

تاثیر اثر حذف ستون در خرابی پیش‌رونده بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی دوگانه

سیروس غلامپور^{۱*}، جواد واتقی امیری^۲، علی ناصری^۳، سینا رضایی^۴

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد قائمشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، قائمشهر، ایران

۲- استاد، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۳- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۴- کارشناس ارشد مهندسی سازه، موسسه آموزش عالی پردیسان، فریدونکنار، ایران

چکیده

خرابی پیش‌رونده معمولاً به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه که همانند یک واکنش شیمیایی زنجیره‌ای منجر به فروپاشی جزئی و یا کلی سازه می‌شود، اطلاق می‌گردد. مطالعات صورت گرفته در رابطه با خرابی‌های سیستم‌های سازه‌ای در سال‌های اخیر، اهمیت پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده ناشی از بارگذاری غیرعادی هم‌چون ضربات تصادف، زمین لرزه، انفجار، زلزله و... را مشخص می‌سازد. در آیین نامه‌های مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده^۱ و راهنمای وزارت دفاع ایالات متحده^۲ از دست رفتن ظرفیت باربری ستون به عنوان پدیده‌ای محتمل جهت بررسی عملکرد سازه در برابر بارگذاری غیرعادی، در نظر گرفته شده است. در این تحقیق ابتدا سه سازه فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی متوسط و مهاربند هم محور ویژه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نرم افزار ایتبس 2013 طراحی شد سپس با استفاده از آیین نامه مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده و انتخاب روش مسیر جایگزین انتقال بار، سازه‌های مذکور در نرم افزار اپنسیس به صورت ۳ بعدی مدل‌سازی شده و با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی به بررسی سازه‌ها در مقابل خرابی پیش‌رونده پرداخته شده است. پس از بررسی کردن نتایج تحلیل مشاهده شد که برای هر دو تحلیل بحرانی ترین حالت حذف ستون، حذف ستون کناری است، در هر سه سازه، حذف ستون در تراز طبقه همکف بحرانی ترین حالت را نسبت به ترازهای بالاتر برای سازه بوجود می‌آورد، حذف ستون گوشه و مهاربندهای متصل به آن سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نموده و سازه معیارهای پذیرش را ارضا نموده است، با افزایش ارتفاع سازه شاخص تنومندی با افزایش روبرو شده است.

کلمات کلیدی: خرابی پیش‌رونده، تحلیل دینامیکی غیر خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی، سازه‌های فولادی دوگانه، آیین

نامه 2003.GSA

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.73072.1055	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.73072.1055	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۲/۲۷	۱۳۹۶/۰۲/۲۷	۱۳۹۶/۰۱/۲۶	۱۳۹۵/۱۱/۰۴
				*نویسنده مسئول:		
				سیروس غلامپور		
				sggh235@yahoo.com		
				پست الکترونیکی:		

¹ GSA

² UFC

Effect of eliminating the column on progressive collapse on seismic performance in dual steel structures

Siroos Gholampoor^{*1}, Javad Vaseghi Amiri², Ali Naseri³, Sina Rezayi⁴

1- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Islamic Azad University of Qaemshahr, Qaemshahr, Iran

2- Professor, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

3- PhD student in Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

4- MSc of Structural Engineering, Pardisan higher Education Institute, Fereydounkenar, Iran

ABSTRACT

Progressive collapse is usually defined as follows: the expansion of an initial local damage within structures as a chain chemical reaction that led to the partial or total collapse of the structure. Studies in relation to the failure of structural systems in recent years highlight the importance of the phenomenon of progressive collapse caused by abnormal loading such as: accident injuries, earthquake, explosion, and etc. in order to prevent or reduce the occurrence of progressive collapse, various strategies are provided for design against progressive failure in American government documents such as: GSA and UFC. In these regulations, the loss of bearing capacity of column is considered as a promising phenomenon to investigate the performance of structure against abnormal loading. In this study, three steel structures with dual side load bearing system, average moment frame, and bracing system of 5, 10, and 15 floors were designed in Etabs 2013 software; then, using the GSA2003 regulation and selecting the method of alternative route of load transformation, foregoing structures were modeled as three-dimensional in OpenSEES software; and using nonlinear static analysis and nonlinear dynamic analysis, structures has been investigated against progressive collapse; and the results of nonlinear static analysis and nonlinear dynamic analysis compared with each other. After reviewing the results of the analysis showed that for every two analysis, removing the side column is most critical state of column elimination. In all three structures, removing the column in ground floor level creates most critical state for structure towards higher levels. By increasing the height of the structure, robustness index also is increased.

ARTICLE INFO

Received: 23/01/2017

Revised: 15/04/2017

Accepted: 17/05/2017

Keywords:

Progressive collapse, nonlinear dynamic analysis, static analysis, dual steel structures, regulations GSA 2003

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.73072.1055

*Corresponding author: Siroos Gholampoor.

Email address: sgh235@yahoo.com

۱- مقدمه

خرابی پیش رونده مطابق با استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده [۱] به صورت " موقعیتی که خرابی موضعی یک مولفه اولیه سازه‌ای منجر به انهدام اعضای متصل به آن و در نتیجه انهدام اضافی شود توجه شود که خرابی کلی، نسبت به علت اولیه نامتجانس است." تعریف می‌شود. خرابی پیش رونده به ندرت اتفاق می‌افتد، با این حال وقوع آن می‌تواند منجر به خسارات مالی و جانی زیادی گردد. خرابی پیش‌رونده یک حادثه نادر است که در طی آن، همه یا قسمت بزرگی از سازه به علت آسیب یا گسیختگی موضعی قسمت کوچکی از سازه به صورت ناگهانی خراب می‌گردد. خرابی پیش‌رونده اغلب با علت ایجاد آسیب در تناسب نیست و سازه ممکن است به علت یک حادثه کوچک در معرض خرابی پیش‌رونده قرار گیرد. خطرات احتمالی و بارهای غیر عادی که می‌تواند موجب خرابی پیش‌رونده گردد، شامل این موارد می‌باشند: انفجار، ضربه اتومبیل، آتش سوزی، برخورد هواپیما، خطای طراحی یا ساخت، بارگذاری تصادفی بیش از اندازه بر روی اعضا و یا خطرانی طبیعی چون زلزله و ... چون احتمال وقوع این خطرات کم است، در طراحی سازه‌ای آنها را در نظر نمی‌گیرند یا با اندازه‌گیری‌های غیر مستقیم به آنها می‌پردازند. اکثر آنها ویژگی کنش طی مدت زمان نسبتاً کوتاه را دارند و به پاسخ‌های دینامیکی می‌انجامند.

