

Investigation the Effect of Cutting the Lateral Bearing System and Very Soft Story Irregularities on the Seismic Performance of Concentric Braced

Vahid Saberi^{1*}, Hamid Saberi¹, Mojtaba babanegar², Abbasali Sadeghi³ and Ali moafi²

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

2-M.Sc.in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

3-PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

ABSTRACT

One of the most important issues in buildings is irregularity in the plan or height of the structure, which causes increasing the seismic damages. In irregularity in height, sudden changes in the dynamic properties of the structure including mass, lateral stiffness and strength of the structure occur. Therefore, the stage of making decision for determining the building configuration has a fundamental importance Irregular buildings must be able to withstand the lateral forces of earthquakes and winds. One of the most common earthquake-resistant systems in steel structures is the bracing system, which has been considered by engineers due to its good performance in previous earthquakes and reduced drift of buildings. However, some architectural constraints may cause the braces to be moved to the story level, which is subjected to irregularity of cutting the lateral bearing system, or the lateral braces may be weakened or removed due to poor supervision in some stories, in which case the story may be irregular. There is very soft story in the building. In this study, 7 scenarios in three states such as regular, very soft irregularity, and irregularity of cutting the lateral bearing system is considered for 5-story frame. These frames are designed based on seismic guidelines of standard 2800, and then, the performance of them has been evaluated by SAP2000 software using analyses methods such as equivalent static, spectral dynamics and time history dynamics under near-fault earthquakes. The aim of this study is to investigate the accuracy of these methods. The results showed that time history dynamic analysis is more accurate than other methods. For example, the error rate of the maximum displacement response of frame with irregularity of cutting the lateral bearing system in equivalent static analysis compared to spectral and time history dynamic analyses are 15% and 77%, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 15 August 2020

Revise Date: 26 October 2020

Accept Date: 19 January 2021

Keywords:

Height Irregularity
Cutting the Lateral Bearing System
very soft story
Equivalent Static Analysis
Spectral Dynamic Analysis
Time History Dynamic Analysis
Near-Fault Earthquake

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.243546.2215>

*Corresponding author: Vahid Saberi
Email address: saberi.vahid@gmail.com

بررسی اثر نامنظمی‌های قطع سیستم باربر جانبی و طبقه خیلی نرم بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا

وحید صابری^{۱*}، حمید صابری^۱، مجتبی بابانگاری^۲، عباسعلی صادقی^۳ و علی معافی^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوانکی، سمنان، ایران

۲- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوانکی، سمنان، ایران

۳- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

چکیده

یکی از مسائل مهم در ساختمان‌ها، نامنظمی در پلان یا ارتفاع سازه می‌باشد که باعث افزایش خرابی‌های لرزه‌ای می‌گردد. در نامنظمی در ارتفاع، تغییرات ناگهانی در ویژگی‌های دینامیکی سازه شامل جرم، سختی و مقاومت جانبی رخ می‌دهد. در نتیجه، مرحله‌ی اتخاذ تصمیم در مورد پیکربندی ساختمان از اهمیت اساسی برخوردار است. ساختمان‌های نامنظم بایستی قادر به مقاومت در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله و باد باشند. یکی از رایج‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله در سازه‌های فولادی، سیستم مهاربندی می‌باشد که به دلیل عملکرد مناسب در زلزله‌های گذشته و کاهش جابجایی نسبی ساختمان‌ها مورد توجه مهندسين قرار گرفته است. اما ممکن است برخی محدودیت‌های معماری باعث جابجایی مهاربندها در تراز طبقات شود که مشمول نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی گردد و یا این که در اثر ضعف نظارت در برخی طبقات، مهاربند جانبی ضعیف یا حذف شده باشد که در این صورت امکان ایجاد نامنظمی طبقه‌ی خیلی نرم در ساختمان وجود دارد. در این تحقیق، قاب‌های ۵ طبقه با در نظر گرفتن ۷ سناریو در سه حالت منظم، نامنظم طبقه‌ی خیلی نرم و نامنظم قطع سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده است. این قاب‌ها بر اساس ضوابط لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند و سپس عملکرد آن‌ها با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت زلزله‌های نزدیک به گسل توسط نرم افزار SAP2000 ارزیابی شده است. هدف از این تحقیق، بررسی دقت روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی می‌باشد. نتایج نشان داد که روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نسبت به سایر روش‌های مورد مطالعه دقت بیش‌تری دارد. به عنوان نمونه، درصد خطای پاسخ تغییر مکان حداکثر قاب دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در تحلیل استاتیکی معادل نسبت به تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی به ترتیب ۱۵ و ۷۷ درصد می‌باشد.

کلمات کلیدی: نامنظمی در ارتفاع، قطع سیستم باربر جانبی، طبقه خیلی نرم، تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، زلزله نزدیک به گسل.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.243546.2215	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.243546.2215	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۰۸/۰۵	۱۳۹۹/۰۵/۲۵
				*نویسنده مسئول:		
				وحید صابری		
				saberi.vahid@gmail.com		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

اصولاً در بین مراحل مختلفی که هنگام طراحی یک ساختمان برای پایداری در برابر زلزله مورد توجه قرار می‌گیرند، مرحله‌ی تصمیم‌گیری در مورد پیکربندی ساختمان است. یکی از عوامل مهم که تأثیر بسزایی بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان دارد موضوع منظمی^۱ یا نامنظمی^۲ آن در پلان و ارتفاع می‌باشد. اغلب ساختمان‌هایی که دارای پیکربندی نامنظم‌اند، در مقابل زلزله خسارت بیشتری می‌بینند. در تحلیل ساختمان‌های با اشکال نامنظم و پیچیده حتی المقدور باید از تحلیل‌های دینامیکی استفاده نمود. از طرفی، هدف اصلی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، ارائه ضوابط و دستورالعمل‌های جامع جهت طراحی مطمئن و مناسب یک ساختمان است. حرکات زمین در مناطق نزدیک به گسل می‌تواند تفاوت‌های قابل توجهی را در مقایسه با مناطق دور از گسل داشته باشد. این در حالی است که استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران [۱]، ضوابط خاصی برای مقاومت ساختمان‌ها در برابر این‌گونه زمین‌لرزه‌ها ندارد. درحالی‌که در هنگام زلزله و بخصوص برای ساختمان‌های نامنظم، سیستم‌های باربر جانبی وارد ناحیه غیرخطی شده و رفتار سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. تجزیه و تحلیل، بخش جدایی ناپذیر از فرایند طراحی می‌باشد که دقت بر آن برای دستیابی به طرح‌های لرزه‌ای ایمن ضروری می‌باشد. به طور خاص، سختی سازه‌ها نقش مهمی در تعیین زمان تناوب طبیعی سازه‌ها دارد. عملکرد ساختمان‌ها در زمین لرزه‌های بزرگ گذشته، نواقص موجود که باعث صدمه یا فروپاشی ساختمان‌ها شده بود را نشان داد و مشخص شد که ساختمان‌های با شکل منظم در هنگام وقوع زلزله عملکرد بهتری دارند. بی‌نظمی‌های ساختاری در پلان و ارتفاع باعث توزیع غیر یکنواخت بار در اعضای مختلف ساختمان می‌شود. باید مسیر انتقال نیروی مداوم وجود داشته باشد تا این نیروها از زمین تا محل جرم طبقات (مرکز جرم) منتقل شوند، شکاف در مسیر انتقال نیرو منجر به خرابی سازه‌ها در آن محل می‌شود. به منظور ارائه‌ی تخمینی از نیروهایی که در یک سازه در هنگام وقوع زلزله ایجاد می‌شود، آیین‌نامه‌های طراحی نظیر استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران، مفاد ویژه‌ای را پیشنهاد می‌کنند. استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه نیروهای طراحی روشی ساده‌ای به نام روش استاتیکی معادل را ارائه داده‌اند. با این حال، روش استاتیکی معادل براساس تعدادی از فرضیات استوار است. این فرضیات برای ساختارهای منظم، یعنی سازه‌هایی با توزیع یکنواخت سختی، مقاومت و جرم، در پلان و در ارتفاع صادق است. مطابق استاندارد مذکور، برای تعیین میزان و نوع نامنظمی در یک سازه، محدودیت‌های خاصی نسبت به مقاومت، سختی و جرم در هندسه و ارتفاع تعریف شده است. اگر ساختار سازه‌ای نتواند این محدودیت‌ها را برآورده کند، استاندارد ۲۸۰۰ اجازه نمی‌دهد که روش استاتیکی معادل به تنهایی برای ارزیابی طراحی آن استفاده شود. در چنین شرایطی استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی توصیه می‌شود [۱] و [۲]. بسیاری از ساختمان‌ها به نوعی دارای نامنظمی ارتفاعی هستند. برخی از آن‌ها در ابتدا به این ترتیب طراحی شده‌اند، مانند سازه‌های با طبقات اول دارای کاربری‌های تجاری و یا پارکینگ. این طبقات اصطلاحاً نرم یا خیلی نرم هستند، همچنین در ساختمان‌های با قاب مهاربندی شده وجود محدودیت‌های معماری برای ایجاد باز شو ممکن است سبب عدم پیوستگی دهانه‌های مهاربندی در ارتفاع شود و نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی را در سازه ایجاد کند. برخی دیگر نیز به دلیل عدم تطابق سازه با نقشه‌های اجرایی یا حتی خطا در طی مراحل ساخت و ساز، به طور تصادفی دچار چنین اتفاقی می‌شوند، در حالی که بسیاری از آن‌ها به دلیل آسیب، مقاوم‌سازی یا تغییر کاربری در طول عمر سازه دچار نامنظمی می‌شوند که از این جهت توزیع نامنظم از جرم، سختی و مقاومت در ارتفاع و هندسه سازه‌های ساختمانی واقعی، امری متداول است [۳]. بنابراین، برای مهندسی سازه ضروری است که درک بهتری از پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها با توزیع نامنظم جرم، سختی یا مقاومت در امتداد ارتفاع آن‌ها داشته باشند همچنین تهیه معیارهایی که نقاط ضعف روش استاتیکی معادل را در تجزیه و تحلیل سازه‌های نامنظم مشخص می‌کند، مهم است.

در مورد بررسی عملکرد سازه‌های نامنظم، تحقیقات متعددی صورت گرفته که در ادامه به شرح ذیل ارائه می‌گردد. تسو و یینگ [۴]، پیشنهاد کردند که برای کاهش شکل‌پذیری تقاضا در سمت نرم ساختمان‌های با توزیع نامنظم سختی، بهتر است که مرکز مقاومت تا حد امکان به مرکز جرم نزدیک باشد. همچنین ایشان، خروج از مرکزیت مقاومت را پارامتری کم اثر در سیستم‌های با توزیع نامنظم جرم تشخیص دادند. در مقابل، دو محقق دیگر، با تعریف خروج از مرکزیت مقاومت مؤثر، سعی کردند تا آن را بعنوان یک پارامتر تأثیرگذار در هر

