیریکنواخت جرم در ارتفاع مورد بررسی قرار گرفت و سطح عملکردی این ساختمان‌ها تحت زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تعیین شد. در قالب مطالعات قابلیت اطمینان نیز با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های زلزله‌های آتی، منحنی‌های شکنندگی از دیگر مواردی است که پرداخته شده است.

۱- مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

برای این مطالعه، از پلان با سیستم قالب‌تولی ارائه شده در شکل ۲ استفاده شد [۱۸]. مطابق شکل، پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. خط‌چین‌های داخل پلان معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست که طول و ارتفاعشان به ترتیب ۱ و ۰/۷ متر است. با توجه به ارتفاع ساختمان‌های قالب‌تولی اجرا شده در ایران، به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، ساختمان‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شد. کاربری پروژه‌ها مسکونی و موقعیتشان در پهنه لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۲۵]، تیپ ۲ ($375(m/s) \leq V_s \leq 750(m/s)$) در نظر گرفته شده است.

ساختمان‌های مورد مطالعه ابتدا بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا [۲۶] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS (version 9.5.0) [۲۷] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولی‌ها [۲۴] نیز رعایت شده است. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، بر اساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است [۱۷]. در مدلسازی، برای دال‌ها و دیوارها رفتار پوسته (اثر همزمان تغییرشکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده و مش بندی بهینه برای المان‌ها نیز از سعی و خطا مطابق نمونه ارائه شده در شکل ۲ بدست آمده است.

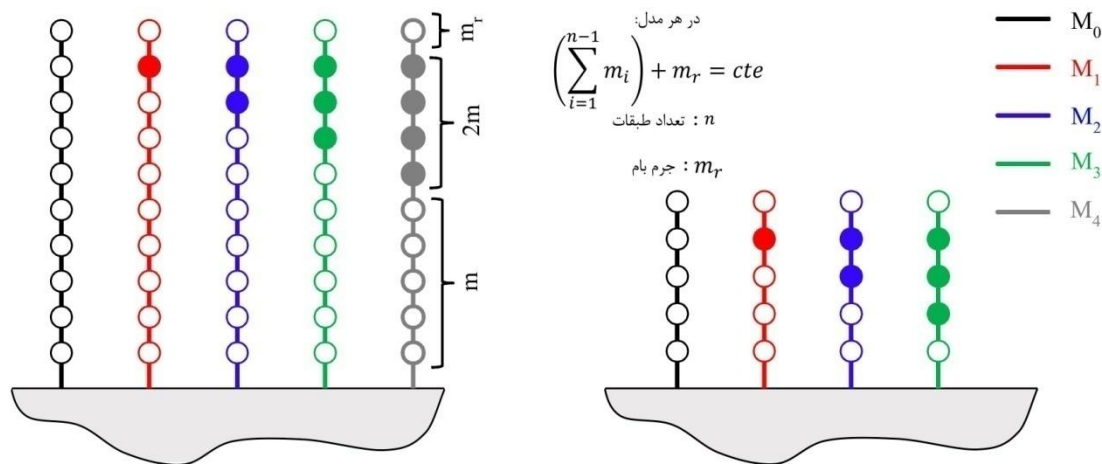


شکل ۲: پلان ساختمان‌های قالب‌تولی مورد مطالعه و نمونه مشبندی المان‌ها (محورهای ۲ و ۳ از ساختمان ۵ طبقه) [۱۸]

در نهایت ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ گردید و جهت تسلیحشان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت دو لایه، استفاده شد (تنها میلگردهای قائم دیوارها در چهار طبقه اول از ساختمان بلندتر، نمره ۱۲ هستند). مطابق شکل ۲، به منظور تامین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، برای تیرهای رابط بین دیوارها میلگردهای قطری نیز طراحی شد [۲۸]. ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

مقدار بار مرده برای طبقات و بام ۶۴۰ کیلوگرم بر مترمربع و مقادیر بارهای زنده برای آنها نیز به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع لحاظ شده است. بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۲۵]، برای مدل مینا، جرم لرزه‌ای شامل بار مرده (دال و کف سازی، نصف دیوارهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نماها از بالای تراز هر طبقه و نصف از پایین آن) و ۲۰ درصد از بار زنده، برای طبقات و بام به ترتیب تقریباً ۱۲۰۰ و ۹۴۰ کیلوگرم برای هر متر مربع محاسبه می‌شود.

با توجه به اینکه در اکثر مطالعات مربوط به نامنظمی جرمی در ارتفاع، افزایش جرم در طبقات بالاتر ساختمان نسبت به سایر حالات بحرانی‌تر بوده و تاثیر بیشتری بر پاسخ‌های لرزه‌ای داشته است، در این مطالعه نیز مطابق شکل شماتیک ۳، به منظور ایجاد نامنظمی جرمی در ارتفاع، طبقات انتهایی (بجز بام) نسبت به سایر طبقات سنگین‌تر شده‌اند (دایره‌های تو پر). نسبت جرم این طبقات به طبقات سبک‌تر، ۲ در نظر گرفته شده و این انتخاب، شرط وجود نامنظمی جرمی در ارتفاع از منظر آیین‌نامه زلزله ایران [۲۵] است. جهت سهولت در معرفی، مدل‌ها با عناوین M_i نامگذاری شده‌اند و M_0 مدل مبناسست که در آن توزیع جرم در ارتفاع یکنواخت است. لازم به ذکر است، جهت حصول اطمینان از اینکه تغییرات در رفتار و پاسخ‌ها تنها ناشی از نامنظمی در ارتفاع است، در تمامی الگوها، جرم کلی ساختمان ثابت در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳: الگوهای نامنظمی مورد بررسی

۲- مدل سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المانها

برای مدل سازی و تحلیل غیرخطی ساختمان‌های مورد مطالعه از نرم افزار PERFORM-3D (version 4.0.3) [۲۹] استفاده شد. با توجه به تاثیر پارامترهای $(\beta = M_u / (V_u \cdot l_w))$ و $(\alpha = h_w / l_w)$ بر نوع رفتار دیوارهای برشی (رفتار خمشی و تیرگونه برای $\alpha \geq 3$ و یا $\beta \geq 1$ ، رفتار برشی برای $\alpha \leq 3$ و یا $\beta \leq 0.5$) و اینکه اکثر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقل‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن [۲۴] در تامین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المانها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین‌نامه طراحی برای برش در مقاطع المانها شده است، برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییرشکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط بینشان لحاظ گردید. بدین ترتیب، برای دیوارها (جز تعدادی محدود که بصورت خمش-کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد [۱۸]. لازم بذکر است که در پارامترهای نامبرده، منظور از M_u و V_u به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در دیوارها بوده و h_w و l_w نیز معرف ارتفاع و طول این المانها می‌باشند. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب، تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش و تری به عنوان معیار انتخاب می‌شود [۳۰]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المانها، مطابق توصیه‌های ASCE41-06 [۳۱]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته‌ایم. لازم به ذکر است، با توجه به نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع (کمتر از ۲)، جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای رفتار غیرخطی، از رابطه کلی بار-تغییرمکان و جدول مربوط به اعضای کنترل شونده با برش برداشت شده است [۳۰]. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقفها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلندشدگی پی و صرف‌نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق می‌باشند.