نیروی زلزله می‌تواند نیروهای جانبی و تنش‌های پر قدرتی را ناشی شود، تأثیر این بار می‌تواند اعضای سازه‌ای را بیش از حد، بارگذاری نماید که در نهایت به از دست رفتن یک یا چند عضو باربر منجر شود و امکان دارد که باعث خرابی اعضای سازه‌ای بیشتری شود. مشاهده خسارات زلزله در زمین لرزه‌های گذشته نشان می‌دهد که بارهای لرزه‌ای می‌تواند سبب خساراتی شود که باعث از دست رفتن تکیه‌گاهها شود و خرابی اولیه المان‌های سازه‌ای می‌تواند به دیگر اعضای باربر در مسیرهای مختلف گسترش یابد [۲]. این پدیده همچنین می‌تواند برای سازه‌های طراحی شده بر اساس آئین نامه‌های جاری، حین رخداد زلزله‌های شدید مشکلاتی را بوجود آورد و حتی منجر به ویرانی کل سازه گردد. به عبارت دیگر، هر گونه ضعف در طراحی و یا اجرای المان‌های سازه‌ای ممکن است باعث بوجود آمدن پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها حین بارگذاری لرزه‌ای نیز گردد. لذا مطالعه و بررسی تأثیر این پدیده در سازه‌ها ضروری به نظر می‌رسد [۳]. نمونه‌هایی از سازه‌هایی که بصورت کلی یا جزئی دچار خرابی پیش‌رونده شده‌اند شامل ۱- رونان پوینت^۳ ۲- ساختمان فدرال آلفرد مور^۴ ۳- ساختمان بانکرز تراست^۵ ۴- برج الکوبار^۶ ۵- برجهای دو قلو تجاری، آمریکا می‌باشند.

تحقیق بر روی خرابی پیش‌رونده را می‌توان به دو رویکرد مختلف طبقه بندی کرد: (۱) گسترش سیستمهای سازه‌ای که مانع از خرابی پیش‌رونده شود، (۲) ایجاد یک روش تحلیلی مناسب و کارآمد [۴]. استاروسک^۷ در سال ۲۰۰۶، عبارتهای «robustness» و «collapse resistance» که تعاریف مهمی در مبحث خرابی پیش‌رونده می‌باشند را مورد بررسی قرار داده است. Robustness: فقط مربوط به خصوصیت سازه می‌باشد و مستقل از علت اولیه گسیختگی موضعی است. Collapse resistance: این خصوصیت تحت تأثیر عوامل متعدد شامل خصوصیات سازه‌ای و عوامل ایجاد خرابی اولیه می‌باشد [۵].

جینکو کیم^۸ و تای وان کیم^۹ در سال ۲۰۰۸، در تحقیقی ظرفیت مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار داده‌اند. در این تحقیق روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی بر طبق آئین‌نامه‌های مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده و راهنمای وزارت دفاع ایالات متحده [۶] برای مقایسه ارائه شده است. با مقایسه نتایج تحلیل‌ها، نتیجه می‌شود که تحلیل دینامیکی غیرخطی ابزاری دقیق برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های ساختمانی می‌باشد [۷].

³ Ronan Point

⁴ Alfred Murrah

⁵ Bunkers Trust

⁶ Khobar Towers

⁷ Uwe Starossek

⁸ Jinkoo kim

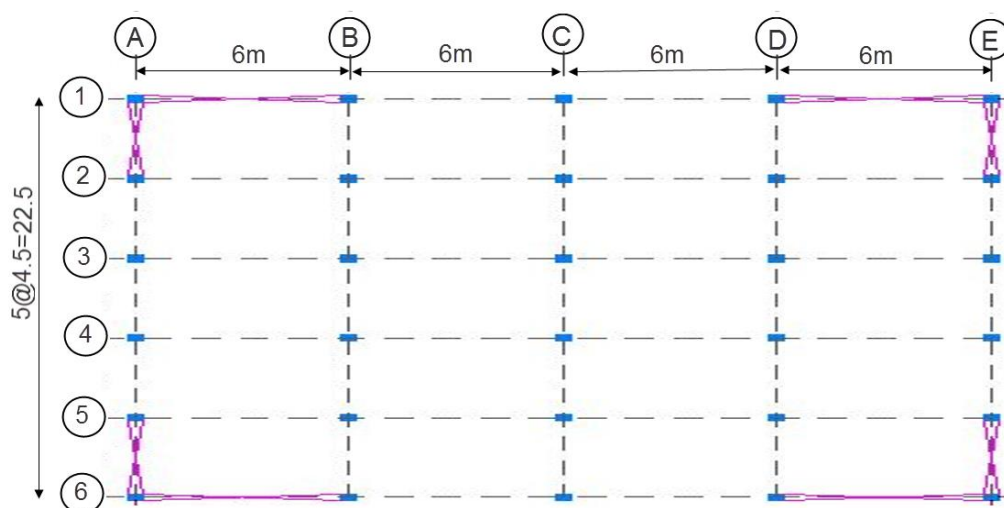
⁹ Taewan kim

فنگ فو^{۱۰} در سال ۲۰۱۰ رفتار یک ساختمان کامپوزیت فولادی ۲۰ طبقه بصورت سه بعدی تحت سناریوی حذف ستون با نرم افزار آباکوس بررسی کرد. مطالعات پارامتریک بر اساس تغییر مقاومت بتن، مقاومت فولاد سازه ای و فاصله مش ها انجام شد. نتایج نشان داد که سناریوی حذف یک ستون محتمل ترین حادثه است. بنابراین اکثر تحقیقات انجام شده روی حذف یک ستون متمرکز شده اند. سطح مقطع مش ها تاثیر ناچیزی در رفتار سازه داشت ولی افزایش فاصله مش ها تغییر شکل ها را افزایش داد [۸].