¹ Regularity

² Irregularity

دو سیستم نامنظم جرم و سختی معرفی نمایند [۵]. همچنین دی استفانو و همکاران [۶] به بررسی محل بهینه مرکز مقاومت برای کنترل شکل پذیری تقاضا در مدل‌های یک طبقه با المان‌های مقاوم جانبی در هر دو جهت اصلی سازه پرداختند. این پژوهشگران چنین نتیجه گرفتند که مناسب‌ترین نقطه برای مرکز مقاومت، بین دو مرکز دیگر است. میسلیماج و تسو [۷] به بررسی آرایش‌های مختلف مراکز جرم، سختی و مقاومت در مدل‌های یک طبقه پرداختند. آن‌ها چنین استدلال کردند که وقتی سازه در ناحیه خطی رفتار می‌کند، رفتار سازه بستگی به موقعیت مرکز سختی دارد و زمانی که یکی از المان‌های مقاوم جانبی سازه جاری می‌شود، محل برآیند نیروهای مقاوم تغییر کرده و اهمیت مرکز مقاومت آشکار می‌گردد. ضمناً این محققین، نام بهترین آرایشی که مرکز جرم بین دو مرکز سختی و مقاومت باشد را آرایش بالانس نامیدند. همچنین عظیمی نژاد و سروقد مقدم [۸] سازه‌ای یک طبقه با جایگشت‌های مختلف مراکز جرم، سختی و مقاومت مدل کرده و رفتار آن را در سطوح مختلف زلزله تحت نگاشت‌های تک و دو مؤلفه‌ای بررسی نمودند. از نتایج عمده آن‌ها می‌توان به مواردی اشاره کرد. از جمله اینکه، لزوماً قرارگیری مرکز جرم بین دو مرکز دیگر، سبب کاهش دوران یا تغییر مکان طبقه نمی‌گردد بلکه بهتر است مرکز مقاومت به مرکز جرم نزدیک‌تر باشد و نیز اینکه تأثیر مؤلفه دو جهته زلزله در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در اکثر موارد سبب افزایش پاسخ پیچشی سازه می‌گردد و این افزایش در خروج از مرکزیت‌های مقاومت کوچک‌تر، کمتر است. در مورد اثر پدیده‌ی پیچش^۳ در مدل‌های با المان‌های مقاوم در هر دو جهت اصلی تحت اثر نگاشت‌های دو مؤلفه‌ای، فایفر و همکاران [۹ و ۱۰] مقالاتی ارائه نمودند و نتیجه گرفتند که در سازه‌های پیچشی سخت، میزان حداکثر تغییر شکل سازه تقریباً مشابه حالت خطی است. کومار [۱۱] و لوچینی و همکاران [۱۲] نیز در مطالعات جداگانه‌ای به مطالعه پیچش و اثر خروج از مرکزیت‌های مختلف روی عملکرد ساختمان‌ها و نیز اثر سختی دیوارهای پرکننده پرداخته‌اند. همچنین کابر [۱۳] در مطالعه خود تأکید کرده است که اثرات پیچش کلی با تعریف خروج از مرکزیت جرم و سختی، حداکثر تا ۱۰ درصد ابعاد کف بررسی می‌شود و در صورت ورود به ناحیه غیرخطی، مرکز مقاومت اثر مهم‌تری دارد. وابستگی رفتار سختی و مقاومت المان‌های سازه‌ای از نوع دیوار، به صورت یک سیستم نامنظم در پلان توسط روی [۱۴] بررسی گردید و دو استراتژی پیشنهاد شد. یکی متمرکز بودن مراکز جرم و مقاومت و دیگری ایجاد تعادل بین مراکز سختی و مقاومت. مدل‌های در نظر گرفته شده تحت تقاضاهای لرزه‌ای یک و دو جهته قرار گرفته و عملکرد نسبی این دو معیار را بررسی نمودند. یکی از نتایج حاصله عبارت از این بود که استراتژی تمرکز مراکز جرم و مقاومت، برای سازه‌های موجود در نواحی با لرزه خیزی بالا در سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش، عملکرد بهتری داشته است. یک روش جدید برای طراحی ساختمان‌های نامنظم توسط عظیمی نژاد و همکاران [۱۵]، پیشنهاد گردید. در این روش، بجای استفاده از معادلات استاتیکی معمول، مقاومت را بین اعضای باربر جانبی توزیع کرده، سپس مقاومت بعضی از عناصر تعدیل شده نسبت به مرکز جرم بدست می‌آید. در این روش طراح می‌تواند به نحو مناسب‌تری اثرات مربوط به لنگر پیچشی و نامنظمی را کنترل نماید و شکل مناسب‌تری برای حداقل شدن تغییر مکان‌های بین طبقه‌ای، پیش بینی نماید. کتابفروش بدری و همکاران [۱۶]، حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان‌های بتنی مسلح ۵ و ۱۰ طبقه را با سیستم قاب خمشی ویژه تحت خروج از مرکزیت‌های جرمی ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد با بررسی دو شاخص احتمال فروریزش و حاشیه‌ی نسبی فروریزش مورد توجه قرار داده است نتایج نشان می‌دهد که افزایش خروج از مرکزیت جرمی در مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه که مقدار نسبت نامنظمی پیچشی کوچکی دارند، احتمال فروریزش آن‌ها را کاهش می‌دهد. بهبود حاشیه‌ی ایمنی فروریزش این ساختمان‌ها با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، ناشی از بروز رفتار پیچشی سخت‌تر در آنهاست. با افزایش ارتفاع ساختمان، اگرچه ظرفیت فروریزش کاهش یافته است روند تغییرات شاخص‌های ایمنی تغییر عمده‌ای نکرده است. جراحی و کرامتی [۱۷]، با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، ابتدا نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تأمین شده توسط سازه‌های بتن آرمه تعیین شد، سپس این سازه‌ها با استفاده از مهاربندهای فولادی تقویت شده و سطح عملکرد آنها مجدداً تعیین شد و با حالت اول مقایسه گردید. مدل‌ها از دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه انتخاب شده‌اند. ضمن این‌که سازه‌های مورد بررسی در این مقاله علاوه بر بلند بودن، از نوع نامنظم در پلان انتخاب شده‌اند تا اثر این نامنظمی نیز در نتایج قابل بررسی باشد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد کاربرد مهاربند فولادی موجب ارتقای قابل توجه سطح عملکرد و ظرفیت لرزه‌ای سازه شده است. فرشته نژاد و همکاران [۱۸] روشی نوین بر اساس تئوری خمیری سازه‌ها ارائه کردند. در این روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون جهت پیش‌بینی مکانیسم محتمل خرابی سازه به کار می‌رود و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی جهت تعیین

³ Torsion

شدت لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری مکانیسم‌های از پیش تعیین‌شده مورد استفاده قرار می‌گیرند. تحقیق مذکور با انجام تحلیل‌های متعدد عددی و لحاظ نمودن عدم قطعیت در پارامترهای مدل‌سازی و ظرفیت اجزای سازه‌ای، به این نتیجه رسیدند که مکانیسم فروریزش سازه عمدتاً تابعی از مشخصات سازه است و محل تشکیل مفاصل پلاستیک تحت بارهای مختلف لرزه‌ای مشابه است. البته روند و ترتیب شکل‌گیری مفاصل سازه تحت رکوردهای مختلف متفاوت می‌باشد، اما نهایتاً مکانیسم‌های نهایی فروریزش تحت رکوردهای مختلف زلزله مطابق آن است که تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، آن را پیش‌بینی می‌کند. نذری و کن [۱۹]، به بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. به منظور بررسی دینامیکی سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از ۱۴ رکورد نزدیک و دور از گسل استفاده شده است. نتایج تحقیق مذکور نشان می‌دهد که زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک به گسل باعث خرابی شده‌اند و سطوح عملکردی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون تعیین شده است. الکادی و لیگنوس [۲۰]، تأثیر سیستم‌های قابی ثقیلی را بر روی ظرفیت و اضافه مقاومت فروریزش سازه‌های فولادی با قاب‌های محیطی خمشی ویژه بررسی کردند. مهدی‌زاده و کرم‌الدین [۲۱]، نقش شکل‌پذیری در ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی فولادی ۵ طبقه را به صورت احتمالاتی بررسی کردند. نتایج ظرفیت فروریزش بالاتر قاب خمشی فولادی ویژه را نسبت به قاب‌های خمشی متوسط و معمولی نشان داد و اینکه به ازای شتاب‌های طیفی فروریزش مختلف، کاربرد قاب خمشی ویژه به جای قاب خمشی متوسط و معمولی می‌تواند به ترتیب تا ۳۰ و ۵۰ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد. مهدی‌زاده و همکاران [۲۲ و ۲۳]، نیز امکان رخداد گسیختگی پیش‌رونده در اثر حذف ستون‌های کناری و میانی سه قاب ۵ طبقه قاب خمشی فولادی بر اساس دستورالعمل‌های *GSA*^۴ و *UFC*^۵ را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها با تعریف مفاصل پلاستیک متمرکز در انتهای المان‌ها و با استفاده از پارامترهای کاهندگی مقاومت و سختی حاصل از مطالعات آزمایشگاهی سایر محققین، رفتار دینامیکی غیر خطی قاب‌ها در اثر حذف ستون را بررسی کردند. نتایج نشان داد که امکان آسیب قاب‌های خمشی فولادی ویژه بیش از قاب‌های خمشی متوسط و معمولی می‌باشد. مهدی‌زاده و همکاران [۲۴]، تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر بر ظرفیت فروریزش لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. اثر کاهندگی مقاومت و سختی المان‌های سازه را بر اساس مدل رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینکلر اعمال کردند. آن‌ها تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و منحنی‌های شکست ظرفیت‌های فروریزش را با در نظر گرفتن عدم قطعیت در لنگر تسلیم و لنگر اوج المان‌ها و ظرفیت دوران نهایی المان‌ها توسعه دادند. نتایج نشان می‌دهد، بین پارامترهای مورد بررسی، عدم قطعیت در پارامتر لنگر اوج بیشترین تأثیر را بر ظرفیت فروریزش سازه می‌گذارد و عدم قطعیت ظرفیت دوران نهایی نیز در مقایسه با پارامترهای دیگر نقش کمتری در ظرفیت فروریزش سازه دارد. خیرالدین و همکاران [۲۵]، تأثیر سیستم‌های مهاربندی هم‌محور و برون محور را بر عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی بتن مسلح دوگانه با استفاده از ۷ زوج شتاب‌نگاشت زلزله نزدیک گسل بررسی کرده‌اند. بر این اساس، دو قاب بتنی مسلح با ۵ و ۱۰ طبقه با و بدون سیستم‌های مهاربندی مذکور با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی شده‌اند. نتایج نشان داد که ظرفیت تحمل قاب بتن مسلح با استفاده از مهاربندهای *CBF*^۶ و *EBF*^۷ به ترتیب تا ۲،۳ و ۲ برابر افزایش می‌یابد. استفاده از مهاربند *EBF* در یک قاب بتنی مسلح، میزان برش پایه اعمال شده در سازه را در مقایسه با قاب *CBF* تا ۷ برابر کاهش می‌دهد. صابری و همکاران [۲۶]، عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه را توسط تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی (*IDA*)^۸ مورد ارزیابی قرار داده‌اند. از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون با سه الگوی مختلف بار جانبی به منظور تعیین موقعیت محتمل مفاصل پلاستیک در لحظه‌ی فروریزش استفاده کردند تا بتوانند با بهره‌گیری از آن‌ها، مکانیسم‌های خرابی محتمل قاب‌های مذکور را مشخص نموده و از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی به منظور ارزیابی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری هر یک از مکانیسم‌های خرابی استفاده کنند. صادقی و همکاران [۲۷]، سازه‌های قاب خمشی فولادی سبب‌بندی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های غیرخطی مورد نظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی مورد بررسی قرار دادند و در نهایت به منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده نمودند. اثر زوال سختی و مقاومت المان‌های

⁴ The General Services Administration

⁵ The Unified Facilities Criteria

⁶ Concentric Braced Frame

⁷ Eccentric Braced Frame

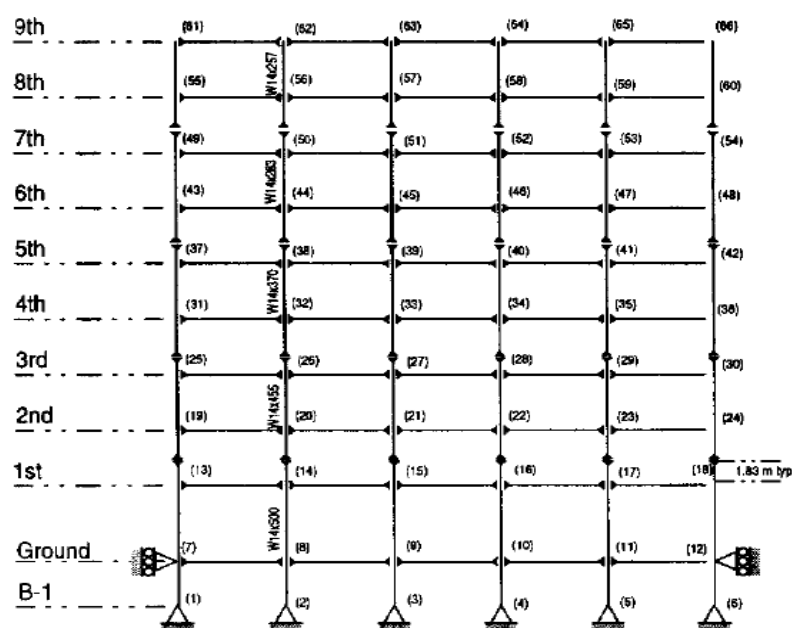
⁸ Incremental Dynamic analysis

سازه نیز بر اساس نتایج مدل‌های آزمایشگاهی لحاظ شده و ظرفیت فروریزش سازه‌های سه‌بعدی قاب خمشی فولادی ویژه به صورت احتمالاتی بررسی گردیده است. نتایج نشان داد که ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بیشترین و تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس کمترین است و در بین آن‌ها سازه‌ی کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه، ظرفیت فروریزش کمتری دارد. پاچیده و همکاران [۲۸-۳۰]، به معرفی و بررسی عملکرد آزمایشگاهی سیستم نوین مهاربندی و ترکیب آن با میراگر تسلیم‌شونده پرداخته‌اند. این سیستم که در راستای افزایش شکل‌پذیری، جذب انرژی بالاتر و پوشش ضعف‌های سیستم‌های موجود مورد پیشنهاد و بررسی قرار گرفته است، از یک عضو مهاربند لوزی شکل به همراه میراگر تسلیم‌شونده حلقوی در وسط آن تشکیل شده است. در ساخت نمونه‌ها ۳ مدل مختلف با اتصالات صلب، نیمه صلب و مفصلی مدنظر قرار گرفته است که پس از ساخت، تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج این تحقیق در وهله اول بیانگر قابلیت اجرایی شدن سیستم و در ادامه نشان از قابلیت بالای هر سه سیستم در جذب انرژی و شکل‌پذیری را می‌دهد. همچنین با توجه به هندسه اعضای مهاربندی و میراگر، با ابعاد و ضخامت کوچکتر حلقه فولادی می‌توان به جذب انرژی بالاتر و نیروی وارد شده بیشتری برای تسلیم میراگرها نسبت به سایر سیستم‌های موجود دست یافت. در نهایت نیز در راستای امکان‌سنجی مدلسازی سیستم پیشنهادی در نرم افزارهای المان محدودی، مدل المان محدودی سیستم پیشنهادی در نرم‌افزار آباکوس مورد مدل‌سازی و صحت‌سنجی قرار گرفت که نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی دارای هماهنگی مناسبی می‌باشد. همچنین ضریب شکل‌پذیری مدل مفصلی نسبت به مدل صلب و نیمه صلب به ترتیب ۱/۱۲ و ۱/۱۷ برابر می‌باشد. ظرفیت جذب انرژی مدل مفصلی نیز تا حدود ۴/۵ و ۲/۱۵ برابر مدل صلب و نیمه‌صلب می‌باشد.

