Archive of SID

بررسی میزان خطای روش‌های تحلیل لرزه‌ای در سازه‌های میان مرتبه با نامنظمی سختی جانبی

وحید صابری*

استادیار، گروه عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان‌کی، سمنان، ایران

حمید صابری

استادیار، گروه عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان‌کی، سمنان، ایران

عباسعلی صادقی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

محمدرضا نوری

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان‌کی، سمنان، ایران

saberi.vahid@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۸/۱۱/۳۰ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۶/۱۶

چکیده

اصولاً در بین مراحل مختلفی که هنگام طراحی یک ساختمان برای پایداری در برابر زلزله موردتوجه قرار می‌گیرند، مرحله‌ی تصمیم‌گیری در مورد پیکربندی ساختمان از اهمیت اساسی برخوردار است. یکی از عوامل مهم که تأثیر بسزایی بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان دارد موضوع منظمی یا نامنظمی آن در پلان و ارتفاع می‌باشد. اغلب ساختمان‌هایی که دارای پیکربندی نامنظم‌اند، در مقابل زلزله خسارت بیشتری می‌بینند. ازاین رو تعیین معیارهایی جهت تشخیص انواع نامنظمی‌ها در سازه‌ها از اهمیت خاصی برخوردار است. در این تحقیق، به منظور بررسی میزان خطای روش‌های تحلیل لرزه‌ای (استاتیکی معادل، طیفی و تاریخچه زمانی) در سازه‌های میان مرتبه با نامنظمی سختی، ۴ نمونه‌ی فولادی ۵ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و مهاربندی با حالت‌های مختلف نامنظمی سختی در ارتفاع در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی شده‌اند. نتایج نشان داد که روش تحلیل استاتیکی معادل همواره نسبت به سایر روش‌ها مقادیر محافظه‌کارانه و تا حدودی هم غیراقتصادی را ارائه می‌دهد، لذا می‌توان گفت برای ساختمان‌های میان مرتبه، تحلیل استاتیکی معادل قابل اطمینان است. هر چند تحلیل تاریخچه زمانی نسبت به تحلیل طیفی، نمایانگر بهتر رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله می‌باشد.

کلید واژگان: نامنظمی سختی، میزان خطا، تحلیل لرزه‌ای، سازه میان مرتبه.