امین قلی زاده و همکاران در سال ۲۰۱۳ اثر ارتفاع سازه ها روی خرابی پیش رونده در میانقاب های بتنی با قاب خمشی را مورد بررسی قرار داده، ایشان یک قاب سه طبقه را با استفاده از نرم افزار اجزا محدود انسیس مدل سازی نموده و مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که هر چند سختی و مقاومت دیوار به عنوان عامل موثر در جلوگیری از خرابی پیش رونده عمل می کند ولی وزن میانقاب های طبقات بالاتر سبب تشدید این نوع خرابی می گردد. و برای مقابله با آن مناسب ترین روش استفاده از میانقاب ها در تمام دهنه های پیرامونی سازه است. [۹]

۲- مشخصات مدل های بررسی شده

سازه های مورد بررسی، سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه هستند که به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده اند. سازه های ذکر شده دارای سیستم باربر جانبی از نوع سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و مهاربند همگرای ویژه می باشند. طراحی سازه ها با استفاده از نرم افزار ایتبس 2013 و بر اساس روش حالات حدی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده است [۱۰]. آیین نامه انتخاب شده جهت طراحی سازه ها در نرم افزار ایتبس 2013 آیین نامه AISC-360-10 می باشد. نیروی زلزله بر اساس روش دینامیکی طیفی (طیف طرح استاندارد) موجود در استاندارد ۲۸۰۰ بدست آمده است [۱۱]. ساختمان ها از نوع مسکونی با اهمیت متوسط فرض شده اند. منطقه مورد مطالعه با لرزه خیزی زیاد و خاک از نوع III در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات یکسان و برابر ۳ متر می باشد. سیستم سقف از نوع تیرچه های فلزی با جان باز (کرمیت) می باشد. مقاطع مورد استفاده در تیرها از نوع مقاطع IPE و یا تیر ورق بوده و ستون ها از نوع Box بوده و مهاربند ها از نوع 2UNP می باشد. فولاد مصرفی از نوع ST37 با حداقل تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع استفاده شده است. برای محاسبه وزن هر طبقه در هنگام زلزله کل بار مرده و ۲۰ درصد از بار زنده لحاظ شده است. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شده است [۱۲] که در جدول شماره ۱ ارائه شده است. پلان و محل قرارگیری مهاربند ها برای هر ۳ سازه یکسان بوده که در شکل شماره ۱ نشان داده شده است. برای نمونه در شکل شماره ۲ و ۳ مشخصات مقاطع سازه ای دو قاب سازه ۵ طبقه نشان داده شده است.