در این تحقیق، به عنوان نوآوری به بررسی خطای روش تحلیل استاتیکی معادل با روش‌های تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی تحت رکوردهای نزدیک گسل در ۷ سناریوی محتمل شامل سه حالت قاب منظم، قاب با نامنظمی طبقه خیلی نرم و قاب با نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی پرداخته شده است. در نهایت میزان خطای روش‌های تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی با روش دینامیکی تاریخچه زمانی سنجیده می‌شود.

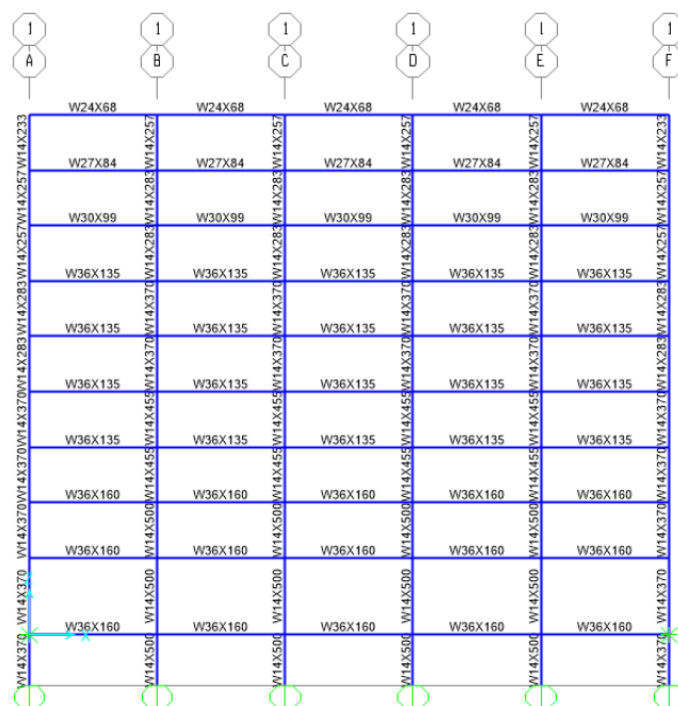
۲- صحت سنجی

برای صحت‌سنجی مدل‌سازی، قاب ۹ طبقه SAC انتخاب شده است [۳۱]. در شکل (۱) ابعاد این سازه ارائه شده است.



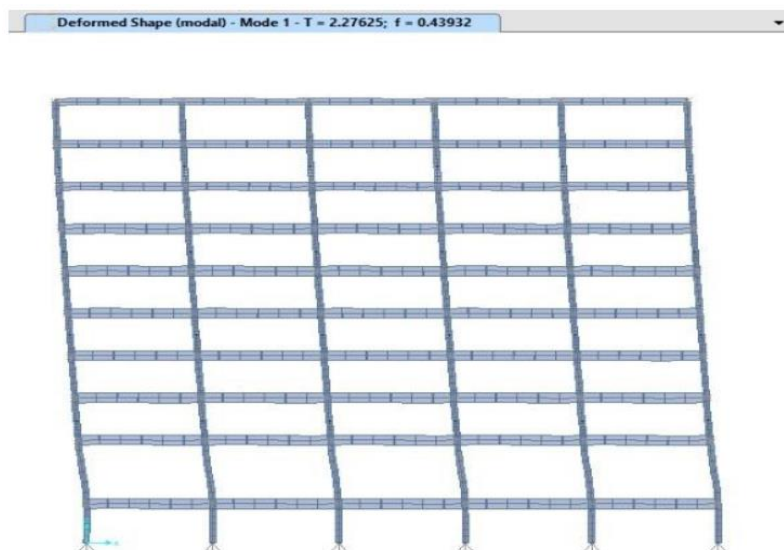
شکل ۱: قاب نمونه‌ی گروه SAC [۳۱]

مطابق با شکل (۲)، سازه SAC در نرم افزار SAP2000 [۳۲] مدل سازی شده و مقاطع تیر و ستون نیز که همگی از نوع W هستند روی هر عضو مشخص شده اند.



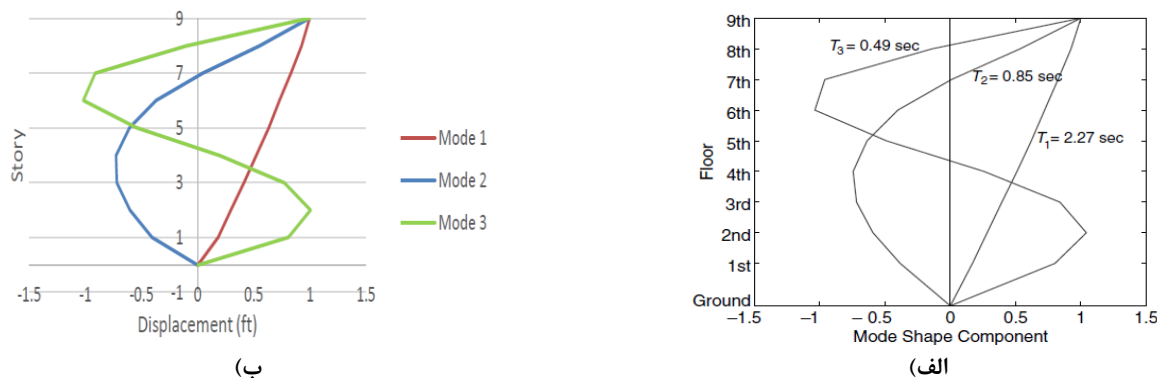
شکل ۲: مدل سازی قاب نمونه‌ی ۹ طبقه‌ی گروه SAC در نرم افزار SAP2000

برای بررسی بیشتر، شکل سه مد اول خروجی سازه SAC نشان داده است که مطابقت بسیار خوبی با سازه اصلی دارد. دلیل اصلی انتخاب تحلیل مودال برای صحت سنجی این است که تحلیل مودال بیانگر رفتار دینامیکی سازه است و مطابقت مناسب بین مدهای ارتعاشی حاصله در نرم افزار SAP2000 با سازه SAC بیانگر مدل سازی صحیح و اختصاص مناسب جرم و تعریف دقیق و مناسب مقاطع بوده است که رفتار مودال یکسانی را نشان می‌دهد. در شکل (۳)، خروجی تحلیل مودال در نرم افزار SAP2000 ارائه شده است.



شکل ۳: مد اول قاب مدل سازی شده در نرم افزار SAP2000

برای بررسی بیشتر، مطابق شکل (۴) (الف و ب)، سه مد ابتدایی همپایه شده براساس جابجایی بام مطالعه‌ی حاضر با مقاله‌ی مرجع [۳۱] نشان داده شده است و صحت نتایج ارزیابی شده است. در نهایت می‌توان با اطمینان به مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار SAP2000 پرداخت.



شکل ۴: مدهای ارتعاشی (الف) قاب مرجع [۳۱]، (ب) قاب مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SAP2000

۳- نامنظمی در ارتفاع^۹

بعضی از نامنظمی سازه‌ها ممکن است در ارتفاع باشند. برای اولین بار در آیین‌نامه UBC [۳۳] و در سال ۱۹۷۳ ضوابطی برای ساختمان‌های نامنظم در نظر گرفته شد. نامنظمی می‌تواند شامل نامنظمی در هندسه، طبقه ضعیف، تمرکز جرم و یا ناپیوستگی در سیستم لرزه‌بر باشد. ضوابط ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های نامنظم نیز تقریباً همانند آیین‌نامه ASCE7-10 [۳۴] می‌باشد. مطابق (بند ۱-۷-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم)، هر یک از عوامل نامنظمی دارای ضوابط ویژه می‌باشند. حال در صورت وجود یکی از ۵ مورد زیر در ارتفاع ساختمان، ساختمان دارای نامنظمی می‌باشد و در صورتی که هیچ‌یک از ۵ مورد شرایط نامنظمی در ارتفاع برقرار نباشد، اصطلاحاً ساختمان در ارتفاع منظم است [۱].

- نامنظمی هندسی
- نامنظمی جرمی
- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی
- نامنظمی مقاومت جانبی
- نامنظمی سختی جانبی

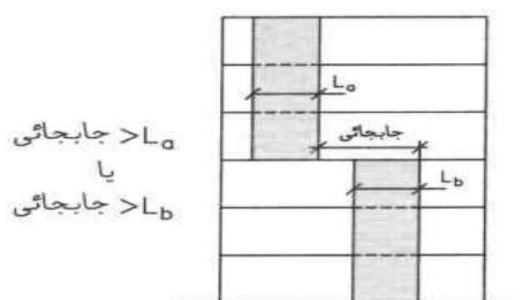
در ادامه به اختصار نامنظمی‌های قطع سیستم باربر جانبی و سختی جانبی توضیح داده می‌شود:

۳-۱- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی^{۱۰}

بر اساس بند ۱-۷-۲ پ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مطابق شکل (۵)، در مواردی که جزئی از سیستم باربر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند سازه در ارتفاع نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی خواهد داشت.

^۹ Height Irregularity

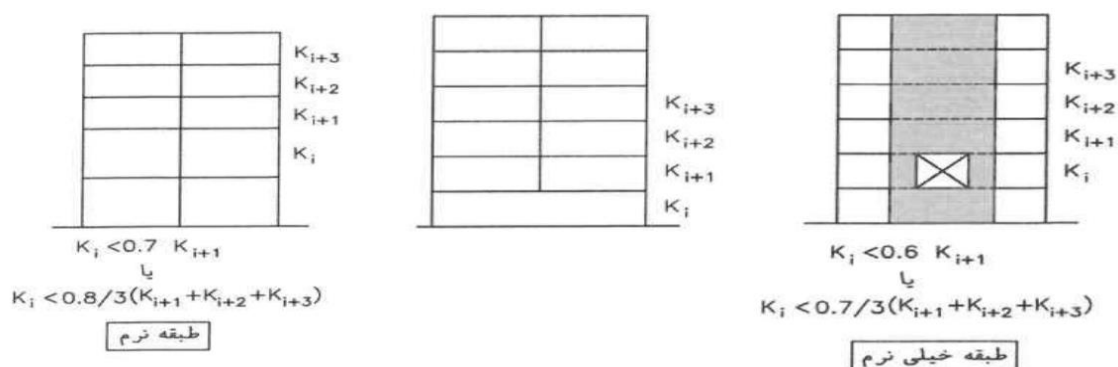
^{۱۰} Cutting Lateral System Irregularity



شکل ۵: نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی [۱]

۳-۲- نامنظمی سختی جانبی^{۱۱}

بر اساس بند ۱-۷-۲ ث استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مطابق شکل (۶)، در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، آن طبقه نرم نامیده می‌شود. در صورتی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۶۰ درصد و یا کمتر از ۷۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد آن طبقه، طبقه خیلی نرم خواهد بود. در حالت کلی طبقه‌ای که ارتفاع آن به دلایل ملاحظات معماری از ارتفاع سایر طبقات بیشتر باشد، دیوارهای داخلی و پیرامونی طبقه کاملاً حذف شده باشد و هیچ‌گونه جداگر میان قابی وجود نداشته باشد (مانند پیلوت در طبقه همکف) آن طبقه رفتار نرم‌تری نسبت به سایر طبقات دارد. بدیهی است طبقه مذکور هنگام زلزله جابجایی بیشتری خواهد داشت و آسیب‌پذیری آن بیشتر خواهد بود. آیین‌نامه وجود نامنظمی طبقه نرم و خیلی نرم را غیرمجاز ندانسته ولی محدودیت‌های بسیاری را در صورت وجود آن وضع می‌کند. به‌طور مثال اگر در ساختمانی، نامنظمی طبقه نرم یا خیلی نرم وجود داشته باشد و ساختمان بیش از سه طبقه باشد امکان استفاده از تحلیل استاتیکی معادل وجود ندارد. در این موارد باید از تحلیل‌های نسبتاً پیچیده تر جایگزین استفاده نمایید. همچنین احداث ساختمان نامنظم از نوع طبقه خیلی نرم و شدید پیچشی در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است [۱].