www.SID.ir

Archive of SID

۱- مقدمه

با توجه به وقوع زلزله‌های قوی در کشورمان، بحث طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در مقابل زلزله همواره چالش مهمی برای مهندسین سازه و زلزله بوده است. در این میان تعریف روش‌های مختلف طراحی در آئین نامه‌ها و مقالات مختلف همواره این سوال را در ذهن تداعی می‌کند که کدام روش جهت طراحی ایمن‌تر و از طرفی مقرون به صرفه‌تر می‌باشد. در این میان برای محاسبه و طراحی می‌توان از روش‌های تحلیل خطی و تحلیل غیرخطی در حالت استاتیکی و دینامیکی استفاده نمود. منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی برای اجزاء آن می‌باشد. به طور کلی روش‌های تحلیل خطی زمانی مناسب هستند که در هنگام زلزله رفتار اجزاء سازه در محدوده خطی قرار داشته و یا تعداد کمی از اجزاء از حد خطی خارج شوند. از جمله روش‌های تحلیل خطی می‌توان به روش تحلیل استاتیکی‌خطی (استاتیکی معادل)، تحلیل دینامیکی خطی، تحلیل شبه دینامیکی یا طیفی اشاره کرد. روش‌های تحلیل غیرخطی جهت تحلیل دقیق تر رفتار سازه قابل اعتمادتر می باشد و با رفتار و طبیعت مصالح سازگارترند. روش‌های غیرخطی دینامیکی (تاریخچه زمانی)، دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیرخطی در رفتارسنجی سازه‌ها کاربرد بیشتری دارند. در مورد بررسی سختی و مقاومت جانبی روی سازه‌های نامنظم در ارتفاع، تحقیقات متعددی صورت گرفته و اهمیت این دو پارامتر را در کنترل و طراحی سازه‌ها بیش از پیش آشکار ساخته است [۱]. سیستم‌های باربر جانبی مثل سیستم مهاربندی، سیستم قاب خمشی و سیستم دیوار برشی وظیفه استهلاک انرژی زلزله و تأمین سختی سازه برای کنترل جابه‌جایی طبقات را بر عهده دارند. در خصوص محل قرارگیری سیستم‌های باربر جانبی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، معماری و قضاوت مهندسی، پارامترهای تأثیرگذار هستند. یکی از دلایلی که باعث نامنظمی هندسی در ارتفاع می‌شود، الزام‌های معماری است. ممکن است ساختمانی به دلایلی در طبقات بالاتر تغییر کاربری دهد و در آن طبقه، در دهانه‌ای که در طبقات پایین‌تر، از سیستم باربر جانبی استفاده‌شده، امکان اجرای مهاربند (یا دیوار برشی) نباشد، ازاین‌رو مهندس محاسب به‌ناچار مجبور به حذف سیستم باربر جانبی در طبقه‌ی مذکور شده که ممکن است سبب ایجاد نامنظمی هندسی شود. یکی از دلایل دیگر می‌تواند قضاوت مهندسی باشد. از آنجایی که نیروی زلزله به نسبت ارتفاع در طبقات توزیع می‌شود و ازاین‌رو سهم طبقات پایین از نیروی زلزله بیشتر است بنابراین مهندس محاسب می‌تواند در طبقات بالاتر از تعداد دهانه‌های کمتری برای تعبیه سیستم باربر جانبی استفاده نماید که این مورد هم ممکن است نامنظمی هندسی ایجاد کند. در نامنظمی مقاومت جانبی، نیاز به محاسبه مقاومت جانبی طبقات داریم. وقتی صحبت از مقاومت می‌شود شاید در نگاه اول مقاومت سازه همان سختی سازه باشد، اما در واقع مقاومت یک عضو یا سازه، با سختی آن متفاوت می‌باشد. به بیان ساده می‌توان گفت مقاومت از جنس نیروست و سختی از جنس جابه‌جایی است. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ د رصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد، آن طبقه نرم نامیده میشود . طبق خیلی نرم : در صورتیکه 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 [۲]. وقتی سختی یک طبقه نسبت به بقیه طبقات خیلی کمتر باشد، این طبقه در حین زلزله جابجایی‌های بیشتری تجربه می‌کند و در حین این جابجایی مکانیسم‌های زیاد و آسیب‌های زیادی در این طبقه ایجادشده و درنهایت در بالا و پایین ستون‌های این طبقه، مفصل پلاستیک تشکیل و منجر به فروریزش آن شده که ممکن است در این حالت سایر طبقات روی این طبقه فرود آیند. در این حالت مقدار زیادی از انرژی زلزله، توسط مکانیسم‌های ایجادشده در طبقه نرم مستهلک می‌شود. این فلسفه (وجود طبقه نرم) مدت‌ها دارای طرفدارانی بوده و به آن حتی به یک روش طراحی در نظر گرفته می‌شده. بدین‌صورت که با فدا کردن یک طبقه، بقیه طبقات سالم بمانند. اگرچه امروزه این نوع نامنظمی به‌کلی مردود بوده و طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محدودیت‌های زیادی برای این سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود.

در ادامه، تاریخچه‌ی مطالعات در زمینه‌ی نامنظمی ارائه می‌شود. تسو و ینگ [۳]، 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 دو سیستم نامنظم جرم و سختی معرفی نمایند [۴]. همچنین دی استفانو و همکاران [۵] به بررسی محل بهینه مرکز مقاومت برای کنترل شکل‌پذیری تقاضا در مدل-های 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 [۶] 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 زمانی‌که یکی از المان‌های مقاوم جانبی سازه جاری می‌شود، محل برآیند نیروهای مقاوم تغییر کرده و اهمیت مرکز مقاومت آشکار می گردد. 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 [۷] 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 می توان به مواردی اشاره کرد. از جمله اینکه، لزوماً قرارگیری مرکز جرم بین دو مرکز دیگر، سبب کاهش دوران یا تغییرمکان طبقه نمی گردد 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 پدیده پیچش در مدل‌های با المان‌های مقاوم در هر دو جهت اصلی تحت اثر نگاشت‌های دو مؤلفه‌ای، فایفر و همکاران[۸ و۹] مقالاتی ارائه نمودند و نتیجه گرفتند که در سازه‌های پیچشی سخت، میزان حداکثر تغییرشکل سازه تقریباً مشابه حالت خطی است. کومار [۱۰] و لوچینی و