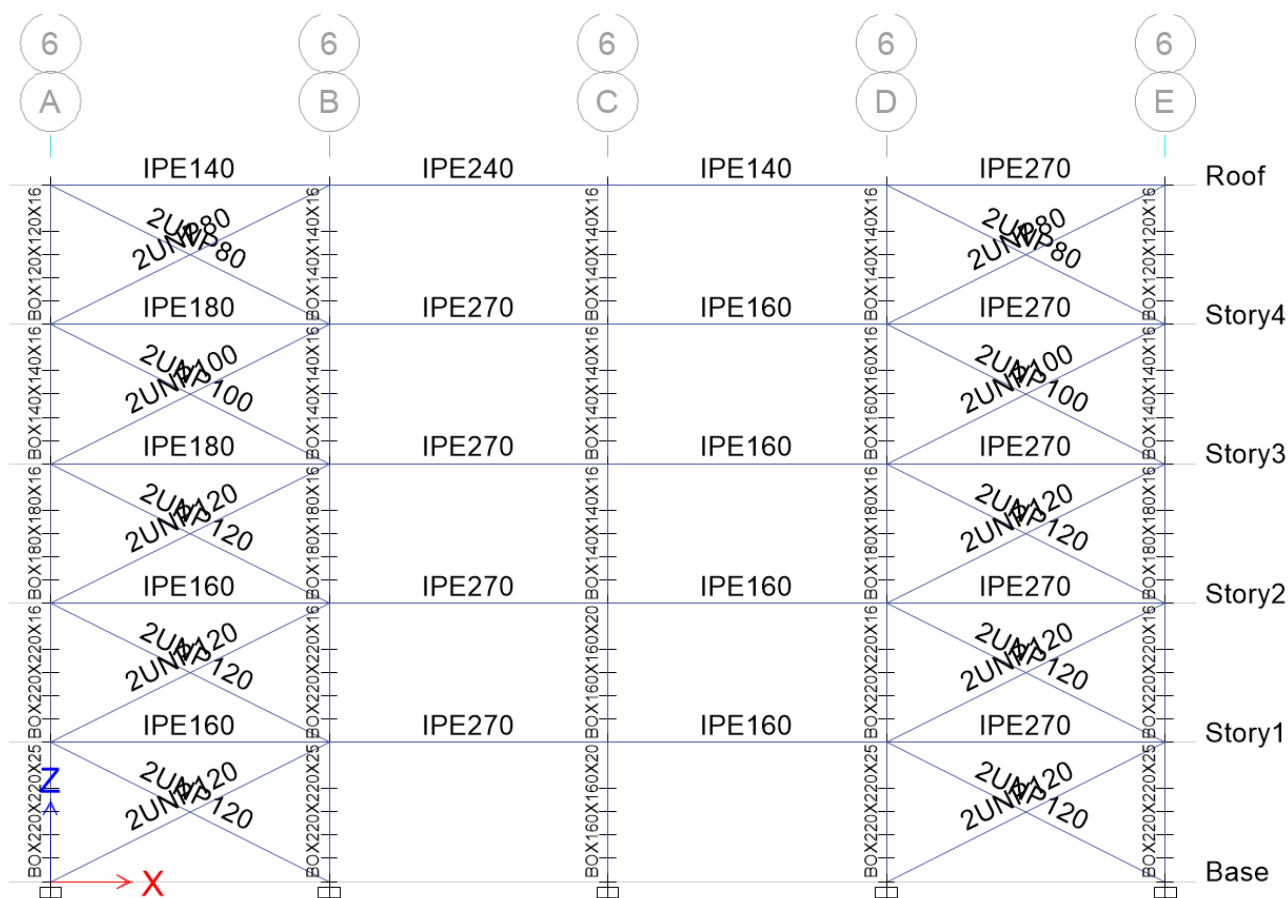


شکل ۱: پلان و محل قرارگیری مهاربند ها

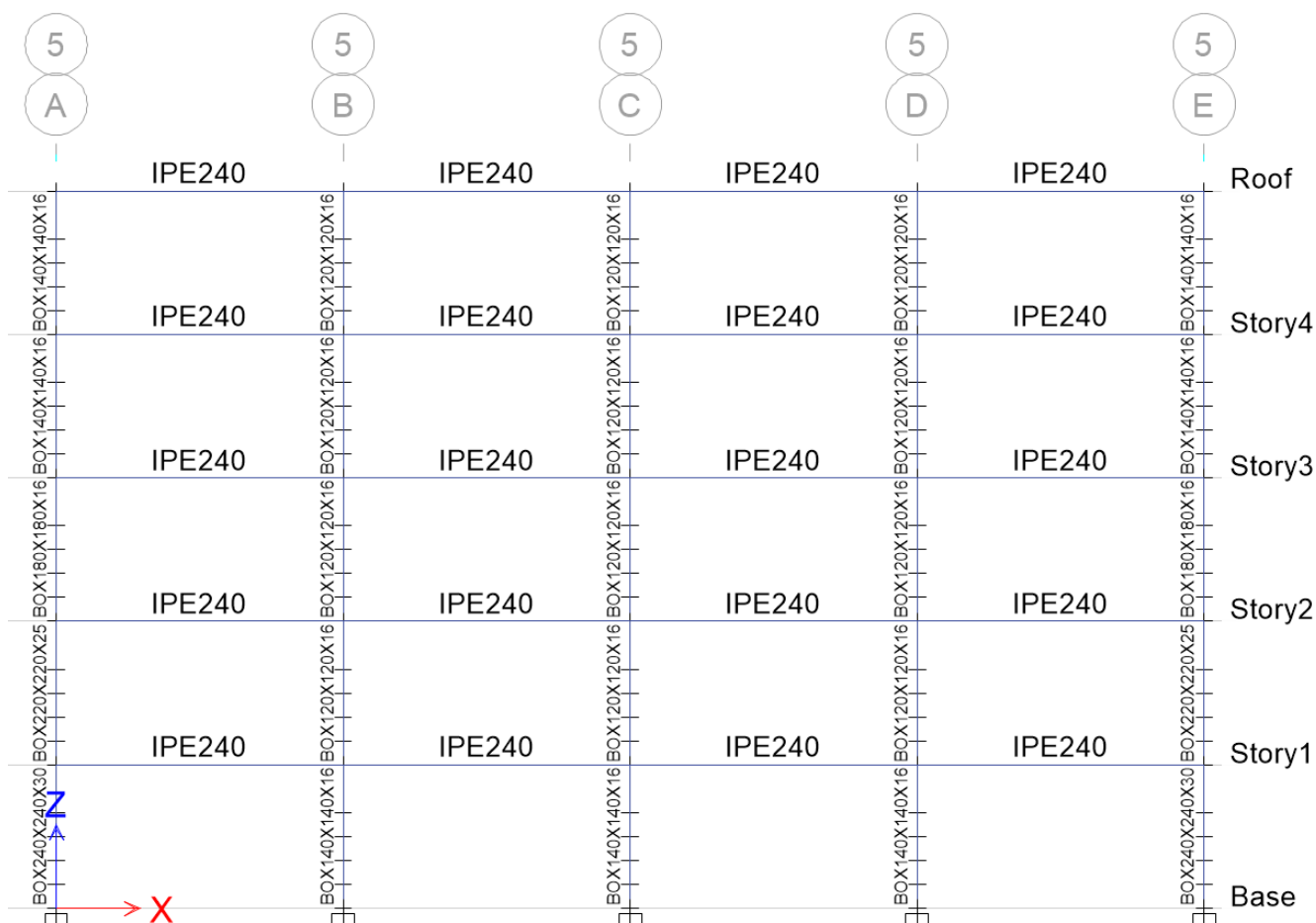
¹⁰ Feng Fu

جدول ۱: بارگذاری ثقلی جهت طراحی سازه

ردیف	عنوان بارگذاری	بار مرده	بار زنده	بار معادل تیغه ها
۱	سقف طبقات	۵۲۰ (kg / m ²)	۲۰۰ (kg / m ²)	۱۱۵ (kg / m ²)
۲	سقف بام	۵۷۰ (kg / m ²)	۱۵۰ (kg / m ²)	-----
۳	رمپ راه پله	۵۱۰ (kg / m ²)	۵۰۰ (kg / m ²)	-----
۴	پاگرد راه پله	۴۳۵ (kg / m ²)	۵۰۰ (kg / m ²)	-----
۵	دیوار جانبی بدون نما	۶۰۰ (kg / m ²)	-----	-----
۶	دیوار جانبی نما دار	۵۳۰ (kg / m ²)	-----	-----
۷	دیوار جان پناه	۲۵۱ (kg / m ²)	-----	-----



شکل ۲: مشخصات مقاطع قاب شماره ۶ سازه ۵ طبقه



شکل ۳: مشخصات مقاطع قاب شماره ۵ سازه ۵ طبقه

به منظور انجام تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی و بررسی اثرات خرابی پیش رونده بر روی سازه‌ها از نرم افزار اپنسیس استفاده شده است.

۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی

یکی از تحلیل های معمول در بررسی خرابی پیش رونده تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد که در برگیرنده خواص غیرخطی مصالح می باشد. بدین منظور ۳ تیپ ساختمان مذکور در نرم افزار اپنسیس به صورت ۳ بعدی مدل سازی شده و در دو حالت سازه سالم (بدون خرابی موضعی) و سازه با ستون حذف شده (با خرابی موضعی) جهت بررسی خرابی پیش رونده با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی (بار افزون - پوش آور) مورد مطالعه قرار گرفتند. برای کلیه ی حالت های بررسی شده منحنی ظرفیت سازه بدست آمده و شاخص تنومندی بر اساس ظرفیت برشی باقیمانده محاسبه شده است.

۳-۱- معرفی الگوهای بار جانبی

توزیع بار جانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) [۱۳] توزیع بار جانبی باید متناسب با دو نوع توزیع زیر، به سازه اعمال شود. برای نمونه در جدول شماره ۲ الگوی بار جانبی تحلیل پوش آور سازه ۵ طبقه نشان داده شده است.