شکل ۶: نامنظمی سختی جانبی [۱]

۴- جزئیات مدل‌سازی

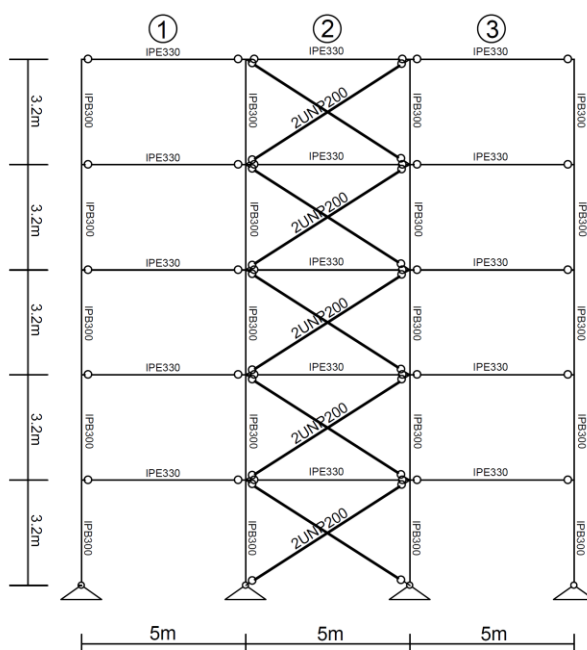
در این تحقیق، قاب پنج طبقه منظم و نامنظم با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و عرض دهانه‌ی ۵ متر دارای کاربری مسکونی در شهر تهران با خاک نوع III فرض شده است. بارهای مرده و زنده بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۳۵] محاسبه شده و ترکیب بار آن بر اساس ترکیب بار پیش فرض آیین‌نامه AISC360-10 [۳۶] در نرم افزار SAP2000 اعمال گردیده است. همچنین بار مرده و زنده نمونه‌ها مطابق جدول

¹¹ Lateral Stiffness Irregularity

(۱) ذکر شده است. طراحی مقاطع برحسب مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۷] انجام شده و بارگذاری زلزله نیز بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم محاسبه گردیده است برای ستون‌ها از $IPB300$ و برای تیرها نیز از $IPE330$ استفاده شده است. در شکل (۷) جزئیات و ابعاد قاب منظم نمایش داده شده است.

جدول ۱: جزئیات بارگذاری نمونه‌ها

بار معادل تیغه‌ها (kg/m)	جرم موثر لرزه‌ای (kg/m)	بار زنده (kg/m)	بار مرده (kg/m)	قاب ۵ طبقه
۵۰۰	۲۵۰	۱۰۰۰	۲۲۵۰	طبقات
		۷۵۰	۲۵۰۰	بام



شکل ۷: جزئیات ابعاد قاب و مقاطع

۴-۱- نمونه‌های مورد بررسی

به منظور یافتن پاسخ‌های قاب مورد نظر در نامنظمی‌های قطع سیستم باربر جانبی و طبقه خیلی نرم و همچنین مقایسه آنها با نمونه‌ی منظم قاب، از ۷ سناریو استفاده شده است که در آن از شش قاب نامنظم و یک نمونه قاب منظم استفاده گردیده است. که در مقایسه در دودسته قاب منظم با قاب‌های دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم (دسته اول) و قاب منظم با قاب‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی (دسته دوم) بررسی می‌شود. سناریوهای مورد بررسی و جزئیات قاب‌ها به شرح زیر می‌باشد:

سناریو ۱: با توجه به شکل (۸) (قاب منظم) در دهانه‌ی شماره ۲ از $2UNP200$ برای تمام طبقات استفاده شده است و دهانه ۱ و ۳ بدون مهاربند است (قاب منظم).

سناریو ۲: با توجه به شکل (۸) (A) در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقات اول تا چهارم از $2UNP200$ و برای طبقه پنجم از $2UNP120$ به عنوان مهاربند طبقه خیلی نرم استفاده شده است (نامنظمی طبقه خیلی نرم پنجم).

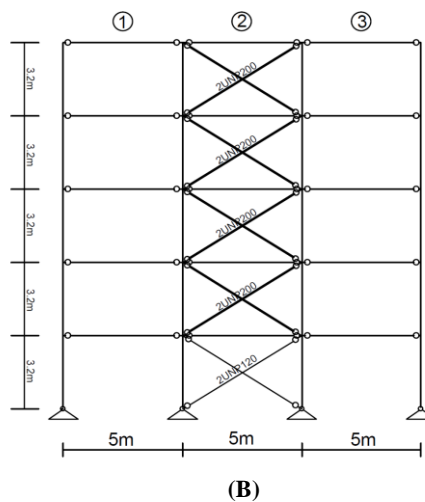
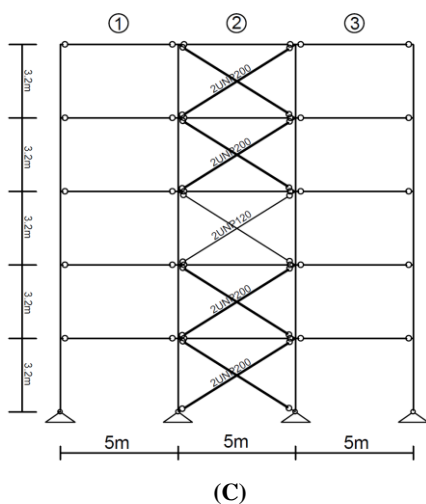
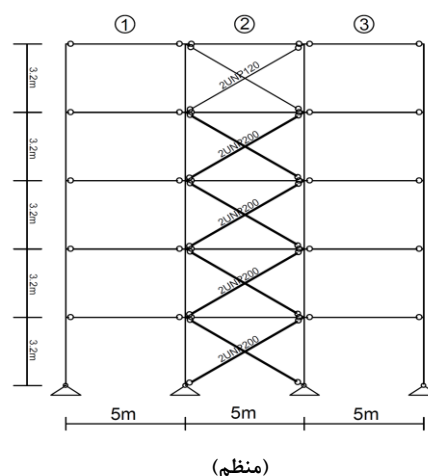
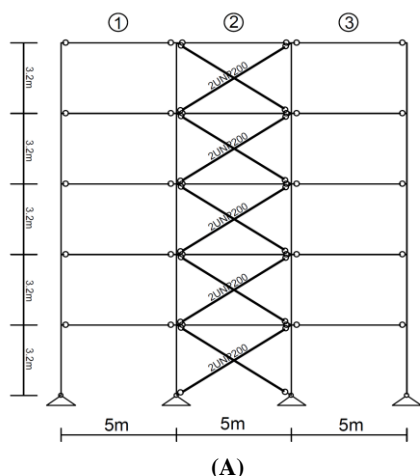
سناریو ۳: با توجه به شکل (۸) (B) در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقات اول، دوم، چهارم و پنجم از $2UNP200$ و برای طبقه سوم از $2UNP120$ به عنوان مهاربند طبقه خیلی نرم استفاده شده است (نامنظمی طبقه خیلی نرم سوم).

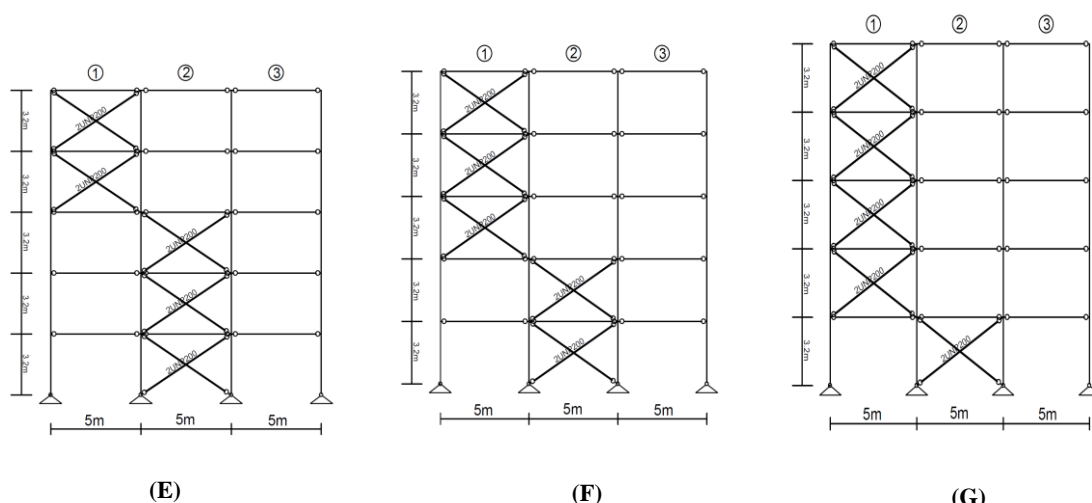
سناریو ۴: با توجه به شکل (۸) (C) در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقات دوم، سوم، چهارم و پنجم از 2UNP200 و برای طبقه اول از 2UNP120 به عنوان مهاربند طبقه خیلی نرم استفاده شده است (نامنظمی طبقه خیلی نرم اول).

سناریو ۵: با توجه به شکل (۸) (G) از 2UNP200 در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقات اول، دوم و سوم و در دهانه شماره ۱ برای طبقات چهارم و پنجم استفاده شده است (نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی طبقه چهارم).

سناریو ۶: با توجه به شکل (۸) (F) از 2UNP200 در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقات اول و دوم و در دهانه شماره ۱ برای طبقات سوم، چهارم و پنجم استفاده شده است (نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی طبقه سوم).

سناریو ۷: با توجه به شکل (۸) (E) از 2UNP200 در دهانه‌ی شماره ۲ برای طبقه اول و در دهانه شماره ۱ برای طبقات دوم، سوم، چهارم و پنجم استفاده شده است (نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی طبقه دوم).





شکل ۸: نمونه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SAP2000

۵- روش‌های تحلیل سازه

۵-۱- تحلیل استاتیکی معادل

در این روش با فرض اینکه سازه رفتار صلب دارد، نیروی ناشی از شتاب زلزله در ارتفاع سازه بدون در نظر گرفتن شکل و خواص هر طبقه توزیع می‌گردد. روش توزیع نیروی جانبی در بند ۲-۴-۹ استاندارد ۲۸۰۰ ذکر شده است. در روش تحلیل استاتیکی خطی کل نیروی جانبی ناشی از زلزله به صورت ضریبی از جرم ساختمان محاسبه می‌شود. این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی است. اگر نیروی جانبی بدست آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه ارتجاعی خطی فرض شود، تغییرشکل‌های حاصل، با آنچه که در زلزله طرح انتظار می‌رود برابر خواهد بود. به طور کلی روش‌های تحلیل استاتیکی هنگامی مناسب هستند که پاسخ سازه هنگام زلزله عمدتاً ناشی از ارتعاش در مد اول باشد یا به عبارت دیگر اثر مدهای بالاتر قابل توجه نباشد. هنگامی که اثر مدهای بالاتر حائز اهمیت می‌باشند، از روش‌های تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود [۱].

۵-۱-۱- نتایج تحلیل استاتیکی معادل

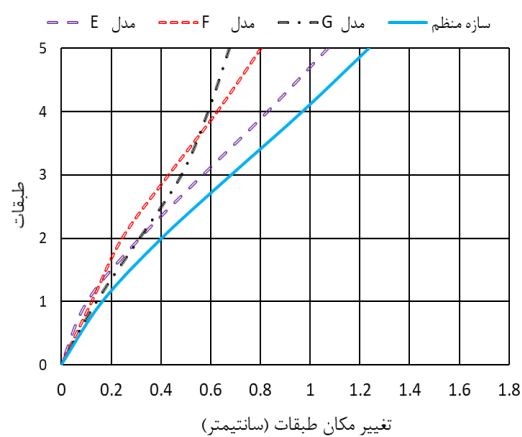
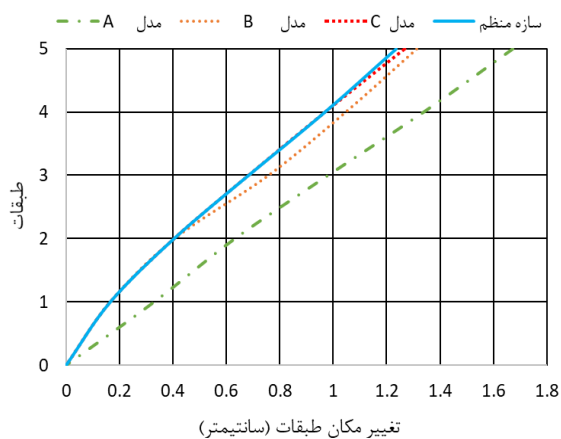
نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی معادل مانند مقادیر تغییرمکان حداکثر، حداکثر جابجایی نسبی قاب‌ها، زمان تناوب سازه و برش پایه در جدول‌های (۲) و (۳) ذکر شده است. همچنین نمودارهای مقایسه‌ای پاسخ سازه‌ها در حالت تحلیل دینامیکی طیفی در شکل-های (۹) تا (۱۶) نشان داده شده است. از مقایسه‌ی تحلیل استاتیکی معادل قاب منظم با قاب‌های نامنظم مشاهده می‌شود که در دسته‌ی اول، مدل‌های A ، B و C که دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم هستند از نظر تغییر مکان حداکثر نسبت به قاب منظم به ترتیب ۱۵، ۵۴ و ۸۲ درصد کاهش داشته‌اند. همچنین در دسته‌ی اول، مدل‌های A ، B و C در مقدار برش پایه به ترتیب ۶/۲، ۴/۱ و ۰ درصد، در زمان تناوب سازه ۱۸، ۵/۳ و ۵ درصد و در میزان حداکثر درصد جابجایی نسبی در طبقات سازه به ترتیب ۲۳/۱ و ۴/۳ درصد نسبت به قاب منظم با افزایش همراه بوده‌اند. در دسته دوم نیز مدل‌های E ، F و G در مقدار برش پایه به ترتیب ۰/۱، ۰/۶ و ۲ درصد، در زمان تناوب سازه ۸، ۲۴ و ۲۸ درصد و در میزان حداکثر درصد جابجایی نسبی در طبقات سازه به ترتیب ۸، ۴۵ و ۶۴ درصد کاهش نسبت به قاب منظم داشته‌اند.