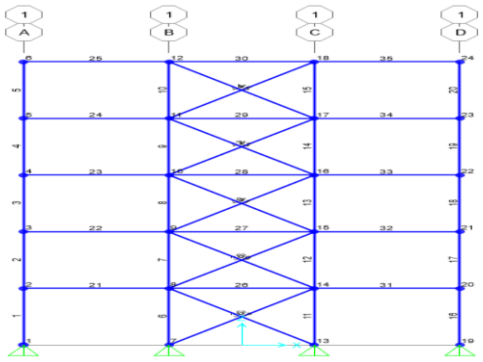
www.SID.ir

Archive of SID

همکاران [۱۱] 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 [۱۲] 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 المان های سازه‌ای از نوع دیوار، به صورت یک سیستم نامنظم در پلان توسط روی [۱۳] بررسی گردید و دو استراتژی پیشنهاد شد. یکی متمرکز بودن مراکز جرم و مقاومت و دیگری ایجاد تعادل بین مراکز سختی و مقاومت. مدل های 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 عظیمی‌نژاد و همکاران[۱۴]، 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 می آید. در این روش طراح می تواند به نحو مناسبتری اثرات مربوط به لنگر پیچشی و نامنظمی را کنترل نماید و شکل مناسبتری برای حداقل‌شدن تغییر مکان‌های بین طبقه ای، پیش بینی نماید. کتابفروش بدری و همکاران [۱۵]، 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 حاشیه ی نسبی فروریزش موردتوجه قرار داده است نتایج نشان می دهد که افزایش خروج از مرکزیت جرمی در مدل‌های ساختمانی موردمطالعه که مقدار نسبت نامنظمی پیچشی کوچکی دارند، احتمال فروریزش آن‌ها را کاهش می دهد. بهبود حاشیه‌ی ایمنی فروریزش این ساختمان‌ها با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، ناشی از بروز رفتار پیچشی سخت تر در آنهاست. با افزایش ارتفاع ساختمان، اگرچه ظرفیت فروریزش کاهش یافته است روند تغییرات شاخص‌های ایمنی تغییر عمده‌ای نکرده است.جراحی و کرامتی [۱۶]، بااستفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، ابتدا نحوهٔ تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تأمین شده توسط سازه‌های بتن آرمه تعیین شد، سپس این سازه‌ها بااستفاده از مهاربندهای فولادی تقویت‌شده 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 دست‌آمده نشان می‌دهد کاربرد مهاربند فولادی موجب ارتقای قابل توجه سطح عملکرد و ظرفیت لرزه‌ای سازه شده است. در این تحقیق، به عنوان نوآوری به بررسی میزان خطای روش‌های تحلیل لرزه‌ای (استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی) در سازه‌های میان مرتبه با نامنظمی سختی جانبی پرداخته شده است.

۲- روش تحقیق

سازه‌ی مورد نظر یک قاب فولادی ۵ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و مهاربندی در شهر تهران می‌باشد. ۴ مدل در این پژوهش مورد بررسی قرار می گیرد.نمونه اول قاب منظم، نمونه دوم نامنظمی طبقه‌ی خیلی نرم در طبقه اول، نمونه سوم نامنظمی طبقه‌ی خیلی نرم در طبقه سوم و نمونه چهارم نامنظمی طبقه‌ی خیلی نرم در بام می‌باشد. ارتفاع طبقات ۳,۲ متر و دارای ۳ دهانه ۵ متری است. ساختمان بر روی خاک تیپ ۳ احداث شده و درجه اهمیت ساختمان برابر ۱ در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی و تحلیل از نرم‌افزار SAP2000 [۱۷] استفاده شده است. برای استخراج پارامترهای لرزه‌ای از نرم افزار SeismoSignal [۱۸] بهره برده شده است. برای تیرها از IPE240 ، ستون‌ها IPB300 و مهاربندها نیز از UNP21 استفاده شده است. هندسه‌ی کلی مدل‌ها مطابق شکل (۱) ارائه شده و مشخصات مصالح مورد استفاده نیز مطابق جدول (۱) به کار رفته است.