- توزیع نوع اول: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر
- توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

جدول ۲: الگوی بار جانبی سازه ۵ طبقه

توزیع نوع اول (نیوتن)	توزیع نوع دوم (نیوتن)	
۱۶۲۱۱۴	۷۸۰۵۲۲	طبقه اول
۳۱۲۸۲۶	۷۸۰۵۲۲	طبقه دوم
۴۳۶۰۳۳	۷۸۰۵۲۲	طبقه سوم
۶۰۷۴۱۰	۷۸۰۵۲۲	طبقه چهارم
۷۸۰۵۲۲	۷۸۰۵۲۲	طبقه پنجم

۳-۲- معرفی بارهای ثقلی وارده

با توجه به انتخاب آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده بارهای ثقلی اعمالی به سازه جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی در حالت سازه بدون خرابی موضعی با سازه با خرابی موضعی دارای تفاوت می باشد. جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ی بدون خرابی موضعی (سازه سالم) ترکیب بار ثقلی DL+0.25LL بر روی کلیه تیرها اعمال می شود. جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ی با خرابی موضعی (سازه با حذف ستون) ابتدا ترکیب بار ثقلی DL+0.25LL بر روی کلیه تیرها اعمال می شود سپس در دهانه های مجاور و طبقات بالای ستون حذف شده، این ترکیب بار ثقلی بصورت مرحله ای و گام به گام تا دو برابر مقدار اعمال شده در دیگر دهانه ها افزایش می یابد تا اثرات دینامیکی حذف ناگهانی ستون نیز لحاظ شود.

۳-۳- تعیین تغییر مکان هدف با استفاده از روش ضرایب

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخص (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد.

بر اساس تعریف، تغییر مکان هدف حداکثر تغییر مکان نسبی است که ممکن است ساختمان طی زلزله طرح تجربه کند.

تغییر مکان هدف مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) برابر است با :

(۱)

$$\delta_i = C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times \frac{T_e}{4\pi^2} \times g$$

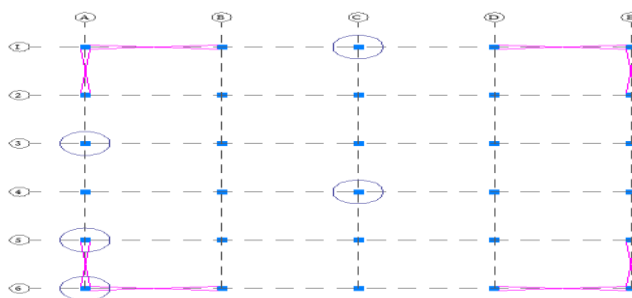
که در آن : T_i : زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی، C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام (تغییر مکان مرجع) سیستم چند درجه آزادی است، C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیرارتجاعی سیستم، C_2 : ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه های بر تغییر مکان ها ناشی از زوال چرخه ای، S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. با توجه به بندهای دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) مقادیر تغییر مکان هدف محاسبه شده که در جدول شماره ۳ نشان داده شده است.

۳-۴- حالات حذف ستون

حالات حذف ستون بر اساس آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده مطابق با شکل شماره ۴ است. جهت بررسی خرابی پیش رونده در سازه های مورد بررسی مجموعاً ۷ سناریوی حذف ستون انتخاب شده است که شامل : ۵ حالت حذف ستون و ۲ حالت حذف ستون همراه با مهاربندهای متصل به آن. حالات حذف ستون جهت انجام تحلیل های استاتیکی غیر خطی در ۳ تراز طبقه همکف، طبقه میانی و طبقه انتهایی است.

جدول ۳: مقادیر تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف (سانتی متر)	سازه مورد نظر
۱۶	۵ طبقه
۳۶	۱۰ طبقه
۶۳	۱۵ طبقه



شکل ۴: حالات حذف ستون

۴- تحلیل دینامیکی غیر خطی

هنگامی که یک سازه تحت اثر زلزله دچار خرابی موضعی می‌گردد، پاسخ سازه بوسیله اثرات دینامیکی تاثیر می‌گیرد. بنا به همین دلیل باید رفتار دینامیکی سازه در تحلیل های مربوط به خرابی پیش رونده در نظر گرفته شود. رفتار سازه و مولفه های آن قبل از رسیدن به شرایط انهدام باید از حالت الاستیک خارج شده و وارد رفتار غیر خطی شود. بنابراین تحلیل دینامیکی غیر خطی بعنوان روشی دقیق مد نظر قرار می‌گیرد. جهت بررسی کردن پدیده خرابی پیش رونده در سازه‌ها با خرابی موضعی تحت اثر زلزله از تحلیل دینامیکی غیر خطی (تحلیل تاریخچه زمانی) استفاده شده است. در این روش پس از مدلسازی ۳ بعدی سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نرم افزار اپنسیس، ترکیب بار ثقلی، به مدل ها اعمال شده و تحت شتاب نگاشت های مقیاس شده تحلیل تاریخچه زمانی صورت گرفته است و برش پایه سازه در دو حالت بدون خرابی موضعی (سازه سالم) و با خرابی موضعی (سازه با حذف ستون) بدست آمده و شاخص تنومندی محاسبه شده است. روال انجام تحلیل در سازه با خرابی موضعی بدین صورت است که ابتدا سازه تحت هر کدام از شتاب نگاشت ها، مورد تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته و در زمان اوج زلزله ستون مورد نظر حذف شده است. یعنی فرض بر این است که سازه در زمان اوج زلزله دچار خرابی شده است.

۴-۱- معرفی بارهای ثقلی وارده

با توجه به انتخاب آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده بارهای ثقلی اعمالی به سازه جهت انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی $DL+0.25LL$ در هر دو حالت سازه با خرابی موضعی و سازه بدون خرابی موضعی می‌باشد.

۴-۲- حالات حذف ستون

حالات حذف ستون و حذف بر اساس آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده مطابق با شکل شماره ۴ انتخاب شده است. سناریوی حذف ستون در این بررسی بدین صورت است که ستون در زمان اوج زلزله حذف شده. کلیه ستون های حذف شده واقع در طبقه همکف هستند. جهت بررسی خرابی پیش رونده در سازه‌های فولادی مجموعاً ۷ سناریوی حذف ستون که شامل ۵ حالت حذف ستون و ۲ حالت حذف ستون همراه با مهاربندهای متصل به آن می‌باشد مورد بررسی قرار گرفته شده است.