جدول ۲: مقایسه‌ی نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی معادل برای قاب دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم

مدل	نیروی زلزله	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی (درصد)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
A	EX	۱/۶۷۳	۰/۰۰۰۹۰	۰/۵۰۳	۳۵/۱۵۴
B	EX	۱/۳۱۲	۰/۰۰۱۱۰	۰/۴۴۱	۳۴/۷۴۸
C	EX	۱/۲۶۶	۰/۰۰۰۹۳	۰/۴۲۸	۳۴/۲۴۴
منظم	EX	۱/۲۳۶	۰/۰۰۰۸۹	۰/۴۲۶	۳۴/۲۴۲

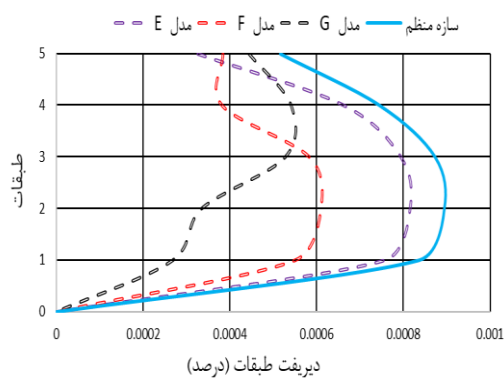
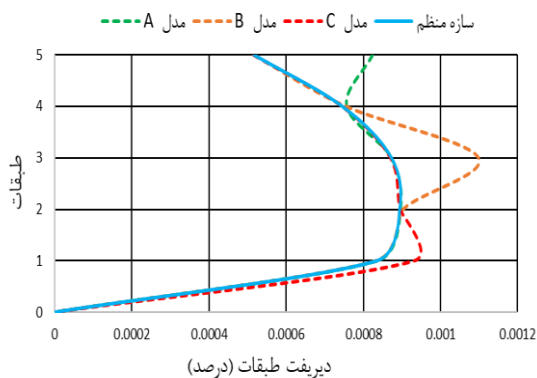
جدول ۳: مقایسه‌ی نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی معادل برای قاب دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

مدل	نیروی زلزله	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی (درصد)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
E	EX	۱/۰۷۳	۰/۰۰۰۸۲	۰/۳۹۳	۳۴/۳۹
F	EX	۰/۸۰۲	۰/۰۰۰۶۱	۰/۳۴۱	۳۵/۱۶
G	EX	۰/۶۷۶	۰/۰۰۰۵۴	۰/۳۳۳	۳۴/۴۶
منظم	EX	۱/۲۳۶	۰/۰۰۰۸۹	۰/۴۲۶	۳۴/۲۴



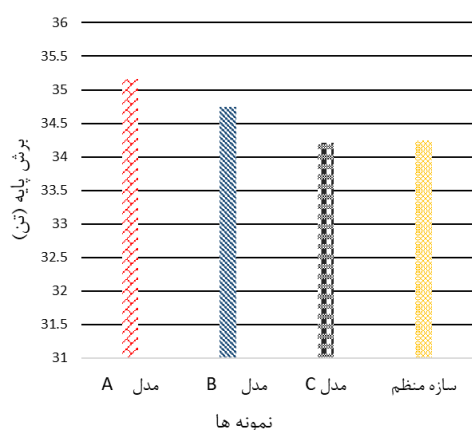
شکل ۹: تغییر مکان طبقات (طبقه خیلی نرم)

شکل ۱۰: تغییر مکان طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)

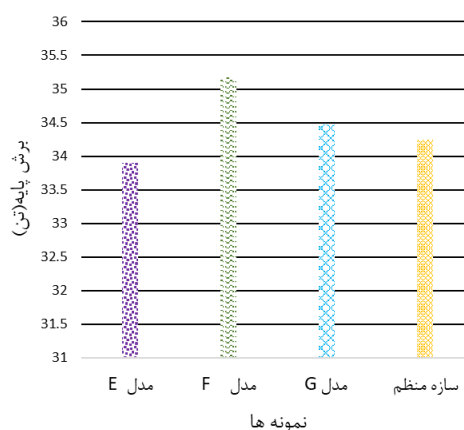


شکل ۱۱: درصد جابجایی نسبی طبقات (طبقه خیلی نرم)

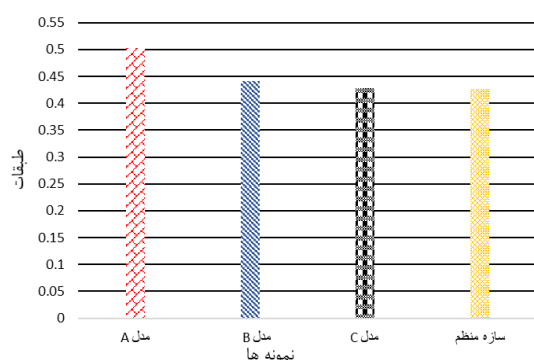
شکل ۱۲: درصد جابجایی نسبی طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)



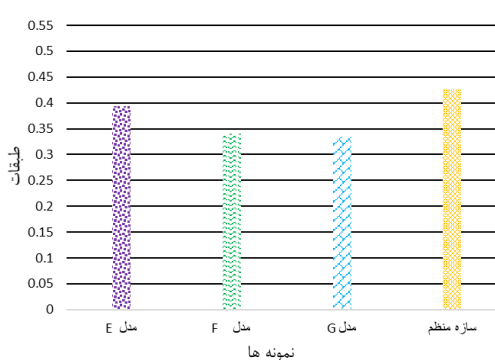
شکل ۱۴: مقایسه برش پایه سازه‌ها (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۱۳: مقایسه برش پایه سازه‌ها (طبقه خیلی نرم)



شکل ۱۶: مقایسه زمان تناوب نمونه‌ها (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۱۵: مقایسه زمان تناوب نمونه‌ها (طبقه خیلی نرم)

۵-۲- تحلیل دینامیکی طیفی

تحلیل دینامیکی طیفی با فرض رفتار الاستیک خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند انجام می‌گیرد. تعداد مدهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مدهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد. به علاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مد اول نوسان و حداکثر تمام مدهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند. در روش تحلیل طیفی خطی نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از زلزله با استفاده از روابط تعادل طیفی حاکم بر مدل ارتعاشی سازه تعیین می‌شود. از آنجا که در این روش مشخصات دینامیکی سازه در تحلیل وارد می‌گردد، نتایج حاصل دقیق‌تر از روش تحلیل استاتیکی خطی است اما به هر حال رفتار غیرخطی مصالح در مدل منظور نمی‌شود. این روش با استفاده از چند مد ارتعاشی سازه و تعریف ویژگی‌های زلزله به صورت طیف طرح و نهایتاً ترکیب پاسخ مربوط به مدهای ارتعاشی انجام می‌گیرد. از فواید این روش قابل اعتماد برای طراحی است چون بستگی به یک زلزله خاص ندارد، روش مناسب با دقت خوب برای تحلیل رفتار الاستیک خطی و کم هزینه بودن می‌توان نام برد. و نقاط ضعف آن، برای طراحی اولیه سازه مناسب نیست زیرا مدل سازه‌ای و خواص آن در مراحل اولیه طرح مشخص نمی‌باشد و بنابراین برای بررسی سازه طراحی شده مناسب است.

۵-۲-۱- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی

نتایج بدست آمده از تحلیل طیفی مانند مقادیر تغییرمکان حداکثر، حداکثر جابجایی نسبی قاب‌ها، زمان تناوب و برش پایه در جدول‌های (۴) و (۵) ذکر شده است. همچنین نمودارهای مقایسه‌ای پاسخ سازه‌ها در حالت تحلیل طیفی در شکل‌های (۱۷) تا (۲۲) نشان داده شده است. از مقایسه‌ی تحلیل طیفی قاب منظم با قاب‌های نامنظم مشاهده می‌شود که در دسته‌ی اول، مدل‌های A، B و C که دارای

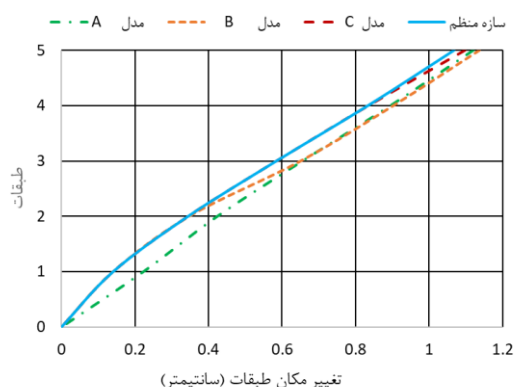
نامنظمی طبقه خیلی نرم هستند از نظر تغییر مکان حداکثر نسبت به قاب منظم به ترتیب با ۵، ۶/۵ و ۲/۹ درصد افزایش همراه بوده‌اند و در دسته‌ی دوم، مدل‌های F ، E و G که دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی هستند از نظر تغییر مکان حداکثر نسبت به قاب منظم به ترتیب ۱۳، ۴۴ و ۴۸ درصد کاهش داشته‌اند. همچنین در دسته اول، مدل‌های A ، B و C در مقدار برش پایه به ترتیب ۱، ۱/۵ و ۰ درصد و در زمان تناوب سازه به ترتیب با ۵/۶، ۳/۵ و ۰/۵ درصد نسبت به قاب منظم با افزایش همراه بوده‌اند. در میزان حداکثر درصد جابجایی نسبی در طبقات سازه نیز برای مدل A با ۳/۸ درصد کاهش و برای مدل‌های B و C به ترتیب با ۱۷ و ۴/۹ درصد افزایش نسبت به قاب منظم همراه بوده است. در دسته دوم، مدل‌های E ، F و G در زمان تناوب سازه به ترتیب ۸/۳، ۴۴ و ۶۶ درصد کاهش نسبت به قاب منظم داشته‌اند. مقدار برش پایه نیز برای مدل E با ۱ درصد کاهش و برای مدل‌های E و F نیز به ترتیب با ۳/۶ و ۶ درصد افزایش نسبت به قاب منظم همراه بوده است.

جدول ۴: نتایج بدست آمده از تحلیل طیفی برای نامنظمی طبقه خیلی نرم

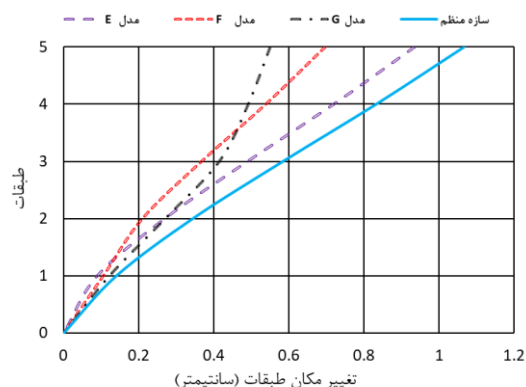
مدل	نیروی زلزله	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی (درصد)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
A	RSP	۱/۱۲۰	۰/۰۰۰۷۵	۰/۴۵۰	۲۹/۰۳۴
B	RSP	۱/۱۳۶	۰/۰۰۰۹۵	۰/۴۴۱	۲۸/۹۸۲
C	RSP	۱/۰۹۸	۰/۰۰۰۸۲	۰/۴۲۸	۲۸/۵۲۰
منظم	RSP	۱/۰۶۷	۰/۰۰۰۷۸	۰/۴۲۶	۲۸/۴۹۸

جدول ۵: نتایج بدست آمده از تحلیل طیفی برای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

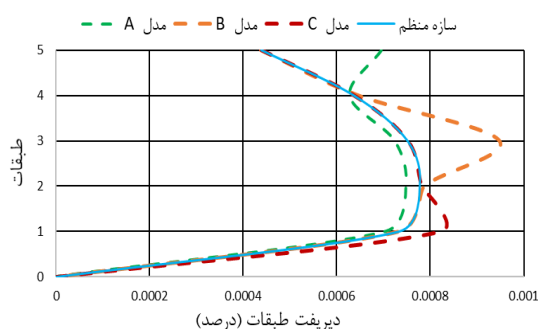
مدل	نیروی زلزله	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی (درصد)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
E	RSP	۰/۹۳۶	۰/۰۰۰۷۲	۰/۳۹۳	۲۸/۱۲۲
F	RSP	۰/۶۹۶	۰/۰۰۰۵۴	۰/۳۴۱	۲۹/۵۸۷
G	RSP	۰/۵۵۰	۰/۰۰۰۴۷	۰/۳۳۳	۲۹/۳۸۹
منظم	RSP	۱/۰۶۷	۰/۰۰۰۷۸	۰/۴۲۶	۲۸/۴۹۸



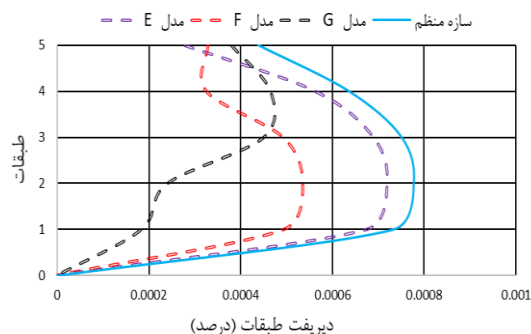
شکل ۱۸: تغییر مکان طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)