۳- تحلیل مقادیر ویژه

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده و نیز مشبندی المانها در مدل‌سازی غیرخطی، عینا همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه بوده و در ترکیب بارگذاری ثقیلی و جانبی نیز، مطابق رابطه ۱، حد بالای اثرات بار ثقیلی لحاظ گردیده است که در آن منظور از Q_D و Q_L به ترتیب بار مرده و بار زنده موثر می‌باشد.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1)$$

بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌سازد که سختی و سطح مقاومت ساختمان‌ها، در جهت طولی پلان (x)، بیشتر است. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه تنها در جهت عرضی پلان (y) مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق جدول ۱، کنترل ترتیب مودهای انتقالی نیز بر این مورد صحت می‌گذارد.

جدول ۱: ضرایب جرم موثر انتقالی و زمان تناوب سه مود نوسانی اول در مدل‌های مورد مطالعه

	زمان تناوب (ثانیه) ضریب جرم موثر (درصد)	مود اول (پیچشی)		مود دوم (انتقالی در راستای عرضی)		مود سوم (انتقالی در راستای طولی)	
		۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه
M ₀	زمان تناوب	۰/۲۲۳۵	۰/۷۴۸۵	۰/۱۳۹۷	۰/۴۴۵۳	۰/۱۳۴۲	۰/۳۱۸۷
	ضریب جرم موثر	۰	۰	۷۹/۶	۷۵/۴۱	۷۴/۰۲	۶۷/۳۵
M ₁	زمان تناوب	۰/۲۴۱۱	۰/۸۰۶۹	۰/۱۵۰۶	۰/۴۷۹۴	۰/۱۴۴	۰/۳۳۸۳
	ضریب جرم موثر	۰	۰	۸۲/۵۳	۷۶/۳۵	۷۸/۳۲	۶۹/۴۲
M ₂	زمان تناوب	۰/۲۳۹۴	۰/۸۳۱۸	۰/۱۴۹۸	۰/۴۹۴۲	۰/۱۴۴۰	۰/۳۴۸۶
	ضریب جرم موثر	۰	۰	۸۵/۰۹	۸۰/۰۱	۸۰/۸۳	۷۲/۰۴
M ₃	زمان تناوب	۰/۲۳۱۶	۰/۸۳۶۸	۰/۱۴۵۰	۰/۴۹۷۳	۰/۱۳۹۶	۰/۳۵۲۲
	ضریب جرم موثر	۰	۰	۸۴/۴۹	۸۷/۱۷	۷۹/۳۸	۷۵/۵۵
M ₄	زمان تناوب	-	۰/۸۳	-	۰/۴۹۳۵	-	۰/۳۵۱۲
	ضریب جرم موثر	-	۰	-	۸۱/۴۵	-	۷۴/۲۱

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، به علت سختی نسبی بالای طبقات، وقوع نامنظمی در ارتفاع بر ترتیب سه مود اول نوسانی ساختمان‌ها تأثیری نداشته و تنها منجر به افزایش زمان تناوب و ضرایب جرم موثر انتقالی در آنها می‌گردد. بعلاوه، افزایش ارتفاع ساختمان و الگوی نامنظمی نیز تأثیری بر ترتیب مودهای نوسانی نداشته‌اند. در تمامی الگوها، مود اول برای هر دو ساختمان فاقد انتقال بوده و پیچشی است.

برای ساختمان کوتاه‌تر، افزایش در زمان تناوب در مقایسه با حالت مبنا تقریباً ۷ درصد است و بیشترین افزایش در ضریب مشارکت جرمی در راستاهای طولی و عرضی پلان نیز به ترتیب تقریباً ۹ و ۷ درصد برآورد می‌شود. مشاهدات نشان می‌دهند که بیشترین تغییرات مربوط به مدل M₂ بوده که در آن جرم دو برابر در نیمه دوم ارتفاعی ساختمان است.

برای ساختمان بلندتر، افزایش در زمان تناوب نسبت به حالت مبنا به طور متوسط ۱۱/۳۳ درصد است و بیشترین افزایش در ضریب مشارکت جرمی در راستاهای طولی و عرضی پلان نیز به ترتیب تقریباً ۱۲ و ۱۵ درصد برآورد می‌شود. بررسی مدل‌ها نشان داد که بیشترین تغییرات مربوط به مدل M₃ بوده که در آن جرم دو برابر در ثلث انتهایی ارتفاع ساختمان است.

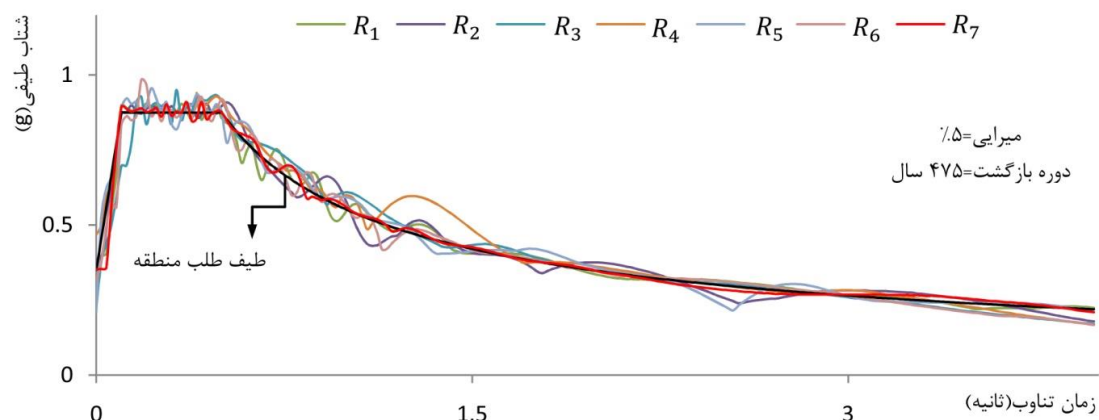
نظر به اینکه زمان تناوب ساختمان‌ها کوچکتر از واحد بوده و نامنظمی‌ها ضرایب مشارکت جرم موثر ساختمان در موده‌های انتقالی هر دو امتداد طولی و عرضی پلان را افزایش می‌دهند (به ۷۵ درصد نزدیک می‌شود)، فرض توزیع مثلثی نیروهای زلزله در ارتفاع و استفاده از روش استاتیکی در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها غیرمنطقی به نظر نمی‌رسد (بخصوص برای ساختمان کوتاه‌تر).