۳-۴- معرفی شتابنگاشت های مورد استفاده

جهت انجام دادن تحلیل های دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی) برای بررسی خرابی پیش رونده از ۷ شتاب نگاشت دور از گسل از مجموعه رکوردهای استاندارد دور از گسل آیین نامه FEMA P695 انتخاب گردید. در جدول شماره ۴ جزئیات و مشخصات شتابنگاشت های مورد استفاده نشان داده شده است. سعی شده است شتابنگاشت ها تا حد امکان ویژگی های مشترکی داشته باشند.

۴-۴- مقیاس کردن شتابنگاشت ها

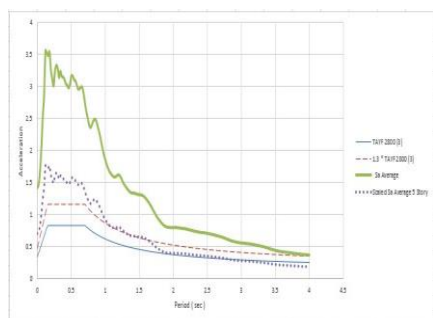
- شتابنگاشت ها طبق روش مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم افزار سیسمو سیگنال مقیاس شده اند.
- کلیه شتابنگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شده اند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل (g) شده است.
 - طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتابنگاشت های اصلاح شده با منظور کردن نسبت میرایی ۰.۵٪ تعیین گردیده است.
 - طیف های پاسخ هر زوج شتابنگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شده است.
 - طیف های پاسخ ترکیبی ۷ زوج شتاب نگاشت، متوسط گیری شده و در محدوده زمانها تناوب T ۰/۲ تا T ۱/۵ با طیف طرح استاندارد مقایسه گردیده. (T زمان تناوب اصلی ساختمان است)
 - ضریب مقیاس آنچنان تعیین گردید که در این محدوده مقادیر متوسط ها در هیچ حالت کمتر از ۱/۳ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد.

باتوجه به توضیحات داده شده در خصوص مقیاس کردن شتاب نگاشت ها مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضریب مقیاس هر رکورد بصورت ضریبی از شتاب ثقل در جدول شماره ۵ ارائه شده است. در شکل شماره ۵ طیف پاسخ میانگین ۷ شتاب نگاشت ترکیبی و نمونه ای از طیف پاسخ مقیاس شده نشان داده شده است. جهت استفاده کردن از این ضرایب در نرم افزار، مقادیر بدست آمده را بر حداکثر مقدار مطلق PGA تقسیم و در g ضرب می کنیم.

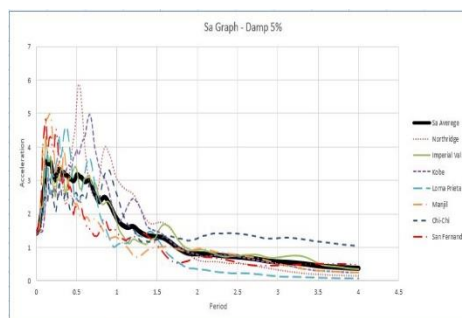
جدول ۴: مشخصات شتاب نگاشت ها

ردیف	نام زلزله	سال زلزله	بزرگای زلزله	فاصله از گسل	نوع خاک ^{۱۱} NEHRP	زمان زلزله	نام ایستگاه رکورد زلزله	سرعت موج برشی	PGA.g X	PGA.g Y	PGV max
1	Northridge	1994	6.7	13.3 Km	D	29.99	Beverly Hills - Mulhol	356	0.42	0.52	63
2	Imperial Valley	1979	6.5	33.7 Km	D	99.92	Delta	275	0.24	0.35	33
3	Kobe , Japan	1995	6.9	46 Km	D	40.96	Shin - Osaka	256	0.24	0.21	38
4	Loma Prieta	1989	6.9	9.8 Km	D	39.955	Capitola	289	0.53	0.44	35
5	Manjil , Iran	1990	7.4	40.4 Km	C	53.52	Abbar	724	0.51	0.50	54
6	Chi-Chi , Taiwan	1999	7.6	32 Km	D	90	CHY101	259	0.35	0.44	115
7	San Fernando	1971	6.6	20.2 Km	D	28	LA - Hollywood Stor	316	0.17	0.21	19

^{۱۱} نوع خاک بر اساس دسته بندی آیین نامه NEHRP می باشد. خاک نوع C و D معادل با خاک نوع II و III آیین نامه ۲۸۰۰ ایران می باشد



ب) طیف پاسخ مقیاس شده برای سازه ۵ طبقه



الف) طیف پاسخ میانگین ۷ شتاب نگاشت ترکیبی با میرایی ۵٪

شکل ۵: طیف پاسخ میانگین و طیف پاسخ مقیاس شده شتاب نگاشت ها

جدول ۵: مقادیر ضرایب مقیاس شتاب نگاشت ها

سازه مورد نظر	ضریب مقیاس
۵ طبقه	۰/۴۹۴
۱۰ طبقه	۰/۶۵۹
۱۵ طبقه	۰/۷۳۷

۵- شاخص تنومندی

تنومندی بعنوان عدم حساسیت نسبت به یک خرابی موضعی تعریف شده است. به عبارت دیگر، تنومندی سازه، سر پا ماندن در هنگام وقوع یک خرابی موضعی است. یک سازه تنومند میتواند در مقابل بارگذاری بایستد بدون اینکه سبب هیچ خرابی نامتجانسی شود. به منظور بهتر طبقه بندی کردن نتایج، شاخصی از تنومندی را تعریف میکنیم. اگر بار طراحی در سازه سالم و آسیب دیده یکسان باشد، R میتواند بصورت زیر نوشته شود [۵]:

$$R = \frac{V_{(damaged)}}{V_{(intact)}} \quad (۲)$$

V_{intact} : برش پایه سازه بدون خرابی موضعی

$V_{damaged}$: برش پایه سازه با خرابی موضعی

۶- تغییر مکان نسبی طبقات

کنترل تغییر مکان نسبی طبقات بعنوان روشی جهت بررسی عملکرد سازه‌ها تحت بار جانبی همواره مورد توجه بوده است. برای کنترل تغییر شکل‌های جانبی، از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی طبقه استفاده می‌گردد. با استفاده از این مفهوم پارامتر میانگین تغییر مکان جانبی نسبی طبقه سازه‌ها تحت شتاب نگاشت های مختلف محاسبه می‌شود و با مقادیر حدی مقایسه می‌گردد. این مقادیر تنها برای ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطح عملکردی مورد نظر است. در جدول شماره ۶ محدودیت هایی برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی انواع سازه‌ها آورده شده است. در این بررسی برای سازه سطح عملکرد ایمنی جانی انتخاب شده و ملاک مقایسه قرار گرفته است.