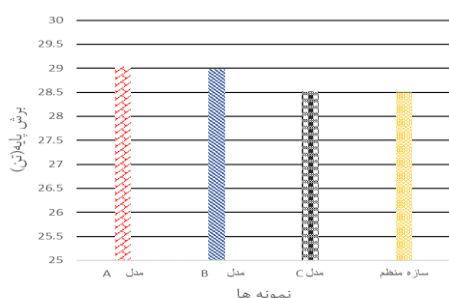
شکل ۱۷: تغییر مکان طبقات (طبقه خیلی نرم)



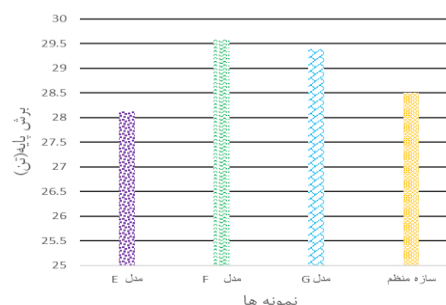
شکل ۲۰: درصد جابجایی نسبی طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۱۹: درصد جابجایی نسبی طبقات (طبقه خیلی نرم)



شکل ۲۲: مقایسه برش پایه سازه‌ها (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۲۱: مقایسه برش پایه سازه‌ها (طبقه خیلی نرم)

۳-۵- تحلیل تاریخچه زمانی

در این روش، سازه تحت تاریخچه زمانی شتاب زلزله قرار می‌گیرد و سازه به طور کامل تحلیل و پاسخ به صورت تاریخچه زمانی تعیین می‌گردد. در تحلیل تاریخچه زمانی، آثار مدهای بالاتر و تغییرات در الگوی بار اینرسی به علت نرم شدگی سازه در خلال زلزله به طور خودکار در نظر گرفته می‌شود. در این روش، به طور مستقیم تغییر مکان کلی حداکثر که توسط یک شتاب نگاشت مشخص به سازه اعمال می‌شود، تعیین شده و احتیاجی به تخمین زدن این پارامتر بر پایه روابط تجربی - تئوریک نمی‌باشد. این تحلیل به تغییراتی نظیر تغییر خصوصیات شتاب‌نگاشت و رفتار سخت شدگی غیرخطی المان‌های مورد استفاده بسیار حساس می‌باشد. از همین روی بحث مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها و روش انجام این کار تاثیر مستقیمی در نتایج تحلیل می‌گذارد. به همین علت برای کاهش پراکندگی نتایج و برآورد صحیح نیازهای لرزه‌ای لازم است تحلیل تاریخچه زمانی متعددی انجام شود. معمولاً آئین نامه‌های ساختمان مقرر میدارند که در صورت استفاده از ۳ رکورد بیشینه پاسخ‌ها و در صورت استفاده از ۷ رکورد، مقدار میانگین نتایج ملاک عمل قرار گیرند. انجام این تحلیل برای سازه‌های خاص اجباری می‌باشد. در این تحقیق، شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقیاس شده‌اند و در تحلیل تاریخچه زمانی به روش انتگرالگیری مستقیم مورد استفاده قرار گرفتند. بر اساس استاندارد مذکور به علت دو بعدی بودن تحلیل، از بین مولفه‌های افقی شتاب‌نگاشت‌ها، شتاب‌نگاشت‌هایی انتخاب شدند که دارای بیشینه شتاب بیشتری باشند و هشت شتاب‌نگاشت انتخاب شده دارای مشخصات ذکر شده در جدول (۶) می‌باشند. شتاب‌نگاشت‌های موردنظر از سایت *PEER* [۳۸] استخراج شده‌اند و با استفاده از نرم‌افزار *SeismoSignal* [۳۹]، طیف شتاب‌نگاشت‌های نزدیک به گسل با میرایی ۵٪ ارائه شده است. سپس طیف‌های پاسخ هر شتاب‌نگاشت در هر زمان تناوب به دست آمده است. در محدوده $T = 0.2$ الی $T = 1/5$ (که در آن T زمان تناوب اصلی است) متناسب با طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰، مقدار مقیاس با سعی و خطا به دست می‌آید. ضریبی که از این راه به دست می‌آید به عنوان ضریب مقیاس در نرم‌افزار وارد می‌گردد.

جدول ۶: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

ضریب مقیاس	فاصله (km)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	Tp (s)	بزرگا	نام ایستگاه	زلزله
۱/۶۲	۹/۹۶	۵۱۰/۱	۵۴	۷/۳۱	۷/۶	CHY101	Chi-Chi-Taiwan
۱/۸	۱۰/۴	۴۴۷/۴	۶۰	۵/۹	۶/۵۳	EC County Center FF	Imperial Valley-06
۱/۵	۸/۱۸	۵۵۴/۱	۸۲	۳	۷	Petrolia	Cape Mendocino
۰/۹	۲۳/۶۲	۴۱۰/۳	۵۳	۷/۵	۷/۳	Yermo Fire Station	Landers
۱/۱	۸/۵	۳۹۵/۲	۵۶	۴/۵	۶/۹	Saratoga Aloha Ave	Loma Prieta
۱/۳	۵/۴۸	۴۱۰/۷	۸۸	۳/۵	۶/۷	Newhall W Pico Canyon Rd	Northridge
۱/۴۵	۰/۹۵	۳۹۲/۳	۱۰۷	۲/۳	۶/۶	Hills-02, Parachute Test Site	Superstition Hills
۱/۸۸	۱۷/۶۶	۳۱۰/۵	۳۶	۳/۶	۵/۹	Parachute Test Site	Westmarland

۵-۳-۱- نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

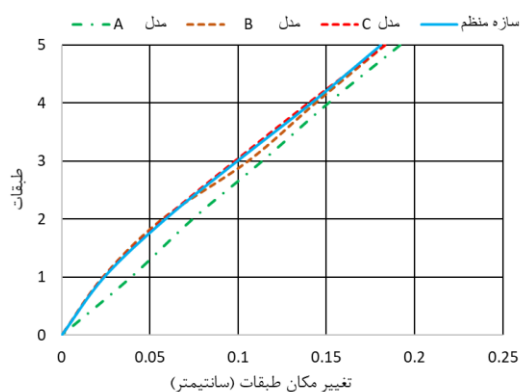
نتایج بدست آمده از تحلیل طیفی مانند مقادیر تغییر مکان حداکثر، حداکثر دررفت قاب‌ها، زمان تناوب سازه و برش پایه در جدول‌های (۷) و (۸) ذکر شده است. همچنین نمودارهای مقایسه‌ای پاسخ سازه‌ها در حالت تحلیل طیفی در شکل‌های (۲۳) تا (۲۸) نشان داده شده است. از مقایسه‌ی تحلیل تاریخچه زمانی قاب منظم با قاب‌های نامنظم مشاهده می‌شود که در دسته اول، مدل‌های A ، B و C که دارای نامنظمی طبقه خیلی نرم هستند از نظر تغییر مکان حداکثر نسبت به قاب منظم به ترتیب با $۱/۶$ و $۱۱/۶$ درصد افزایش همراه بوده‌اند و در دسته دوم، مدل‌های E ، F و G که دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی هستند از نظر تغییر مکان حداکثر نسبت به قاب منظم به ترتیب $۸/۹$ ، ۳۲ و ۴۱ درصد کاهش داشته‌اند. همچنین در دسته اول، مدل‌های A ، B و C در مقدار برش پایه به ترتیب $۲/۵$ ، $۸/۴$ و $۳/۲$ درصد کاهش نسبت به قاب منظم و در زمان تناوب سازه به ترتیب با $۵/۶$ ، $۳/۵$ و $۰/۵$ درصد نسبت به قاب منظم با افزایش همراه بوده‌اند. در میزان حداکثر درصد جابجایی نسبی در طبقات سازه نیز برای مدل A با $۳/۲$ درصد کاهش و برای مدل‌های B و C به ترتیب با ۱۶ و $۳/۸$ درصد افزایش نسبت به قاب منظم همراه بوده است. در دسته دوم، مدل‌های E ، F و G در زمان تناوب سازه به ترتیب $۲۰/۸$ و ۲۲ درصد و در میزان حداکثر درصد جابجایی نسبی در طبقات سازه به ترتیب ۹ ، ۳۱ و ۳۱ درصد کاهش نسبت به قاب منظم داشته‌اند. مقدار برش پایه نیز برای مدل E با $۴/۲$ درصد کاهش و برای مدل‌های E و F نیز به ترتیب با $۹/۷$ و ۱۷ درصد افزایش نسبت به قاب منظم همراه بوده است.

جدول ۷: نتایج بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی تحت زلزله‌های مورد مطالعه برای نامنظمی طبقه خیلی نرم

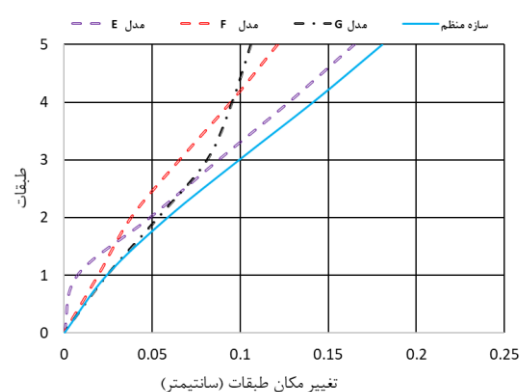
مدل	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی (درصد)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
A	۰/۱۹۲	۰/۰۰۰۱۲۷	۰/۴۵۰	۴/۸۳۵
B	۰/۱۸۳	۰/۰۰۰۱۵۲	۰/۴۴۱	۴/۵۹۴
C	۰/۱۸۳	۰/۰۰۰۱۳۶	۰/۴۲۸	۴/۷۹۶
منظم	۰/۱۸۰	۰/۰۰۰۱۳۱	۰/۴۲۶	۴/۹۵۶

جدول ۸: نتایج بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی تحت زلزله‌های مورد مطالعه برای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

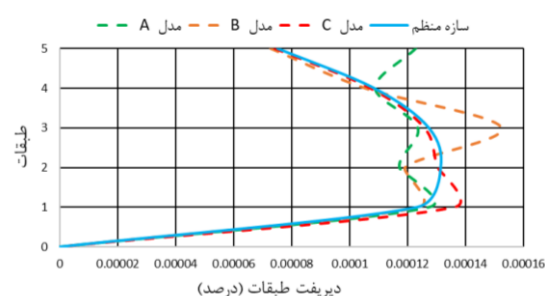
مدل	تغییر مکان حداکثر (سانتی‌متر)	حداکثر جابجایی نسبی	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (تن)
E	۰/۱۶۴	۰/۰۰۰۱۲	۰/۳۹۳	۴/۷۰۲
F	۰/۱۲۱	۰/۰۰۰۰۹۰۸	۰/۳۴۱	۵/۴۳۸
G	۰/۱۰۵	۰/۰۰۰۰۹۰۶	۰/۳۳۳	۵/۸۳۱
منظم	۰/۱۸۰	۰/۰۰۰۱۳۱	۰/۴۲۶	۴/۹۵۶



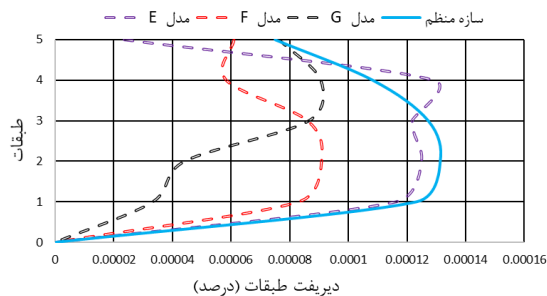
شکل ۲۴: تغییر مکان طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)



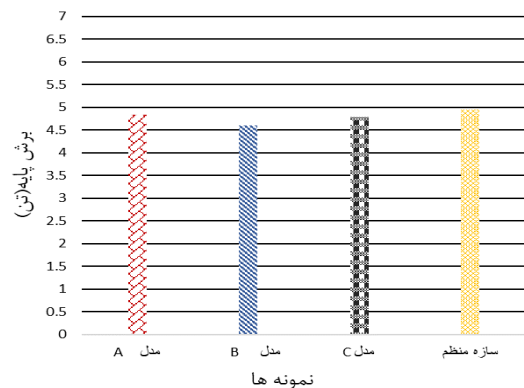
شکل ۲۳: تغییر مکان طبقات (طبقه خیلی نرم)



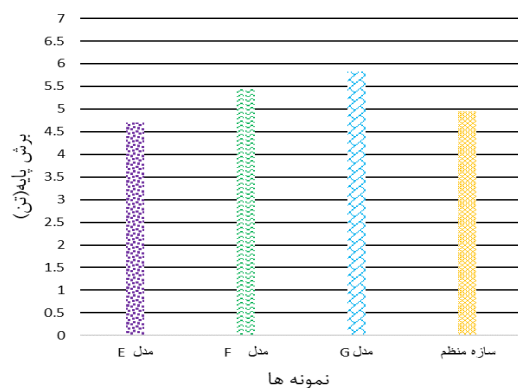
شکل ۲۶: درصد جابجایی نسبی طبقات (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۲۵: درصد جابجایی نسبی طبقات (طبقه خیلی نرم)