۴- تحلیل تاریخچه زمانی

جهت انطباق هر چه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با خطر ساختگاه، تصمیم گرفته شد که از نگاشت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. ترمیم و تصحیح نگاشت‌های موجود، روش‌های میدان زمانی و روش‌های دامنه فرکانسی از جمله روش‌های موجود برای تولید نگاشت‌های مصنوعی جنبش زمین هستند که عموماً برای تولید نگاشت‌هایی که در حالت متوسط بر طیف پاسخ طراحی هدف پروژه منطبق می‌باشند، استفاده می‌شوند [۳۲].

در این مطالعه، هفت نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و با استفاده از روش اصلاح نگاشت‌های موجود، بر اساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه که بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران [۲۵]، برای خاک نوع ۲ و سطح خطر ۱ (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج شد (شکل ۴) و بر ساختمان‌ها اعمال گردید. حداکثر شتاب در این نگاشت‌ها به شتاب زلزله طرح ($PGA = 0.35g$) نزدیک است. در تبدیل موجک، با بردن شتاب‌نگاشت انتخابی به فضای موجک و اصلاح توابع جزئیات آن با نسبت طیف هدف به طیف پاسخ این حرکت و بازگشت مجدد به فضای زمان، می‌توان حرکتی با طیفی نزدیک‌تر به طیف هدف به دست آورد و این عملیات تا رسیدن به نتیجه مطلوب تکرار می‌شود.

در این مطالعه، جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی، از مولفه اصلی زلزله‌های معرفی شده در جدول ۲ استفاده شده است. سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۳۰]، به عنوان معیار خرابی در المان‌های ساختمان لحاظ گردید و از مقادیر کمی متناظر به این حالات حدی، جهت بررسی سطح عملکردی استفاده شد.



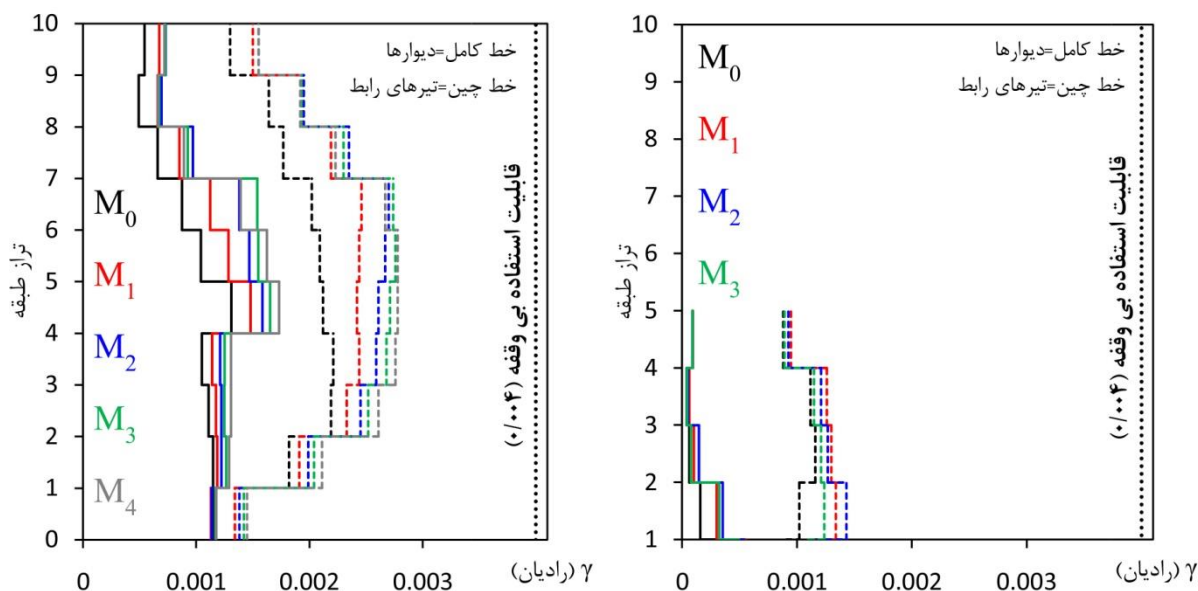
شکل ۴: مقایسه طیف شتاب نگاشت‌های مصنوعی (R_i) با طیف طلب منطقه

جدول ۲: نگاشت‌های انتخابی جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی و انجام تحلیل دینامیکی

نام	بزرگا (M_S)	بیشینه شتاب (g)	تاریخ وقوع	مولفه	ایستگاه ثبت نگاشت
Cape Mendocino	۷/۱	۰/۱۷۸۲	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۹۰	Eureka - Myrtle & West
Northridge	۶/۷	۰/۲۴۵۵	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱۸۰	Hollywood - Willoughby Ave
Northridge	۶/۷	۰/۰۶۲۹	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۹۰	Lake Hughes #4B - Camp Mend
Cape Mendocino	۷/۱	۰/۱۱۶۱	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۰	Fortuna - Fortuna Blvd
Northridge	۶/۷	۰/۲۴۵۱	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۵۲	Big Tujunga, Angeles Nat F
Landers	۷/۴	۰/۱۳۵۲	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۹۰	Barstow
San Fernando	۶/۶	۰/۱۱۰۳	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۹۰	Pasadena - CIT Athenaeum
Lama Perita	۶/۹	۰/۵۱۲۵	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۰	Saratoga Aloha Ave
Northridge-01	۶/۷	۰/۸۴۳۳	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۶۰	Sylmar - Hospital