جدول ۶: مقادیر مجاز تغییر مکان نسبی در سطوح مختلف عملکرد

سیستم سازه ای / عملکرد	قابلیت استفاده بی وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
قاب خمشی بتنی	0.01	0.01 – 0.02	0.04
قاب خمشی فولادی	0.007	0.01 – 0.025	0.05
قاب های فولادی مهار بندی شده	0.005	0.005 – 0.015	0.02

۷- فرضیات و نحوه مدلسازی در نرم افزار اپنسیس

- جهت بررسی عملکرد لرزه ای سازه‌های فولادی در برابر خرابی پیش رونده از نرم افزار اپنسیس استفاده شده است. مدلسازی سازه‌ها به صورت ۳ بعدی انجام شده است. جهت مدلسازی از مصالح، المانها و فرضیاتی به شرح ذیل استفاده شده است:
- مصالح مورد استفاده از نوع مصالح فولادی Steel 02 بوده. این نوع مصالح برای ساخت مصالح فولادی با سخت شوندگی ایزوتروپیک به کار برده می‌شود. در تعریف این مصالح از پارامترهای آورده شده در جدول شماره ۷ استفاده شده است.
 - برای ساخت مقاطع از دستور Fiber Section استفاده شده است. این مقطع یک شکل هندسی عمومی دارد که از نواحی با اشکال ساده تر و منظم تر مانند نواحی مستطیلی، دایره ای و و مثلثی تشکیل شده است. پس از ساخت مقاطع، برای اینکه سازه در پیچش ناپایدار نباشد، مصالحی را از جنس پیچش ساخته و با استفاده از دستور Section Aggregator رفتار تحت پیچش به مقاطع ساخته شده اختصاص داده شده است.
 - برای مقید کردن گره های متصل به زمین (تکیه گاه های سازه) از دستور Fix استفاده نموده و گره های ذکر شده در ۶ جهت (۳ جهت انتقالی و ۳ جهت دورانی) مقید شده اند.
 - برای ایجاد دیافراگم صلب ابتدا گرهی را با مختصات مرکز جرم طبقه تعریف کرده و سپس آن گره را با توجه به درجات آزادی و انتقالی دیافراگم مقید نموده و سپس کلیه گره های موجود در آن طبقه را با استفاده از دستور Rigid Diaphragm به گره مرکز جرم وابسته کرده و آنها را تبدیل به دیافراگم صلب کرده.
 - برای اختصاص جرم سازه با استفاده از دستور mass جرم هر طبقه را در ۳ راستا (۲ راستا انتقالی و ۱ راستا دورانی) به گره مرکز جرم آن طبقه وارد نموده. اختصاص جرم به سازه زمانی مورد نیاز است که تحلیل دینامیکی و مودال مورد نظر باشد.
 - جهت تعریف کردن المان های تیر و ستون از المان تیر ستون غیر خطی و جهت تعریف کردن المان های مهاربند از المان خرابایی استفاده شده است.

جدول ۷: مشخصات مصالح Steel 02

تنش تسلیم	Fy	$2.353 * 10^8$ N/m ²
مدول الاستیسیته اولیه	E	$2 * 10^{11}$ N/m ²
نسبت سخت شوندگی کرنشی	b	0.01
پارامتر انتقال از شاخه الاستیک به پلاستیک	R ₀	18.5
پارامتر انتقال از شاخه الاستیک به پلاستیک	R ₁	0.925
پارامتر انتقال از شاخه الاستیک به پلاستیک	R ₂	0.15
پارامتر سخت شوندگی ایزو تروپیک	a ₁	0.0005
پارامتر سخت شوندگی ایزو تروپیک	a ₂	0.01
پارامتر سخت شوندگی ایزو تروپیک	a ₃	0.0005
پارامتر سخت شوندگی ایزو تروپیک	a ₄	0.01

۸- بررسی نتایج تحلیل‌ها

۸-۱- نتایج تحلیل‌های مربوط به بررسی خرابی پیش رونده (حالات مختلف حذف ستون)

۸-۱-۱- تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی

پس از اعمال بارگذاری های ثقلی مربوط به خرابی پیش رونده مطابق با آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده بر روی سازه‌های مذکور و اعمال الگوهای بار جانبی به سازه‌ها، تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی جهت بررسی خرابی پیش رونده بر روی سازه‌های مدل سازی شده به صورت ۳ بعدی در نرم افزار اپنسیس انجام شده است به گونه ای که ابتدا سازه بدون خرابی موضعی تحلیل و

نمودار ظرفیت آن رسم شده و مقدار برش پایه سازه سالم در تغییر مکان هدف بدست آمده، سپس ستون مورد نظر حذف شده و سازه با خرابی موضعی نیز تحلیل و نمودار ظرفیت آن رسم شده و مقدار برش پایه سازه با خرابی موضعی در تغییر مکان هدف بدست آمده است. با تقسیم کردن مقدار برش پایه سازه با خرابی موضعی به برش پایه سازه بدون خرابی موضعی مقدار شاخص تنومندی محاسبه شده است. ستون های مورد نظر در تراز طبقه همکف حذف شده اند. در جدول شماره ۸ مقادیر شاخص تنومندی آورده شده است.