شکل ۱- هندسه‌ی کلی مدل های مورد بررسی

جدول ۱- مشخصات مصالح

جرم واحد حجم M	0.8 TON/M3
وزن واحد حجم W	7.85 TON/M3
مدول الاستیسیته E	2.1x107 TON/M3
تنش تسلیم فولاد Fy	24000 TON/M3
مقاومت نهایی فولاد Fu	37000 TON/M3

۳- روش‌های تحلیل لرزه‌ای

با توجه به آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود، به طور کلی سه نوع تحلیل برای سازه‌ها معرفی شده است (استاتیکی، دینامیکی طیفی، دینامیکی تاریخچه زمانی) که هر کدام از این نوع تحلیل‌ها مختص به شرایط خاصی است. هنگامی که یک سازه واحد تحت این سه نوع تحلیل قرار می‌گیرد جواب‌های متفاوتی می‌دهند. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ تحلیل دینامیکی به دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی صورت می‌گیرد. تحلیل دینامیکی باید باتوجه به حرکت زمین انجام شود. اثرات حرکت زمین می‌تواند به صورت طیف بازتاب طرح یا تاریخچه زمانی تغییرات شتاب مشخص می‌شود [۱۹].

www.SID.ir

Archive of SID

۳-۱- معرفی روش تحلیل استاتیکی معادل

پس از زلزله سال ۱۹۰۸ در ایتالیا، تیمی متشکل از مهندسان عمران با تجربه ماموریت یافتند که ساختمان های تخریب شده در این زلزله را مطالعه کرده و علت خرابی آنها را بفهمند. این تیم با بررسی ساختمان های واژگون شده به این نتیجه رسید که زلزله یک نیروی افقی را در سازه ها ایجاد کرده که سبب واژگونی آنها شده است و در نهایت مقدار این نیرو را برابر یک دوازدهم وزن ساختمان پیشنهاد کردند. دیدگاه این مهندسین چندسال بعد کامل تر شده و مقدار نیروی زلزله در قالب رابطه V=CW بیان شد. روش استاتیکی معادل علی رغم داشتن ضعف در مدل سازی رفتار دینامیکی و غیرخطی سازه، به دلیل سادگی از روش های پرکاربرد تخمین نیروی زلزله وارد بر سازه ها محسوب می شود [۱۹].

۳-۲- معرفی روش تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی زمانی (یا تاریخچه زمانی) برای تعیین پاسخ لحظه‌ای سازه تحت شتاب پی (شتاب نگاشت) بکار می رود. شتابنگاشت بایدتا حدامکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام زلزله باشد. بدین منظور باید حداقل سه شتابنگاشت با شرایطی که در آیین‌نامه ذکر شده است مورد استفاده قرار گیرد. بازتاب‌ها بر اساس حداکثر مقدار حاصل از این سه زوج شتاب‌نگاشت بدست می آید. در صورتیکه هفت زوج شتابنگاشت در نظر گرفته شود، می‌توان از متوسط بازتاب شتابنگاشت‌ها استفاده کرد [۱۹]. شش شتابنگاشت زلزله مطابق جدول (۲) به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده شده است.

جدول ۲- شتاب‌نگاشت‌های مورد مطالعه در این تحقیق

Q	زلزله	مولفه	تاریخ وقوع	بیشینه شتاب (g)	بزرگا (Ms)
۱	Eureka - Myrtle & West	۹۰	۱۹۹۲	۰/۱۷۸۲	۷/۱
۲	Hollywood - Willoughby Ave	۱۸۰	۱۹۹۴	۰/۲۴۵۵	۶/۷
۳	Sylmar – Hospital	۳۶۰	۱۹۹۴	۰/۸۴۳۳	۶/۷
۴	Gazli USSR	۹۰	۱۹۷۶	۰/۶۳۲۱	۶/۸
۵	Kobe	۹۰	۱۹۹۹	۰/۳۶۵۲	۷/۲
۶	Northridge	۹۰	۱۹۸۹	۰/۶۵۲۱	۶/۱