حوزه دور از گسل

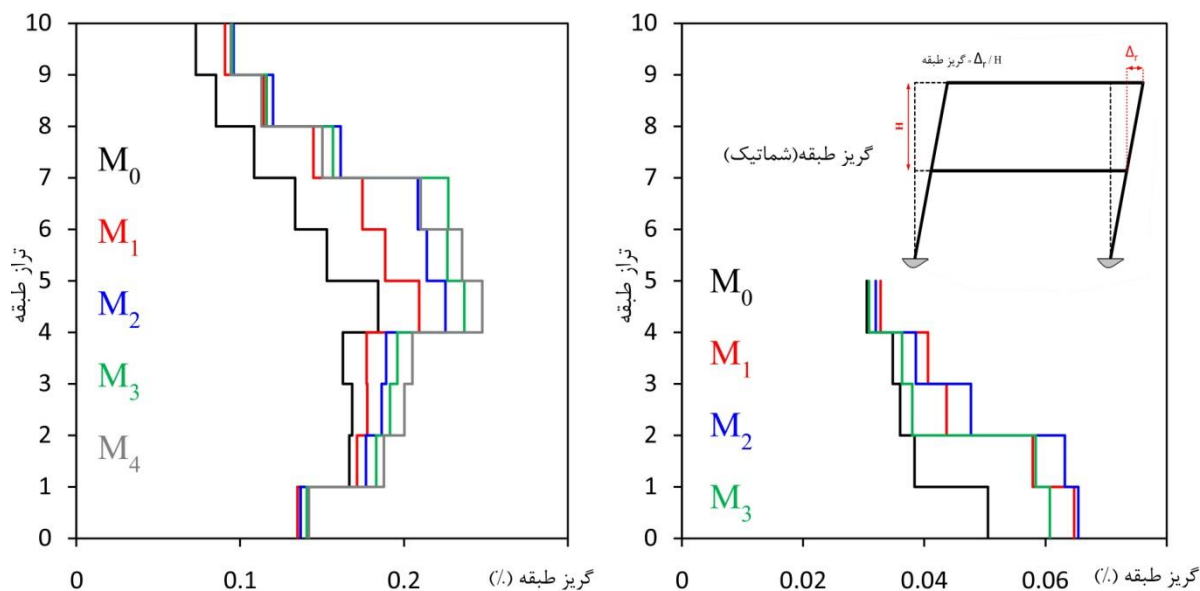
در ادامه، پاسخ‌های حداکثر گریز و برش طبقات و نیز بیشینه تغییر مکان جانبی نسبتی و چرخش وتری به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط بینشان (γ) برداشت شد و میانگین آنها جهت مقایسه ملاک قرار گرفت (شکل‌های ۵، ۶ و ۷). مطابق شکل ۵، المان‌های ساختمان‌های مورد مطالعه، تحت زلزله طرح آیین‌نامه در سطحی بالاتر از قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار می‌گیرند (برای سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه مقدار γ برابر ۰/۰۰۴ است). اگر چه نامنظمی جرمی در ارتفاع سبب افزایش پاسخ لرزه‌ای در المان‌ها می‌شود اما تغییری در سطح عملکردی ندارد. همانگونه که ملاحظه می‌شود، نیاز لرزه‌ای در تیرهای رابط همواره بیشتر از دیوارهاست و ساختمان بلندتر نسبت به نامنظمی در ارتفاع حساس‌تر است.



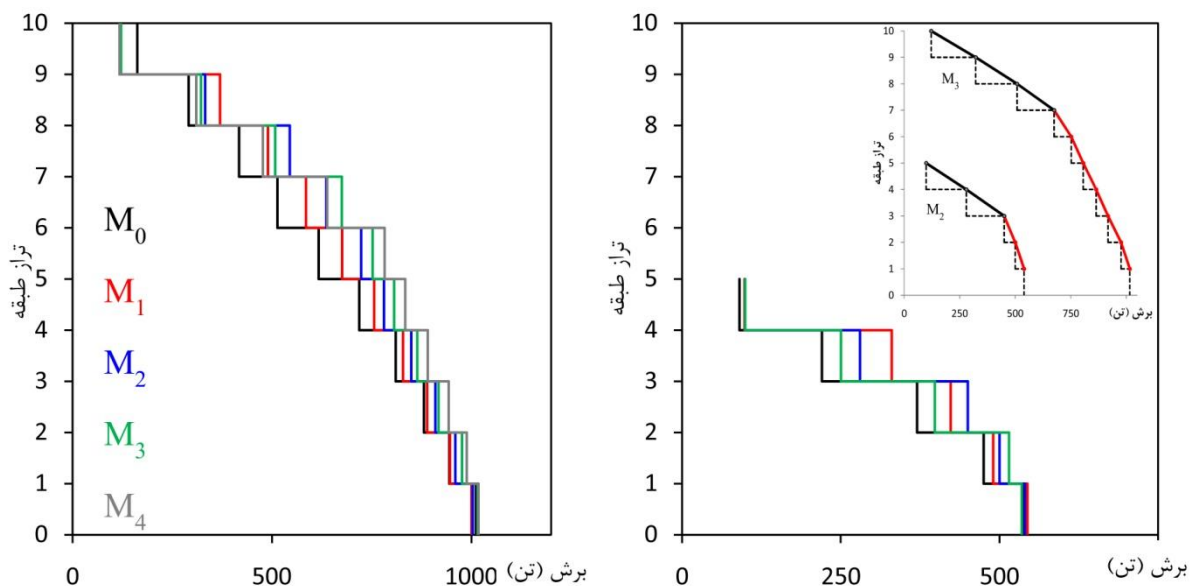
شکل ۵: میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبتی و چرخش وتری ایجاد شده در هر طبقه و حالت حدی متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه

مطابق شکل ۶، نامنظمی جرمی در ارتفاع، منجر به افزایش گریز در طبقات شده و این مورد در طبقات پایین تر از ساختمان کوتاه تر و طبقات یک سوم میانی از ساختمان بلندتر مشهودتر است. نتایج نشان می دهند که نامنظمی ها موقعیت بیشترین گریز و بالتبع خرابی در ساختمان ها را تغییر نمی دهند.

شکل ۷ نشان می دهد، روند تغییر برش طبقات ساختمان ها، از پایین به بالا کاهشی است و در هر الگوی نامنظمی، در طبقه ای که جرم مضاعف شروع می شود، با یک جهش در منحنی مربوطه، روند کاهشی با شیب کمتری ادامه می یابد.