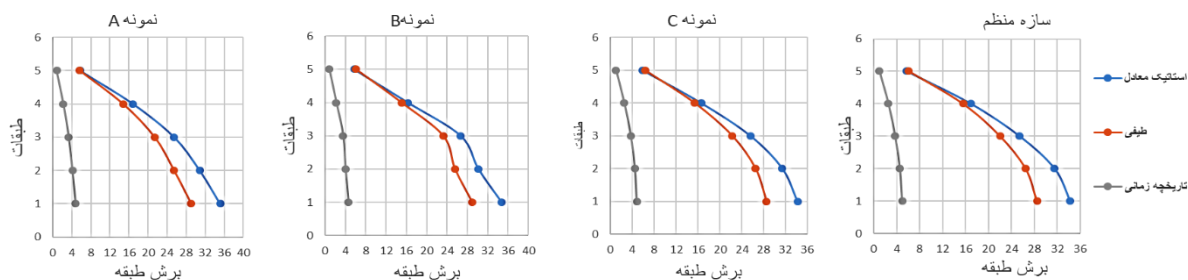


شکل ۲۸: مقایسه برش پایه سازه‌ها (قطع سیستم باربر جانبی)



شکل ۲۷: مقایسه برش پایه سازه‌ها (طبقه خیلی نرم)

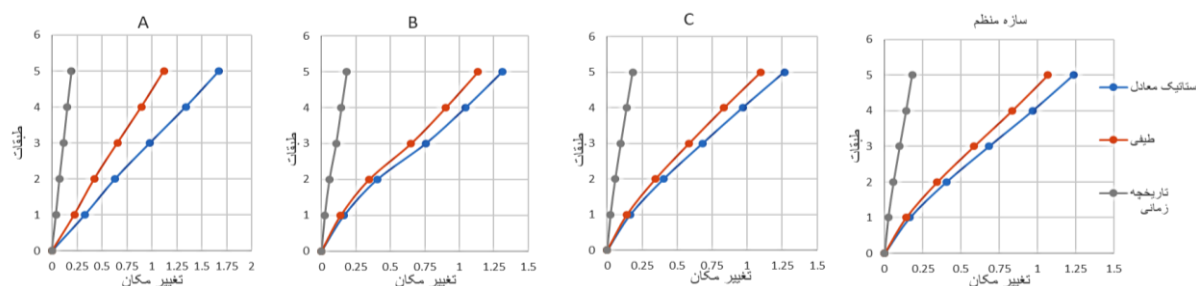
مقایسه تحلیل ها در پاسخ نمونه‌ها در جدول‌های (۹) تا (۱۲) و شکل‌های (۲۹) تا (۳۸) ارائه شده است.



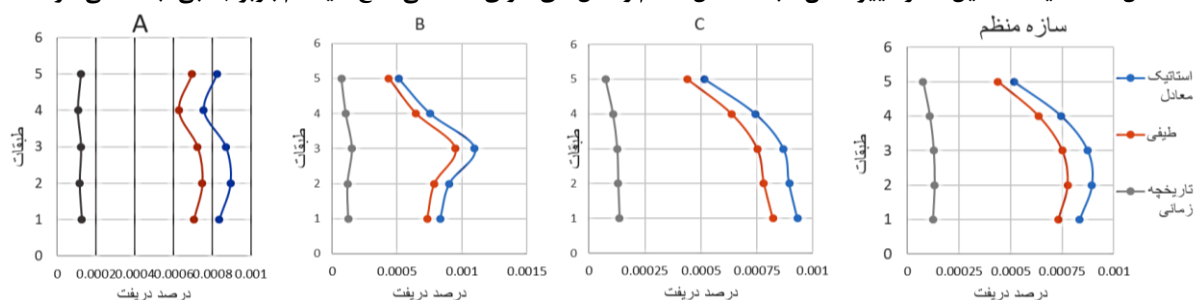
شکل ۲۹: مقایسه تحلیل‌ها در برش طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی (به تن)



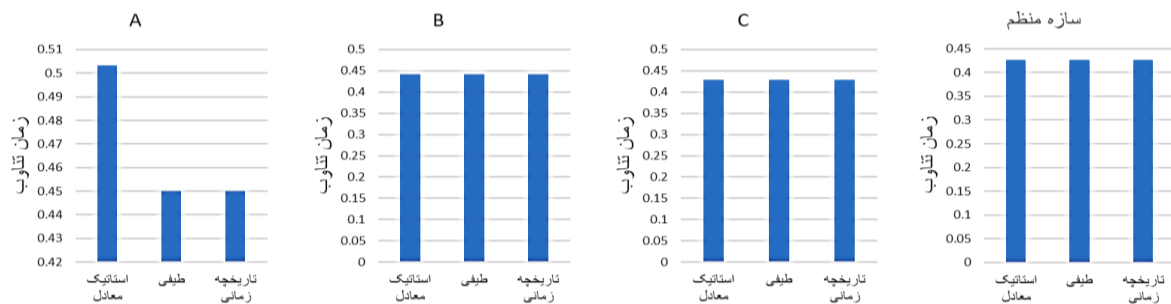
شکل ۳۰: مقایسه تحلیل‌ها در برش پایه مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی (به تن)



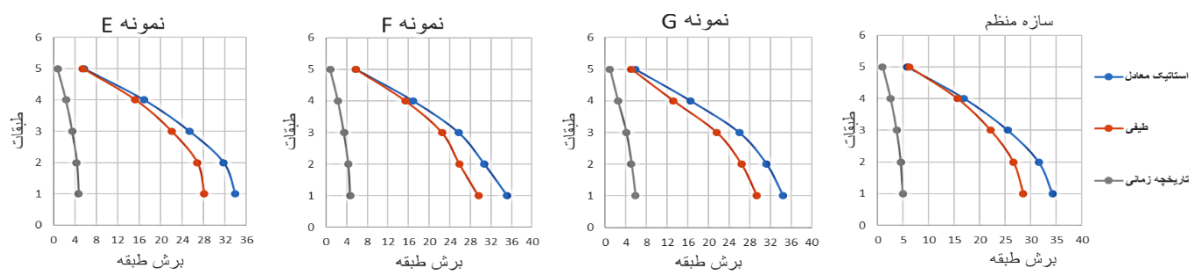
شکل ۳۱: مقایسه تحلیل‌ها در تغییر مکان طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی (به سانتی‌متر)



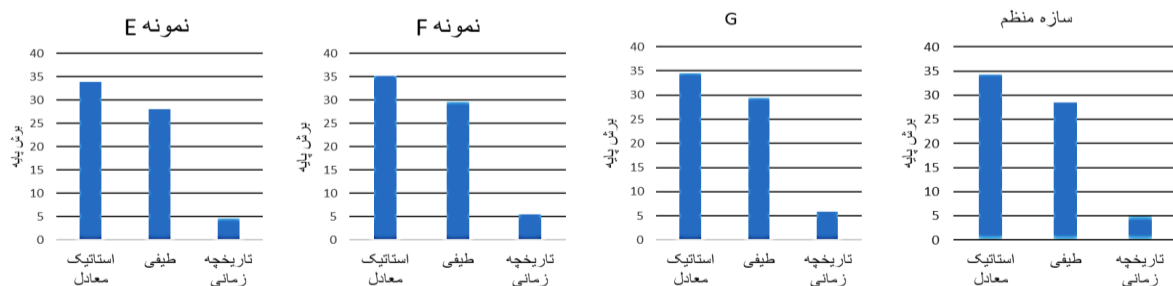
شکل ۳۲: مقایسه تحلیل‌ها درصد جابجایی نسبی طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



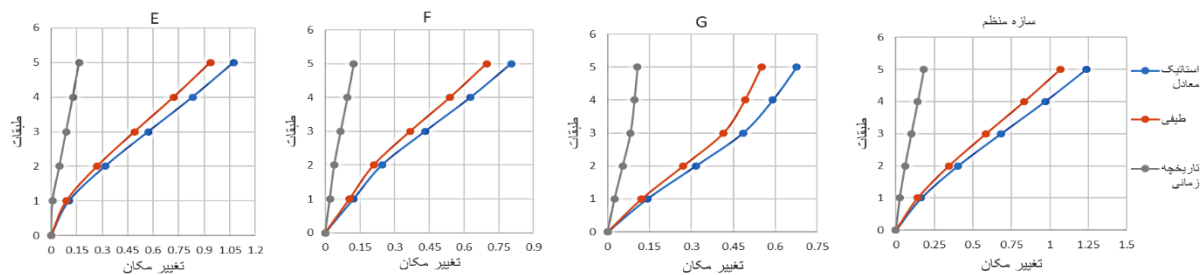
شکل ۳۳: مقایسه تحلیل‌ها در زمان تناوب مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی (به ثانیه)



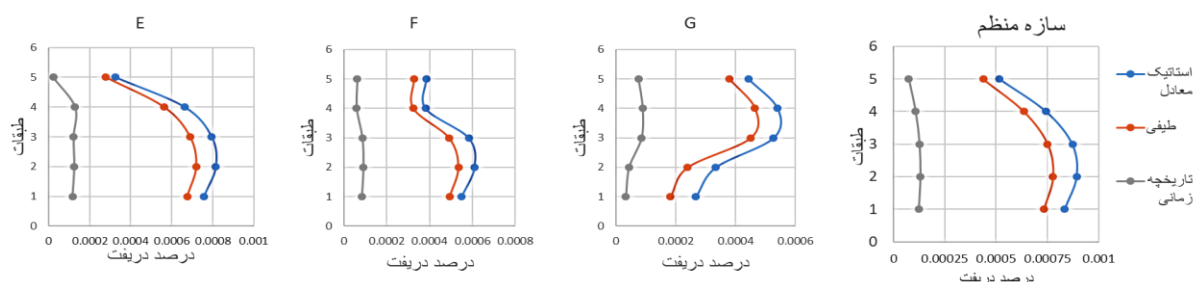
شکل ۳۴: مقایسه تحلیل‌ها در برش طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی (به تن)



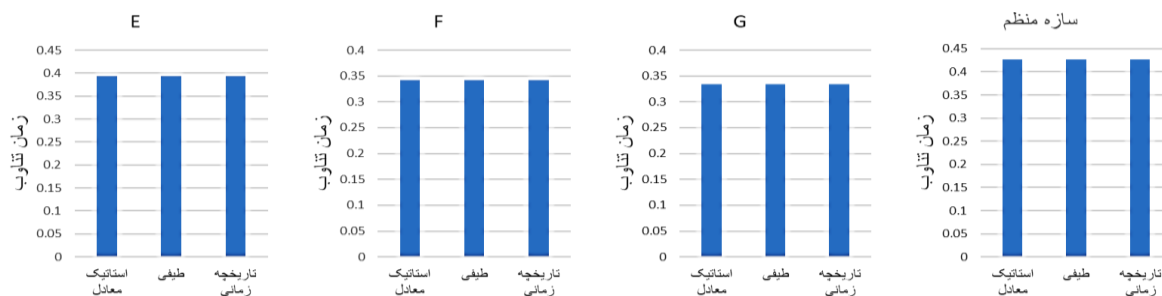
شکل ۳۵: مقایسه تحلیل‌ها در برش پایه مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی (به تن)



شکل ۳۶: مقایسه تحلیل‌ها در تغییر مکان طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی (به سانتی‌متر)



شکل ۳۷: مقایسه تحلیل‌ها درصد جابجایی نسبی طبقات مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



شکل ۳۸: مقایسه تحلیل‌ها در زمان تناوب مدل منظم و مدل‌های دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی (به ثانیه)

جدول ۹: درصد خطای نتایج تحلیل استاتیکی معادل نسبت به تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی در اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای هر نمونه

نوع نامنظمی	برش پایه	زمان تناوب سازه		حداکثر جابجایی نسبی در طبقه سازه		تغییر مکان حداکثر	
		ST_i-RS_i	ST_i-TH_i	ST_i-RS_i	ST_i-TH_i	ST_i-RS_i	ST_i-TH_i
طبقه خیلی نرم	A	۱۲/۴	۱۲/۴	۴/۸	۴/۲	۳۰	۲۹
	B	۰	۰	۶	۷	-۰/۴	۴/۵
	C	۰	۰	۰/۷	۰/۴	-۰/۴	۰/۹
قطع سیستم باربر جانبی	E	۰/۸	۰/۳	۱	۰/۳	-۲	-۲۳/۹
	F	-۴	۱	-۱۴	-۱	-۱۰	-۸۶
	G	-۶	-۱	-۳۳	۲	-۳۴	-۱۲۳

از جدول (۹)، درصد خطای نتایج تحلیل استاتیکی معادل نسبت به تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی در اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای هر نمونه مشاهده می‌شود که برای نامنظمی طبقه خیلی نرم، تحلیل استاتیکی معادل بیشترین خطا را برای حداکثر تغییر مکان سازه در نمونه A با ۳۰ درصد خطا نسبت به تحلیل طیفی و ۲۹ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی و بیشترین خطا را برای حداکثر جابجایی نسبی در طبقات سازه در نمونه B با ۶ درصد خطا نسبت به تحلیل طیفی و ۷ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی داراست. همچنین تحلیل استاتیکی معادل بیشترین خطا را برای زمان تناوب سازه در نمونه A با ۱۲/۴ درصد خطا نسبت به تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی و بیشترین خطا را برای برش پایه در نمونه B با ۹/۸ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی داراست. در مورد نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی نیز تحلیل استاتیکی معادل در تغییر مکان حداکثر سازه بیشترین خطا را در نمونه G با ۳۴ درصد خطا نسبت به تحلیل طیفی و ۱۲۳ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی داراست. همچنین بیشترین خطا تحلیل استاتیکی معادل در

نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی برای نمونه G در مقادیر حداکثر جابجایی نسبی در طبقات سازه با ۳۳ درصد خطا، در زمان تناوب سازه با ۶ درصد خطا و در برش پایه با ۱۹ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی است.