۳-۳- معرفی روش تحلیل طیفی

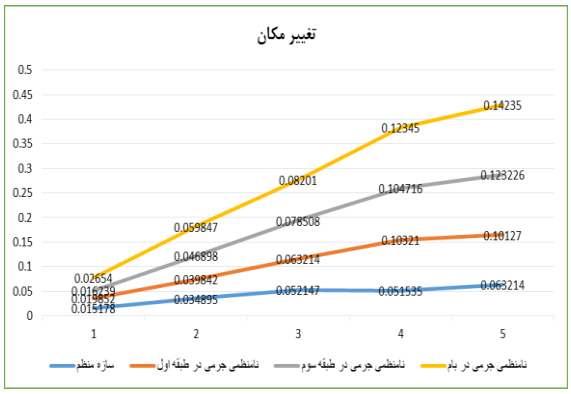
در روش تاریخچه زمانی عملا تلاش می کنیم که در هر لحظه از زمان در مدت بارگذاری، پاسخ های سازه را به دست آوریم و در اصطلاح برای هر پارامتر مورد نظرمان، تاریخچه نتایج داشته باشیم. اما مشکل آن است که انجام تحلیل های تاریخچه زمانی معمولا روندی طولانی و وقت گیر دارند و به همین دلیل غالبا از آنها برای طراحی سازه های خاص و بسیار پر اهمیت استفاده می شود. در مهندسی عمران با توجه به آنکه عملا در روند طراحی اعضای یک سازه احتیاج به حداکثر مقادیر نیرو و جابجایی داریم، اگر به جای به دست آوردن کل تاریخچه جواب ها در طول زمان، تخمین مناسبی از مقادیر حداکثر را به دست آوریم، تحلیل سازه در برابر نیروی زلزله بسیار ساده تر خواهد شد. در روش تحلیل طیفی که در برخی از مراجع روش شبه دینامیکی نیز نامیده می شود، دقیقا چنین رویکردی انجام می گیرد. با یک نگاه دقیق، باید گفت که منظور از واژه دینامیکی این است که نیروهای وارد بر سازه و پاسخ های سازه در مقابل این نیروها در طول زمان تغییر می کند. هر چند این موضوع به طور کامل در تحلیل تاریخچه زمانی پوشش داده می شود، ولی واقعیت این است که تحلیل طیفی وابسته به زمان نیست و از همین رو به آن تحلیل شبه دینامیکی نیز گفته می‌شود [۱۹]

۴- بررسی نتایج

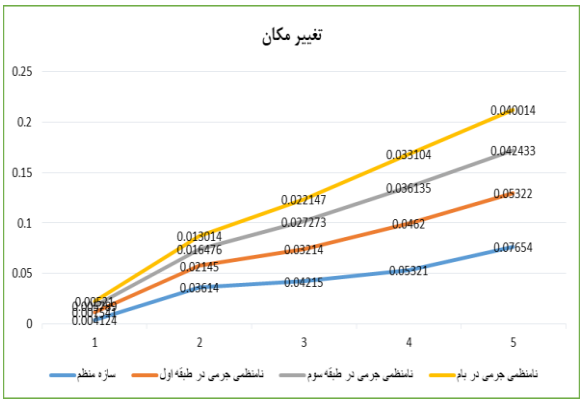
نتایج مربوط به تحلیل های تحلیل استاتیکی، روش تحلیل دینامیکی طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی اورده شده است. روشی برای محاسبه میزان تغییر شکل، نیروهای داخلی و عکس العمل‌های تکیه‌گاهی یک سازه است. اطلاعات مورد نیاز برای این محاسبات مشخصات مقاطع سازه و بارهای وارد بر سازه هستند. پس از تحلیل سازه‌ها و تعیین نیروهای داخلی (برشی، محوری، لنگر خمشی و لنگر پیچشی) سازه را برحسب آن‌ها طراحی می‌کنند. منظور از طراحی تعیین مقاطع لازم برای اعضای مختلف است. فرضیات اساسی روش تحلیل استاتیکی خطی عبارتند از :۱ ـ رفتار مصالح خطی است.۲ ـ بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است .۳ ـ کل نیروی وارد بر سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان است .در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله طوری انتخاب می شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش پایه مطابق روابط آیین نامه شود. در ادامه، مقادیر تغییرمکان و برش پایه سازه در حالت‌های مختلف نامنظمی سختی مطابق شکل‌های (۲) تا (۷) و جدول‌های (۳) تا (۶) ارائه شده است.

www.SID.ir

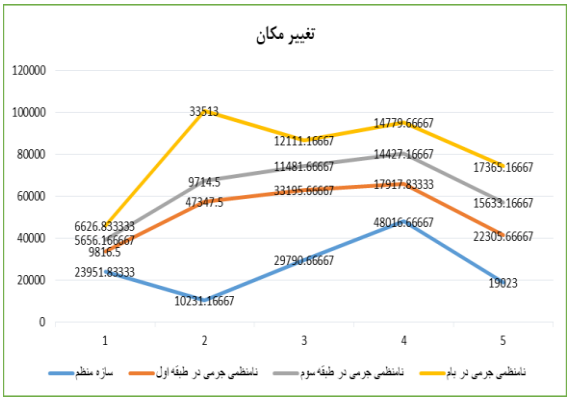
Archive of SID



شکل ۲- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل برحسب متر



شکل ۳- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی برحسب متر



شکل ۴- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برحسب متر

جدول ۳- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل بر حسب متر

	سازه‌ی منظم	نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول	نامنظمی سختی در طبقه‌ی سوم	نامنظمی سختی در بام
طبقات	تغییر مکان تحت EX	تغییر مکان تحت EX	تغییر مکان تحت EX	تغییر مکان تحت EX
STORY1	0/015178	0/019852	0/016239	0/02654
STORY2	0/034895	0/039842	0/046898	0/059847
STORY3	0/052147	0/063214	0/078508	0/08201
STORY4	0/021535	0/010321	0/104716	0/012345
STORY5	0/063214	0/010127	0/123226	0/014235