شکل ۶: میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (گریز) ایجاد شده در طبقات



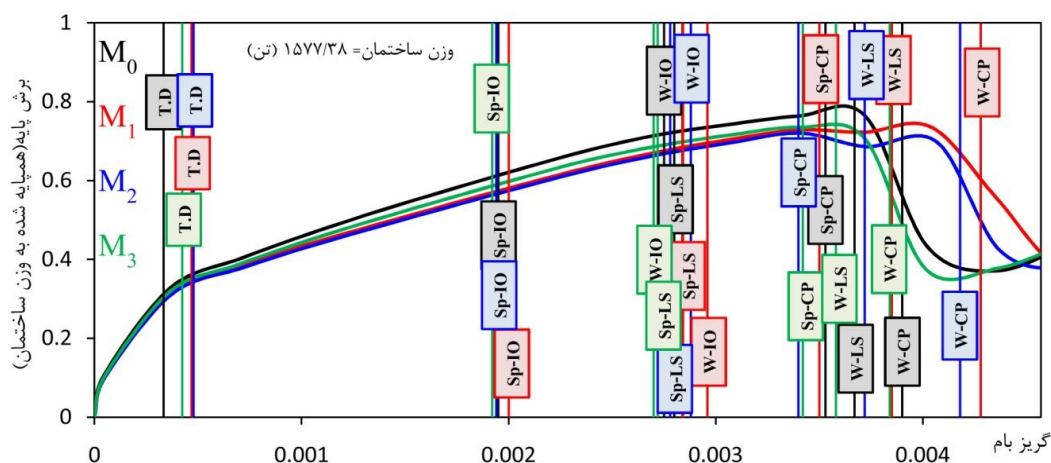
شکل ۷: میانگین حداکثر برش ایجاد شده در طبقات

با دقت در شکل‌های ۵، ۶ و ۷ معلوم می‌شود که افزایش تعداد طبقات با جرم مضاعف، تا زمانی که از نیمه ارتفاعی ساختمان نگذشته باشیم، منجر به تشدید پاسخ‌ها در تمام طبقات می‌گردد و از آن پس (مانند مدل M_3 در ساختمان ۵ طبقه) روند کاهشی داشته و به حالت مبنا (M_0) نزدیک می‌شود. نظر به اینکه الگوی نامنظمی، رفته رفته به حالت توزیع یکنواخت نزدیک می‌شود این مورد قابل توجیه است.

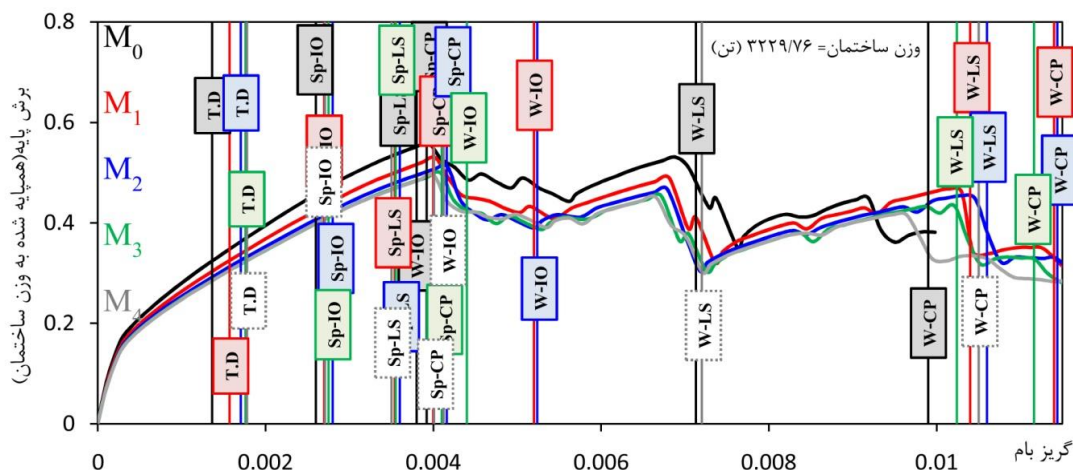
۵- تحلیل بارافزون

جهت انجام تحلیل بارافزون، الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه، مودال در نظر گرفته شد. این توزیع متناسب با مودهای موثر در جهت مورد نظر (راستای عرضی پلان) بوده و تعداد مودهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در تحلیل مشارکت می‌کند. در این مطالعه، تغییرمکان هدف ساختمان با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییرمکان مرکز جرم بام تحت هفت نگاشت مصنوعی در مرحله قبل بدست آمده است.

در ادامه، به مشاهده خرابی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت آنالیز بارافزون پرداخته و گریز بام ساختمان‌ها (نسبت جابجایی مرکز جرم بام به ارتفاع کلی ساختمان)، درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) رسیدند، تعیین شد. در اشکال ۸ و ۹، مقادیر این گریزها به همراه گریز متناظر با زلزله طرح آیین‌نامه ($T.D$) و منحنی ظرفیت ساختمان با الگوهای مختلف نامنظمی در ارتفاع نمایش داده شده است. منظور از W و SP در این تصاویر به ترتیب دیوار و تیر رابط می‌باشد. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شد، در ساختمان‌های مورد مطالعه ایجاد نامنظمی جرمی در ارتفاع موقیت اولین المان‌ها در رسیدن به سطوح خرابی را تغییر نمی‌دهد. با افزایش تعداد طبقات دارای جرم بیشتر، ظرفیت ساختمان کاهش می‌یابد که نرخ این افت خود روند کاهشی دارد. به عبارتی، افزایش تعداد طبقات با جرم مضاعف، تا زمانی که به نیمه ارتفاعی ساختمان نرسد، سبب افت در منحنی ظرفیت ساختمان می‌گردد و از آن پس روند افزایشی داشته و به حالت مبنا نزدیک می‌شود. تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، همواره سطوح بالاتری از خرابی را تجربه می‌کنند و اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر سیستم هستند. از طرفی، در سطح خطر متناظر با زلزله طرح آیین‌نامه، کلیه دیوارها و قطعات افقی بینشان در مدل‌های مورد مطالعه، به سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) پاسخ می‌دهند. چرا که گریز بام ساختمان‌ها در این سطح از شدت، به مراتب کمتر از گریز لازم برای رسیدن المان‌ها به سطح عملکردی نامبرده است.



شکل ۸: منحنی ظرفیت ساختمان ۵ طبقه



شکل ۹: منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه

۶- تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای با رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر تقاضای مهندسی (EDP-Based)

منحنی‌های شکنندگی، توزیع احتمال تجمعی از خسارت هستند [۳۳] که با استفاده از آنها می‌توان توزیع پاسخ سازه را در شدت‌های مختلف از زلزله نشان داد. اگر پارامتر R بیانگر پاسخ ساختمان و LS_i سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، IM نیز یکی از پارامترهای بیانگر شدت زلزله و S مقدار شدت مورد نظر، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی مطابق رابطه ۲ تعریف می‌شود.

$$Fragility = P[R > LS_i | IM = S] \quad (2)$$

هرگاه رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر تقاضای مهندسی باشد، پاسخ لرزه‌ای مورد نظر در تحلیل، تعیین کننده حالت حدی برای خرابی در ساختمان خواهد بود. رابطه ۳ بیانی ریاضی از این حالت است.