جدول ۱۰: درصد خطای نتایج تحلیل استاتیک معادل نسبت به تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی در میانگین اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم

نوع نامنظمی	تغییر مکان حداکثر		حداکثر جابجایی نسبی		زمان تناوب		برش پایه	
	$ST_{avr}-RS_{avr}$	$ST_{avr}-TH_{avr}$	$ST_{avr}-RS_{avr}$	$ST_{avr}-TH_{avr}$	$ST_{avr}-RS_{avr}$	$ST_{avr}-TH_{avr}$	$ST_{avr}-RS_{avr}$	$ST_{avr}-TH_{avr}$
طبقه خیلی نرم	۱۰/۴	۱۱/۴۶	۳/۴۶	۳/۹۶	۴/۱۳	۴/۱۳	۰/۵	۶/۰۳
قطع سیستم باربر جانبی	-۱۵/۳۳	-۷۷/۶۳	۰/۵	-۱۵/۳۳	۰/۱	-۳/۰۶	-۳/۴۳	-۸/۴

از جدول (۱۰)، درصد خطای نتایج تحلیل استاتیک معادل نسبت به تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی در میانگین اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای نامنظمی های طبقه خیلی نرم و قطع سیستم باربر جانبی مشاهده میشود که تحلیل استاتیک معادل به طور متوسط در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی، برای تغییر مکان حداکثر به میزان ۱۵ درصد نسبت به تحلیل طیفی و ۷۷ درصد نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی، در برش پایه بمیزان ۳/۴۳ درصد نسبت به تحلیل طیفی و ۸/۴ درصد نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی و برای حداکثر جابجایی نسبی در طبقات سازه ۱۵/۳۳ درصد نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی خطا دارد. همچنین مشاهده میشود که تحلیل استاتیک معادل به طور متوسط در نامنظمی طبقه خیلی نرم، برای تغییر مکان حداکثر به میزان ۱۰/۴ درصد نسبت به تحلیل طیفی و ۱۱/۴۶ درصد نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی خطا دارد.

جدول ۱۱: درصد خطای نتایج تحلیل طیفی نسبت به تاریخچه زمانی در اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای هر نمونه

نوع نامنظمی	شماره	تغییر مکان حداکثر		زمان تناوب		برش پایه	
		RS_i-TH_i	RS_i-TH_i	RS_i-TH_i	RS_i-TH_i		
طبقه خیلی نرم	A	-۱	-۰/۶	۰	۳/۵		
	B	۴/۹	۱	۰	۹/۹		
	C	۱/۳	۱/۱	۰	۳/۲		
قطع سیستم باربر جانبی	E	۲۱/۹	۰/۷	۰/۵	۵/۲		
	F	-۷۶	-۱۳	-۵	-۶/۱		
	G	-۸۹	-۳۵	-۵	-۱۴		

از جدول (۱۱)، درصد خطای نتایج تحلیل طیفی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی در اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای هر نمونه مشاهده می شود که در نامنظمی طبقه خیلی نرم، تحلیل طیفی بیشترین خطا را برای حداکثر تغییر مکان سازه در نمونه B با ۵ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی و بیشترین خطا برای برش پایه در نمونه B با ۹/۹ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی دارد. همچنین در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی، تحلیل طیفی بیشترین خطا را برای حداکثر تغییر مکان سازه در نمونه G با ۸۹ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی و بیشترین خطا برای برش پایه در نمونه G با ۱۴ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی دارد. مقدار خطای تحلیل طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی در طبقات سازه در نمونه G با ۳۵ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی بیشترین است.

جدول ۱۲: درصد خطای نتایج تحلیل طیفی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی در میانگین اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم

نوع نامنظمی	تغییر مکان حداکثر	حداکثر جابجایی نسبی	زمان تناوب	برش پایه
	$(RS_{avr}-TH_{avr})$	$(RS_{avr}-TH_{avr})$	$(RS_{avr}-TH_{avr})$	$(RS_{avr}-TH_{avr})$
طبقه خیلی نرم	۱/۷۳	۰/۵	۰	۵/۵۳
قطع سیستم باربر جانبی	-۶۲/۳	-۱۵/۷۶	-۳/۱۶	-۴/۹۷

از جدول (۱۲)، درصد خطای نتایج تحلیل طیفی نسبت به تاریخچه زمانی در میانگین اختلاف نتایج نسبت به قاب منظم برای نامنظمی‌های طبقه خیلی نرم و قطع سیستم باربر جانبی مشاهده می‌شود تحلیل طیفی به طور متوسط در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی برای مقادیر تغییر مکان حداکثر، حداکثر جابجایی نسبی سازه در طبقات، زمان تناوب و برش پایه به ترتیب به میزان ۶۲/۳، ۱۵/۷۶، ۳/۱۶ و ۴/۹۷ درصد خطا نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی داشته‌اند.

۶- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی برای مدل منظم و مدل‌های با نامنظمی طبقه خیلی نرم و قطع سیستم باربر جانبی به صورت ذیل ارائه می‌شود:

۱- مقادیر تغییر مکان حداکثر، زمان تناوب، حداکثر جابجایی نسبی در طبقات و برش پایه در تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی در قاب منظم بسیار نزدیک به هم می‌باشند و این مقادیر در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای قاب منظم با اختلاف زیادی از دو تحلیل دیگر کمتر است.

۲- در بررسی تحلیل استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی برای نتایج قاب منظم مشاهده می‌شود که توزیع برش در طبقات و تغییر مکان طبقات در حالت تاریخچه زمانی مقادیر کمتری نسبت به دو تحلیل دیگر به خود اختصاص داده است. در حالت کلی نتایج بدست آمده از حالت تاریخچه زمانی مطلوب تر بوده و از توزیع تنش بهتری در طبقات برخوردار است.

۳- تحلیل استاتیکی معادل برای نامنظمی طبقه خیلی نرم در نمونه‌ی A بیشترین خطا را نسبت به تحلیل دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی داراست. همچنین در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی تحلیل استاتیکی معادل در نمونه‌ی G بیشترین خطا را نسبت به تحلیل دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی داراست. که نشان می‌دهد اولاً تحلیل استاتیکی معادل در مورد سازه‌های با نامنظمی طبقه خیلی نرم و قطع سیستم باربر جانبی دارای خطای بسیار زیاد است که این خطا برای سازه‌های با نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی بیشتر است. ثانیاً در مورد محل قرار گیری نامنظمی در ارتفاع سازه تحلیل استاتیکی معادل در نامنظمی طبقه خیلی نرم و قطع سیستم باربر جانبی طبقات فوقانی خطای بیشتری دارد.

۴- تحلیل استاتیکی معادل به طور متوسط در مورد نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی طبقات فوقانی خطای بیشتری را نسبت به نامنظمی طبقه خیلی نرم داراست.

۵- تحلیل طیفی برای نامنظمی طبقه خیلی نرم در نمونه B بیشترین خطا را داراست. همچنین برای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی تحلیلی طیفی در نمونه G بیشترین خطا را نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی داراست. همچنین به طور متوسط خطای نتایج تحلیلی طیفی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی و طبقه خیلی نرم نشان می‌دهد که اولاً تحلیل طیفی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی در نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی نسبت به نامنظمی طبقه خیلی نرم خطای بیشتری دارد، ثانیاً این میزان خطا برای نامنظمی طبقه خیلی نرم در طبقات میانی و در مورد نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در طبقات فوقانی بیشتر است.

مراجع

- [1] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [2] Aranda, G. R., and Rascon, O. A., (1986). An improved method for seismic analysis of buildings irregular in elevation, *in Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, vol. 6, pp. 9–16.
- [3] Costa, A. G., Oliveira, C. S., and Duarte, R. T., (1988). Influence of vertical irregularities on seismic response of buildings, *in Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, vol. 5, pp. 491–496.
- [4] Tso, W.K., Ying, H. (1992). Lateral Strength Distribution Specification to Limit the Additional Inelastic Deformation of Torsional Unbalanced Structures. *Engineering Structures*, 14, 263-277.
- [5] Mittal, A.K., Jain, A.K. (1995). Effective Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures. *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, 24, 69-84.
- [6] De Stefano, M., Faella, G., Ramasco, R. (1993). Inelastic Response and Design Criteria of Plan-Wise Asymmetric Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 245-259.
- [7] Myslimaj, B., Tso, W.K. (2002). A Strength Distribution Criterion for Minimizing Torsional Response of Asymmetric Wall-Type Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 99-120.
- [8] Aziminejad, A., Moghadam, A.S. (2009). Performance of Asymmetric Multi-storey Shear Buildings with Different Strength Distributions. *Journal of Applied Sciences*, 9(6): 1082-1089.
- [9] Iztok, P., Fajfar, P. (2005). On the Inelastic Torsional Response of Single-Storey Structures Under Bi-axial Excitation. *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, 34, 931-941.
- [10] Marusic, D., Fajfar, P. (2005). On the Inelastic Seismic Response of Asymmetric Buildings under Bi-Axial Excitation, *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, 34, 943-963.
- [11] Naresh, B.G., Kumar, A. (2012). Seismic Performance Evaluation of Torsional Asymmetric Buildings. *International Journal of Science and Engineering Research*, Volume 3, Issue 6.
- [12] Lucchini, A., Monti, G., Kunnath, S. (2009). Seismic Behavior of Single-story Asymmetric-plan Buildings Under Uniaxial Excitation. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 38:1053–1070.
- [13] Köber, D., Zamfirescu, D. (2012). Issues Concerning General Torsion in Code Provisions. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
- [14] Roy, R., Chakroborty, S. (2013). Seismic Demand of Plan-asymmetric Structures: a revisit. *Earthquake Eng & Eng Vib*, 12: 99-117.
- [15] Aziminejad, A., Moghadam, A.S., Tso, W.K. (2008). A New Methodology For Designing Multi-story, Asymmetric Buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, Beijing, China.
- [16] Ketabforoush Badri, R, Sarvghad-Moghadam, A, Nekoei, M. (2016). Influence of the Mass Eccentricity on the Margin of Safety against the Collapse of RC-SMF Buildings under Extreme Earthquakes. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 32.2(2.2), 11-23.
- [17] Feriz Jarrahi, H, Keramati, A. (2017). Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis, *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, 29(2), 73-90.
- [18] E. Fereshtehnejad, M. Banazadeh and A. Shafieezadeh, (2016). System reliability-based seismic collapse assessment of steel moment frames using incremental dynamic analysis and Bayesian probability network, *Engineering Structures*, 118, 274-286.
- [19] F.M. Nazri, P.Y. Ken, (2014). Seismic performance of moment resisting steel frame subjected to earthquake excitations. *Front. Struct. Civ. Eng.* 8, 19-25.
- [20] A. Elkady, and D. G. Lignos, (2017). Full-Scale Cyclic Testing of Deep Slender Wide-Flange Steel Beam-Columns under Unidirectional and Bidirectional Lateral Drift Demands. *16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE)*, Santiago, Chile, num. 944.
- [21] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2017). Probabilistic Assessment of Sidesway Collapse of Steel Moment Frames (Ordinary, Intermediate and Special) under Earthquake. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 4, No. 3, pages 129-147.
- [22] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2017). Evaluation the Possibility of the Occurrence of Progressive Collapse in Steel Moment Frames (Ordinary, Intermediate and Special) Due to Sudden Column Removal. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 5, No. 3, pages 85-105.
- [23] Mehdizadeh, K., Karamodin, A. & Sadeghi, A. (2020). Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames under Earthquake Excitations. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng* 44, 1209–1221.

- [24] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2018). Investigation of the Effect of Uncertainty of the Ibara-Medina-Krawinkler Model Parameters on Seismic Collapse Capacity in Steel Moment Resisting Frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 6, No. 2, pages 45-62.
- [25] Kheyroddin, A. Gholhaki, M. Pachideh, Gh. (2019). Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frames Retrofitted with Steel Braces Using IDA and Pushover Methods in the Near-Fault Field, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 7-1, 159-173.
- [26] Saberi, V., Saberi, H., Sadeghi, A., (2020). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges, *Journal of Science and Technology*. (In Persian).
- [27] Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K. (2020). Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*. (In Persian).
- [28] Pachideh, G., Kafi, M., Gholhaki, M. (2020). Experimental and Numerical Evaluation of an Innovative Diamond-Scheme Bracing System Equipped with a Yielding Damper. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. (In Persian).
- [29] Pachideh, G., Gholhaki, M., Kafi, M. (2020). Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper. *Steel and Composite Structures*, 36(2), 197-211.
- [30] Pachideh, G., Kafi, M., Gholhaki, M. (2020). Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater, *Structures*, 28, 467-481.
- [31] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 31: 561-582.
- [32] Habibullah, A. (2019), *SAP2000-Three Dimensional Analysis of Building Systems*. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [33] Code, U. B., (1997). *UBC-97*, American Association of Building Officials, Whittier, CA.
- [34] ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Building and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.
- [35] INBC. (2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [36] AISC 360. *Specifications for structural steel buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction; 2016.
- [37] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [38] *PEER Ground Motion Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database
- [39] *SeismoSignal*, (2020). Constitutes a simple, yet efficient, package for the processing of strong-motion data.