جدول ۴- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی بر حسب متر

	سازه‌ی منظم	نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول	نامنظمی سختی در طبقه‌ی سوم	نامنظمی سختی در بام
طبقات	تغییر مکان تحت RSP	تغییر مکان تحت RSP	تغییر مکان تحت RSP	تغییر مکان تحت RSP
STORY1	0/004124	0/007541	0/005789	0/00521
STORY2	0/03614	0/02145	0/016476	0/013014
STORY3	0/04215	0/03214	0/027273	0/022147
STORY4	0/05321	0/04620	0/036135	0/033104
STORY5	0/07654	0/05322	0/042433	0/040014

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۵- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بر حسب متر

سازه‌ی منظم							
گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
v1	5	6214	8145	9457	112457	5124	2314
V2	4	11475	9845	11245	15847	7654	5321
V3	3	11954	112457	16547	20147	9654	7985
V4	2	12347	11954	21457	221458	11230	9654
V5	1	13247	20145	29654	24514	14568	12010
نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول							
گروه	**طبقات**	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
v1	5	6532	9654	10365	9658	12365	10325
V2	4	8654	10125	123658	112365	15625	13658
V3	3	9658	123656	16584	14658	17658	16958
V4	2	11245	16985	19875	17698	21569	20135
V5	1	13654	20124	25698	21456	26354	26548
نامنظمی سختی در طبقه‌ی سوم							
گروه	**طبقات**	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
v1	5	8106	2856	6648	6648	6910	2769
V2	4	14973	4292	11716	11716	11295	4295
V3	3	17541	4858	13567	13567	15341	4016
V4	2	20857	7527	16932	16932	19417	4898
V5	1	21168	8813	18380	18382	21120	5918
نامنظمی سختی در بام							
گروه	**طبقات**	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
v1	5	2154	6548	10325	11365	4244	5125
V2	4	3215	9874	156548	14658	8712	8971
V3	3	5487	10325	19874	16987	9276	10718
V4	2	6598	13258	23658	19856	11748	13560
V5	1	9654	15698	29654	21658	12870	14747

جدول ۶- برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بر حسب تن

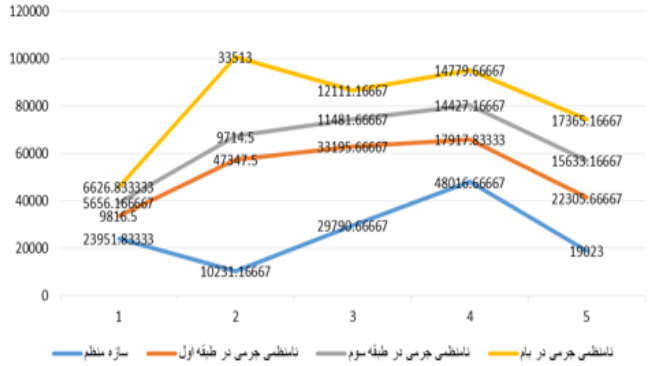
سازه‌ی منظم							
گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
		Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m
v1	5	4/8462	5/4509	9/0556	8/6603	12/275	11/8477
V2	4	8/9752	10/9572	15/9631	16/891	21/8249	21/8448
V3	3	12/0368	15/0125	21/0082	22/9039	28/3596	29/9653
V4	2	14/1894	17/8879	24/5064	27/2349	33/9134	33/878
V5	1	15/2391	18/0851	26/3302	30/3772	34/4533	39/4603
نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول							
گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
		Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m
v1	5	7/265	11/265	8/0556	11/8477	4/8462	9/0556
V2	4	9/8629	20/8629	14/9191	21/8448	8/9752	15/9631
V3	3	11/9796	27/9796	20/0082	29/9653	12/0368	21/0082
V4	2	15/9834	32/9834	23/5864	33/878	14/1894	24/5064
V5	1	17/4233	35/4233	25/3312	39/4603	15/2391	26/3302
نامنظمی سختی در طبقه‌ی سوم							
گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
		Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m
v1	5	4/8462	6/4509	8/0556	9/6603	11/265	12/8697
V2	4	8/9752	11/9472	14/9191	17/891	20/8629	23/8348
V3	3	12/0368	16/0225	20/0082	23/9939	27/9796	31/9653
V4	2	14/1894	18/8879	23/5864	28/2849	32/9834	37/6818
V5	1	15/2391	20/2851	25/3312	30/3772	35/4233	40/4693