$$P(f) = P[C | IM = im_i] = P[EDP_d > EDP_c | IM = im_i] = \sum_{all \ edp_c} P[EDP_d > EDP_c | EDP_c = edp_{ci}, IM = im_i] \times P[EDP_c = edp_{ci}] \quad (3)$$

در رابطه اخیر EDP_d و EDP_c به ترتیب پارامتر تقاضای مهندسی طلب و ظرفیت بوده و منظور از edp_c نیز پاسخ متناظر به یک سطح خرابی مشخص است. در هر EDP_c می‌توان مقادیر $P[EDP_d > EDP_c | EDP_c = edp_{ci}]$ (احتمال فراگذشت پارامتر تقاضای مهندسی طلب از ظرفیت به شرطی که پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص im رسیده باشد) و $P[EDP_c = edp_{ci}]$ (احتمال رسیدن پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص im) را برای هر سطح im_i محاسبه نمود و سپس با جمع کردن این احتمالات برای کل edp_c ها، در هر سطح از شدت (im_i)، مقدار احتمال خرابی ($P(f)$) را یافت [۳۴].

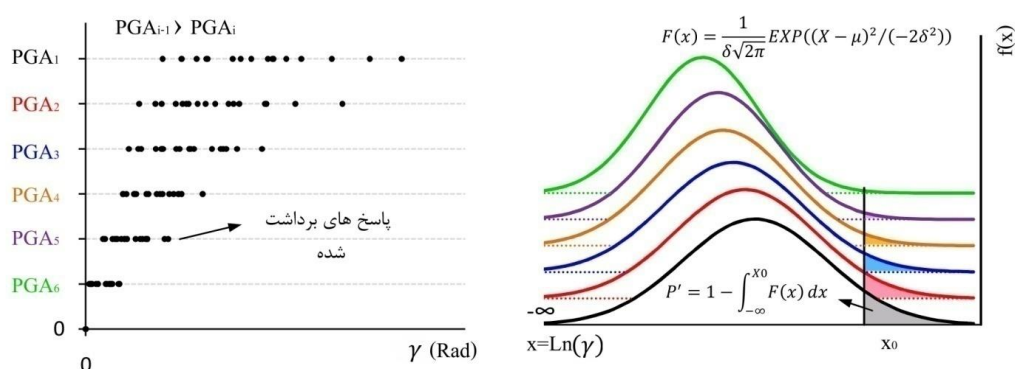
با این اوصاف، در یک شدت ثابت، احتمال رسیدن پاسخ سازه به مقادیر مختلف حدی به راحتی قابل استخراج است. تهیه منحنی‌های شکنندگی نیازمند یک تحلیل احتمالاتی است و بر اساس دقت مورد نظر، از روش‌های مختلفی می‌توان به این منحنی‌ها رسید [۳۵]. در این مطالعه، منحنی‌های شکنندگی با استفاده از تحلیل تاریخیچه‌زمانی تهیه شده‌اند.

جهت انجام تحلیل، متناسب با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه‌بندی USGS)، زوج شتاب نگاشت از پایگاه داده‌های وبسایت PEER برداشت شد [۳۶]. بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مولفه اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی ساختمان‌ها انتخاب شده است (جدول ۲).

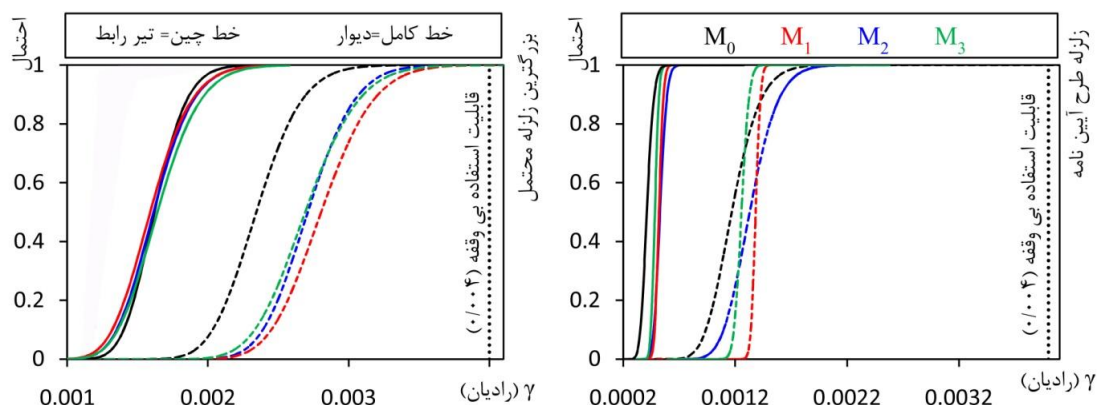
برای ساختمان‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش و تری به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط به عنوان پاسخ (γ)، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۳۰] را به عنوان معیار خرابی در ساختمان لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در این مرجع پیشنهاد شده، نسبت داده شد. سلسله مراتب بدین شرح است:

مطابق شکل ۱۰، مقادیر بیشینه پاسخ المان‌ها تحت هر نگاهت مقیاس شده به یک $PGA(g)$ مشخص، برداشت می‌شود. در گامی دیگر، با فرض اینکه لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشد، پس از محاسبه پارامترهای میانگین (μ) و انحراف استاندارد (δ) برای مقادیر برداشت شده در این سطح از شدت، یک تابع چگالی احتمال ($F(x)$) استخراج می‌گردد. مطابق شکل، با جایگزینی مقداری برای X_0 به عنوان پاسخ متناظر با یک سطح از خرابی، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا X_0 ، احتمال سلامت ساختمان را نشان می‌دهد و بدین معناست که در این سطح از شدت ($PGA(g) = cte$)، به احتمال P ، پاسخ المان‌های ساختمان به مقدار X_0 نمی‌رسد و با همین احتمال سطح عملکردی نامبرده را تجربه نخواهند کرد [۲۰]. تکرار این روند و استخراج مقادیر احتمال به ازای مقادیر مختلف برای پاسخ، منجر به استخراج یک منحنی برای شدت مورد نظر می‌شود. بدیهی است که اختلاف P با مقدار واحد (P')، احتمال فراگذشت از این سطح عملکردی را می‌دهد.

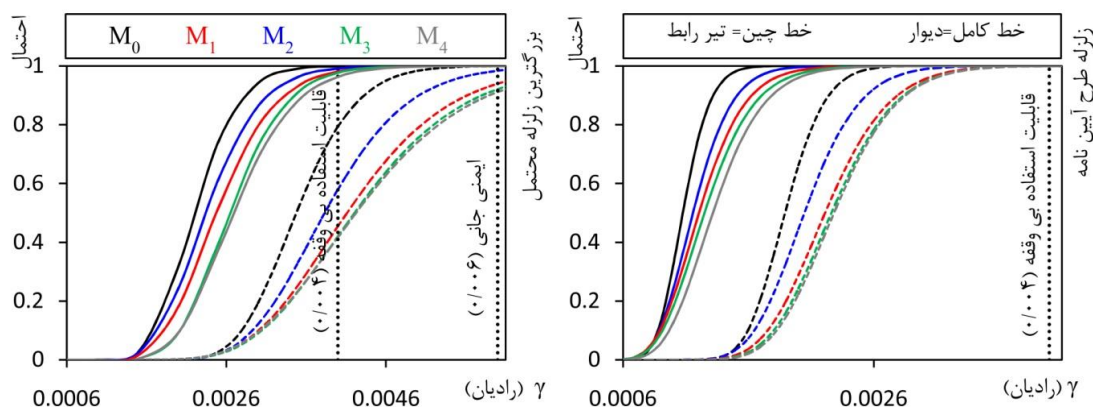
در ساختمان‌های مورد مطالعه، برای تمامی الگوهای نامنظمی و به ازای زلزله‌های طرح ($PGA = 0.35g$) و بیشینه محتمل ($PGA = 0.55g$)، منحنی‌های توزیع نامبرده مطابق روند تشریح شده، استخراج و در قالب شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۰: احتمال فراگذشت از سطح عملکردی فرضی در سطوح خطر مشخص و ثابت (شماتیک)



شکل ۱۱: احتمال نرسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف در زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل (ساختمان ۵ طبقه)



شکل ۱۲: احتمال نرسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف در زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل (ساختمان ۱۰ طبقه)

بررسی اشکال ۱۱ و ۱۲ مشخص می‌سازد که احتمال رسیدن تیرهای رابط ساختمان به سطوح عملکردی، همواره بیشتر از دیوارها است. افزایش تعداد طبقات با جرم مضاعف، سبب پایین آمدن سطوح عملکردی در ساختمان‌ها نمی‌شود. با افزایش ارتفاع ساختمان و شدت، احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف نیز افزایش می‌یابد. این مورد بخصوص در مورد تیرهای رابط بین دیوارها، مشهودتر است.

در هر دو ساختمان و به ازای تمامی الگوهای نامنظمی در ارتفاع، تحت زلزله طرح ($PGA=0.35g$)، احتمال رسیدن تیرهای رابط و دیوارها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه صفر برآورد شده است. این مورد برای ساختمان کوتاهتر در بیشینه زلزله محتمل ($PGA=0.55g$) نیز صادق است.

تحت بیشینه زلزله محتمل، در بحرانی‌ترین حالت نامنظمی برای ساختمان بلندتر (M_4)، احتمال اینکه دیوارها و تیرهای رابط سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه را تجربه کنند به ترتیب اندکی کمتر از ۰/۵ و ۵۹ درصد است و هرگاه سطح عملکردی ایمنی جانی برای تیرهای رابط ملاک قرار گیرد، احتمال تقریباً ۱ درصد خواهد بود. با توجه به اینکه دیوارهای برشی المان‌های اصلی باربری جانی هستند، می‌توان گفت ساختمان‌ها با الگوهای نامنظمی مورد مطالعه، در سطوح خطر نامبرده، به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه پاسخ می‌دهند.

۷- نتایج

در محدوده مدل‌های مورد بررسی و فرضیات اتخاذ شده، نتایج بیانگر عملکرد لرزه‌ای مطلوب سیستم قالب‌تولی با توزیع

غیریکنواخت جرم در ارتفاع است. نتایج مطالعه بدین شرح اعلام می‌گردد:

- ترتیب موده‌های نوسانی متأثر از ارتفاع ساختمان و الگوهای توزیع جرم در ارتفاع آن نیست.
- توزیع غیریکنواخت جرم در ارتفاع ساختمان، زمان تناوب و ضریب مشارکت جرمی مودها را افزایش می‌دهد.
- نامنظمی جرمی در ارتفاع، پاسخ‌های تغییرمکانی ساختمان‌ها و به دنبال آن پاسخ‌های تغییرشکلی المان‌های واقع در طبقات را تشدید می‌نماید و در این میان ساختمان بلندتر نسبت به این پدیده حساس‌تر است.
- تا زمانی که به نیمه ارتفاعی ساختمان نرسیده باشیم، افزایش تعداد طبقات دارای جرم مضاعف منجر به تشدید پاسخ‌ها و کاهش ظرفیت سازه می‌گردد و از آن پس این موارد روند کاهشی داشته و به حالت مبنا نزدیک می‌گردد.
- الگوی نامنظمی جرمی در ارتفاع بر موقعیت اولین خرابی‌ها تحت زلزله طرح بی‌تاثیر است.
- تیرهای رابط، به خاطر نیاز لرزه‌ای بیشترشان نسبت به دیوارها، فیوزهای خرابی در ساختمان هستند و نسبت به توزیع غیر یکنواخت جرم در ارتفاع حساس‌ترند.

○ الگوی نامنظمی جرمی در ارتفاع سبب پایین آمدن سطح عملکردی ساختمان به ازای سطح خطر طراحی آیین نامه (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) نمی شود. در این سطح از شدت، تمامی المان های ساختمان های مورد مطالعه در سطحی بالاتر از سطح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه قرار می گیرند. با در نظر گرفتن دیوارها بعنوان المان های اصلی در باربری جانبی، این امتیاز تحت بیشینه زلزله محتمل (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) نیز حفظ می شود.

بر اساس نتایج حاصله، ضابطه ضرورت منظم بودن ساختمان های بتنی قالب تونلی در ارتفاع، حداقل برای ساختمان ها و الگوهای نامنظمی مورد مطالعه، سختگیرانه به نظر می رسد.