www.SID.ir

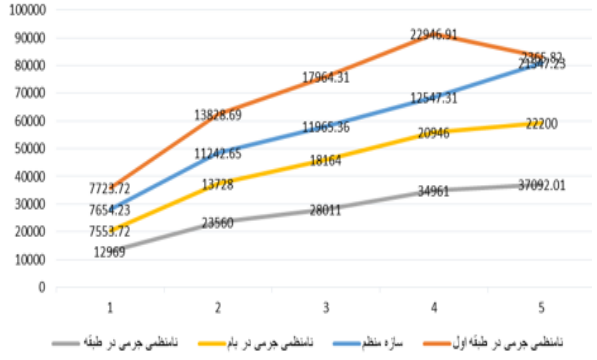
Archive of SID

نامنظمی سختی در بام

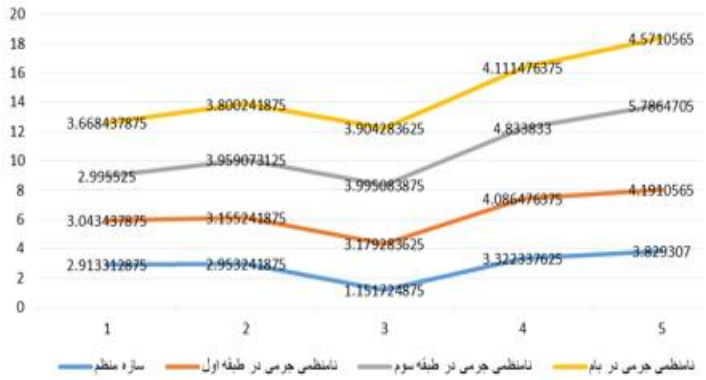
گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
		Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m	Tonf.m
v1	5	11/8477	6/4509	11/265	10/6603	18/6603	8/6603
V2	4	21/8448	11/9472	20/8629	11/891	20/891	16/891
V3	3	29/9653	16/0225	27/9796	17/9039	22/9039	22/9039
V4	2	33/878	18/8879	32/9834	19/2349	29/2349	27/2349
V5	1	39/4603	20/2851	34/4233	23/3772	35/3772	30/3772



شکل ۵- برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی



شکل ۶- برش پایه به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل



شکل ۷- برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی

۵- نتیجه‌گیری

برآورد نیاز لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی متداول بر این فرض استوار است که پاسخ سازه فقط توسط مد اصلی آن کنترل می‌شود این فرض برای سازه‌های نامنظم و بلند بدلیل مشارکت مدهای ارتعاشی بالاتر در پاسخ‌های لرزه‌ای سازه دارای اعتبار نمی‌باشد.

از بررسی نتایج قبل از همپایه سازی برش پایه مشخص است که روش تحلیل استاتیکی معادل همواره نسبت به سایر روش‌ها مقادیر محافظه کارانه و تا حدودی هم غیر اقتصادی را ارائه می‌دهد. لیکن اگر ملاک مقایسه پس از همپایه سازی برش پایه در نظر گرفته شود که موجب توزیع خاص نیروی زلزله در طبقات، خصوصا" در تحلیل دینامیکی نسبت به استاتیکی می‌باشد: با توجه به گراف‌های ترسیم شده فوق جهت مقاسیه نتایج تحلیل این قاب تحت تحلیل‌های استاتیکی، دینامیکی طیفی (شبه دینامیکی) و دینامیکی تاریخچه زمانی (لحظه به لحظه) در بررسی برش طبقات مشهود است که توزیع برش در قاب در حالات تحلیل استاتیکی و طیفی به هم شبیه است. لیکن تا حدی مقادیر توزیع شده برش ناشی از تحلیل دینامیکی لحظه لحظه مغایرت دارد. نامنظمی جرمی در طبقه اول با اختلافی ۵۵ درصدری نسبت به سایر طبقات بیشتر بود و نامنظمی جرمی در طبقه سوم با ۲۰ درصد نسبت به نمونه منظم کمتر بوده است.