مراجع

- [1] Khan, A.N. and Javed, M. (2015). Fundamental Principles of Earthquake Resistant Design Planning & Construction. Lecture notes, University of Engineering and Technology, Peshawar, Pakistan, Vol. 19, 1-78.
- [2] Das, S. and Nau, M. Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings. (2003). *Earthquake Spectra*, Vol. 19, 455-477.
- [3] De Stefano, M., Marino, E.M. and Viti, S. (2005). Evaluation of Second Order Effects on the Seismic Response of Vertically Irregular RC Framed Structures, *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behavior of irregular and complex structures*, Thessaloniki, Greece.
- [4] Michalis, F., Vamvatsikos, D. and Monolis, P. (2006). Evaluation of the Influence of Vertical Irregularities on the Seismic Performance of a Nine-Storey Steel Frame, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1489-1509.
- [5] Al-Ali, A. A. K. and Krawinkler, H. (1998). Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behaviour of Building Structures, *Department of Civil and Environmental Engineering*, Stanford University San Francisco. Report No. 130.
- [6] Vinod, K.S., Gregory, A.M. and Brucel, D. (2009). Determination of Structural Irregularity Limits-Mass Irregularity Example, *Bulletin of the New Zealand and Society for Earthquake Engineering*, Vol. 42, 288-301.
- [7] Choi, B.J. (2004). Hysteretic Energy Response of Steel Moment-Resisting Frames with Vertical Mass Irregularities, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 13, 123-144.
- [8] Balkaya, C. and Kalkan, E. (2004). Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Building Structures; *Engineering Structures*, 26 (14), 2081-2099.
- [9] Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1998). Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings, *Journal of Structural Engineering*, 124(4), 426-433.
- [10] Lee, L.H., Chang, K.K. and Chun, Y.S. (2000). Experimental Formula for the Fundamental Period of RC Building with Shear Wall Dominant Systems. *The Structural Design of Tall Buildings*, 9 (4), 295-307.
- [11] Klasanovic, I., Kraus, I. and Hadzima-Nyarko, M.a. (2014). Dynamic Properties of Multistory Reinforced Concrete Tunnel-Form Building - A Case Study in Osijek, Croatia. *Forecast Engineering: Global Climate change and the challenge for built environment*, 17-29 August, Weimar, Germany.
- [12] Tavafoghi, A. and Eshghi, S. (2008). Seismic Behavior of Tunnel Form Concrete Building Structures. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 12-17 October.
- [13] Tavafoghi, A. and Eshghi, S. (2011). Evaluation of Behavior Factor of Tunnel-Form Concrete Building Structures Using Applied Technology Council 63; *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(8), 615-634.
- [14] Balkaya, C. and Kalkan, E. (2003). Seismic Design Parameters for Shear-Wall Dominant Building Structures; *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Mexico.
- [15] Yuksel, S.B. and Kalkan, E. (2007). Behavior of Tunnel Form Buildings under Quasi-Static Cyclic Lateral Loading; *Structural Engineering and Mechanics*, 27 (1), 99-115.
- [16] Kalkan, E. and Yuksel, S.B. (2007). Pros and Cons of Multi Story RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17 (3), 601-617.
- [۱۷] بهشتی اول، س.ب. و محسنیان، و. (۱۳۹۶). برآورد چند سطحی ضریب رفتار برای سازه های بتن آرمه با سیستم قالب تونلی، *مجله علمی پژوهشی عمران شریف*، دوره ۲-۳۳، شماره ۲-۱، صفحات ۵۳ تا ۵۹.
- [۱۸] بهشتی اول، س.ب. و محسنیان، و. (۱۳۹۵). مدل احتمالاتی عملکرد لرزه ای سازه های ساختمان بتنی قالب تونلی، *نشریه مهندسی سازه و ساخت*، دوره ۳، شماره ۳، صفحات ۴۲ تا ۵۷.

- [۱۹] محسنیان، و؛ بهشتی اول، س.ب. و دربانیان، ر. (۱۳۹۶). روش زمان دوام، جایگزینی مناسب برای روش مرسوم تحلیل دینامیکی در تخمین رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی قالب‌تولی، *مجله علمی پژوهشی عمران شریف*، دوره ۲-۳۳، شماره ۲-۳، صفحات ۱۴۹ تا ۱۵۹.
- [۲۰] بهشتی اول، س.ب؛ محسنیان، و. و نیکپور، ن. (۱۳۹۴). مشخصات لرزه‌ای سازه‌های بتنی قالب‌تولی با پلان نامنظم، *مجله علمی پژوهشی مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها*، دوره ۵، شماره ۳، صفحات ۱ تا ۱۵.
- [۲۱] بهشتی اول، س.ب؛ محسنیان، و. و نیکپور، ن. (۱۳۹۴). مطالعه‌ای بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه قالب‌تولی با پلان نامنظم، *مجله عمران مدرس*، دوره ۲-۳۳، شماره ۲-۳، صفحات ۳ تا ۱۶.
- [۲۲] محسنیان، و؛ رستم‌کلایی، س؛ سروقدمقدم، ع. و بهشتی اول، س.ب. (۱۳۹۶). بررسی حساسیت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی به خروج از مرکزیت جرم در پلان، *مجله علمی پژوهشی عمران شریف*، دوره ۲-۳۳، شماره ۲-۳، صفحات ۳ تا ۱۶.
- [۲۳] محسنیان، و؛ اصیل قره‌باغی، س. و بهشتی اول، س.ب. (۱۳۹۵). ارزیابی موردی قابلیت اعتماد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی با احتساب تاثیر پدیده اندرکنش خاک و سازه، *نشریه علمی پژوهشی علوم و مهندسی زلزله*، سال ۳، دوره ۳، صفحات ۱۱ تا ۲۹.
- [۲۴] فناوری‌های تایید شده در راستای جزء ۲-۶، بند "د"، تبصره ۶، گامی در صنعتی سازی ساختمان، (۱۳۸۶). ویرایش اول، *انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن*، صفحات ۱۱ و ۱۲.
- [۲۵] مجموعه استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش چهارم، (۱۳۹۳). *نشر مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی*.
- [26] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, (2007). *American Concrete Institute*.
- [27] Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 9.5.0, (2008). Berkeley, CA, USA.
- [28] Paulay, T. and Binney, J.R. (1974). Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls, Shear in reinforced concrete, *ACI Special Publications* 42, 579-598.
- [29] Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 4.0.3, (2007). Berkeley, CA, USA.
- [۳۰] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، (۱۳۸۵). فصل ششم.
- [31] ASCE, (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI41-06, *American Society of Civil Engineers*.
- [۳۲] بهشتی اول، س.ب. (۱۳۹۱). *بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود*، جلد اول، چاپ اول، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، صفحات ۱۳۱ تا ۱۴۴.
- [33] Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., Bruneau, M. and Rutenberg, A. (2006). Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation, *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)*.
- [34] Beheshti-Aval, S.B., Masoumi-Verki, A. and Rastegaran, M. (2014). Systematical Approach to Evaluate Collapse Probability of Steel MRF Buildings Based on Engineering Demand and Intensity Measure, *International Journal of Structural Analysis & Design-IJS*, 1(2), 14-18.
- [35] Khalvati, A.H. and Hosseini, M. (2008). A New Methodology to Evaluate the Seismic Risk of Electrical Power Substations, *The 14th WCEE*, Beijing, China, October 12-17.
- [36] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database