از مقایسه جابجائی طبقات مشخص شده است که فرم تغییر شکل(جابجائی) طبقات در تحلیل طیفی به استاتیکی نزدیک است ولی تحلیل طیفی نسبت به استاتیکی مقادیر کمتری را برای جابجائی حداک ثر طبقات نشان می دهد و در تحلیل دینامیکی این مقدار کمتر می شود. اگر از ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای طراحی یک قاب استفاده از مقایسه جابجائی طبقات مشخص شده است که فرم تغییر شکل(جابجائی) طبقات در تحلیل طیفی به استاتیکی نزدیک است ولی تحلیل طیفی نسبت به استاتیکی مقادیر کمتری را برای جابجائی طبقات نشان می‌دهد و در تحلیل دینامیکی این مقدار

www.SID.ir

Archive of SID

کمتر می شود. اگر از ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ برای طراحی یک قاب استفاده شود می توان نتیجه گرفت برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه (کمتر از ۵ طبقه) می توان با اطمینان کامل به نتایج تحلیل استاتیکی معادل اعتماد کرد هر چند تحلیل تاریخچه زمانی نسبت به تحلیل طیفی و آن نسبت به استاتیکی نمایانگر بهتر رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله می‌باشد زیرا در تحلیل تاریخچه زمانی برخلاف تحلیل استاتیکی که از مد اول استفاده می شود، اثر مدهای بالاتر دیده می شود و در این تحلیل شرط زوج شتاپ نگاشت‌های آیین نامه لحاظ شود یعنی اولا تعداد شتاب نگاشت‌های مورد استفاده به تعدادکافی باشد ثانیا شتاب نگاشت‌های در نظر گرفته شده ضوابط آیین نامه را نیز ارضا کند.

مراجع

[1] Council, B. S. S. & Council, A. T, (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (Federal Emergency Management Agency).

[2] BHRC. (2014) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (in Persian)

[3]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.

[4]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.

[5]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.

[6]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.

[7]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.

[8]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.

[9]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.

[10]Naresh, B.G., Kumar, A. (2012), Seismic Performance Evaluation of Torsional Asymmetric Buildings. International Journal of Science and Engineering Research, Volume 3, Issue 6.

[11]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.

[12]Köber, D., Zamfirescu, D. (2012), Issues Concerning General Torsion in Code Provisions. The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.

[13]Roy, R., Chakroborty, S. (2013), Seismic Demand of Plan-asymmetric Structures: a revisit. Earthquake Eng & Eng Vib, 12: 99-117.

[14]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.

[15]K. Badri, R., S. Moghadam, A., Nekooei, 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. (in Persian)

[16]Jarrahi Feriz Hosein, & Keramati Abolghasem. (2017). Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis. Journal of Ferdowsi Civil Engineering, 29(2), 75-92. (in Persian).

[17] Habibullah, A. (2018). SAP-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California. https://www.csiamerica.com/

[18] SeismoSignal Ver. 5.0 constitutes a simple, yet efficient, package for the processing of strong-motion data.

[19] Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 361.

www.SID.ir

Archive of SID

Investigation of the Error Rate of Seismic Analysis Methods in Mid-Rise Structures with Lateral Stiffness Irregularity

*Vahid Saberi
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

Hamid Saberi
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

Abbasali Sadeghi
Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

Mohamadreza Noori
M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran
saberi.vahid@gmail.com

Abstract
Basically, among the various stages that are considered to design a building for earthquake resistance, the decision stage regarding the building configuration is of fundamental importance. One of the important factors that has a significant impact on the seismic performance of the structure is its regularity or irregularity in plan and height. Most buildings with irregular configurations are more damaged by the earthquakes. Therefore, determination of the criteria for detecting various types of irregularities in structures is of particular importance. In this study, in order to investigate the error rate of seismic analysis methods (static equivalent, spectral and time history) in mid-rise structures with stiffness irregularity, four 5-story steel samples with 4 states of stiffness irregularity in height including dual moment frame and bracing system are modeled in SAP software. The results revealed that the equivalent static analysis method always provides conservative and somewhat uneconomical values compared to other methods, so it can be said that for mid-rise buildings, equivalent static analysis is reliable. However, time history analysis is better than spectral analysis for structural behavior during an earthquake.

Keywords: Stiffness Irregularity, Error Rate, Seismic Analysis, Mid-Rise Structure

www.SID.ir