۸-۱-۲- تحلیل های دینامیکی غیر خطی

پس از اعمال بارگذاری های ثقلی مربوط به خرابی پیش رونده مطابق با آیین نامه استاندارد مدیریت تعمیرات کلی ایالات متحده بر روی سازه های مذکور و اعمال شتاب نگاشت های مقیاس شده به سازه ها در هر دو راستا، تحلیل های دینامیکی غیر خطی جهت بررسی خرابی پیش رونده بر روی سازه های مدل سازی شده به صورت ۳ بعدی در نرم افزار اپنسیس انجام شده است به گونه ای که ابتدا هر سازه در حالت بدون خرابی موضعی تحت ۷ شتاب نگاشت مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قرار گرفته و سپس مقادیر برش پایه برای سازه تحت هر شتاب نگاشت به دست آمده و از مقادیر ۷ برش پایه به دست آمده میانگین گرفته شده و مقدار میانگین برش پایه ملاک کار قرار داده شده است. سپس ستون مورد نظر را در زمان مشخص شده حذف نموده (فرض بر این است که سازه در حین زلزله دچار خرابی گردیده است) و سازه تحت هر کدام از ۷ شتاب نگاشت مقیاس شده تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی شد و از ۷ برش پایه بدست آمده برای هر حالت حذف ستون میانگین گرفته شده و میانگین برش پایه ملاک قرار داده شده است، با تقسیم کردن مقدار برش پایه سازه با خرابی موضعی به برش پایه سازه بدون خرابی موضعی مقدار شاخص تنومندی محاسبه شده است. کلیه حالات حذف ستون در تحلیل دینامیکی غیر خطی در طبقه همکف بوده است. در جدول شماره ۹ مقادیر شاخص تنومندی آورده شده است.

جدول ۸: مقادیر شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی

الف) مقادیر شاخص های تنومندی در سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در راستای محور X

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	
0.977	0.983	0.981	0.989	0.984	0.988	ستون گوشه A6 (ستون گوشه)
0.956	0.981	0.947	0.972	0.874	0.903	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن (ستون گوشه)
0.964	0.974	0.974	0.985	0.975	0.981	ستون A5 (ستون کناری)
0.963	0.973	0.973	0.985	0.974	0.981	ستون A5 (ستون کناری) به همراه مهاربندهای متصل به آن
0.984	0.988	0.996	0.998	0.99	0.996	ستون A3 (ستون کناری)
0.995	0.997	0.975	0.978	0.961	0.971	ستون C4 (ستون میانی)
0.96	0.959	0.968	0.967	0.969	0.972	ستون C1 (ستون کناری)

ب) مقادیر شاخص های تنومندی در سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در راستای محور Y

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	
0.97	0.972	0.974	0.976	0.984	0.983	ستون گوشه A6 (ستون گوشه)
0.953	0.965	0.945	0.964	0.896	0.919	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن (ستون گوشه)
0.857	0.827	0.824	0.788	0.828	0.793	ستون A5 (ستون کناری)
0.846	0.817	0.809	0.773	0.797	0.762	ستون A5 (ستون کناری) به همراه مهاربندهای متصل به آن
0.973	0.976	0.972	0.974	0.967	0.972	ستون A3 (ستون کناری)
0.986	0.987	0.961	0.965	0.954	0.96	ستون C4 (ستون میانی)
0.965	0.967	0.97	0.971	0.965	0.967	ستون C1 (ستون کناری)

جدول ۹: مقادیر شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
در راستای محور Y	در راستای محور X	در راستای محور Y	در راستای محور X	در راستای محور Y	در راستای محور X	
0.974	0.977	0.961	0.978	0.944	0.98	ستون گوشه A6 (ستون گوشه)
0.962	0.965	0.95	0.956	0.909	0.908	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن (ستون گوشه)
0.939	0.986	0.935	0.984	0.93	0.985	ستون A5 (ستون کناری)
0.928	0.985	0.924	0.985	0.874	0.981	ستون A5 (ستون کناری) به همراه مهاربندهای متصل به آن
0.995	0.988	0.989	0.989	0.978	0.98	ستون A3 (ستون کناری)
0.996	0.988	0.985	0.989	0.995	0.994	ستون C4 (ستون میانی)
0.997	0.987	0.986	0.988	0.994	0.995	ستون C1 (ستون کناری)

۸-۲- بررسی بحرانی ترین حالت حذف ستون

با توجه به مقادیر شاخص تنومندی بدست آمده از تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی، در این قسمت به بررسی بحرانی ترین حالت حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربند در پدیده خرابی پیش رونده پرداخته شده است. پس از بررسی نتایج مشاهده شد که در هر دو تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی حذف ستون کناری بحرانی ترین حالت حذف ستون تنها را در هر

۳ سازه (۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه) بوجود آورده است و حذف ستون کناری به همراه مهاربند های متصل به آن در هر دو تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی و نیز در هر ۳ سازه (۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه) بحرانی ترین حالت حذف ستون همراه به مهاربند را بوجود آورده است. بحرانی ترین حالت در سناریو های مختلف حذف ستون برای هر ۳ سازه حالت حذف ستون کناری همراه با مهاربندهای متصل به آن است. حذف ستون های کناری نتایج بحرانی تری را نسبت به حذف ستون های میانی بوجود آورده است.

در جدول شماره ۱۰ بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی حاصل از تحلیل های استاتیکی غیر خطی در حالت حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربند آورده شده است، در جدول شماره ۱۱ درصد کاهش شاخص تنومندی برای بحرانی ترین حالات حذف ستون تنها و با مهاربند تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی آورده شده است، در شکل شماره ۶ نمودار بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی نشان داده شده است. در جدول شماره ۱۲ بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی حاصل از تحلیل های دینامیکی غیر خطی در حالت حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربند نشان داده شده است، در جدول شماره ۱۳ درصد کاهش شاخص تنومندی برای بحرانی ترین حالات حذف ستون تنها و با مهاربند تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی آورده شده است در شکل شماره ۷ نمودار بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی نشان داده شده است.

جدول ۱۰: بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی

الف) بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی در حالات حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربندهای متصل به آن در راستای محور X

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	
				0.961	0.971	ستون C4 - (ستون میانی)
0.96	0.959	0.968	0.967			ستون C1 - (ستون کناری)
0.956		0.947	0.972	0.874	0.903	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون گوشه)
	0.973					ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

ب) بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی در حالات حذف ستون تنها در راستای محور Y

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	تحت الگوی بار یکنواخت	تحت الگوی بار مودال	
0.857	0.827	0.824	0.788	0.828	0.793	ستون A5 - (ستون کناری)
0.846	0.817	0.809	0.773	0.797	0.762	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

ج) بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی در سازه های مختلف

شاخص تنومندی			حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
0.827	0.788	0.793	
0.817	0.773	0.762	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

جدول ۱۱: درصد کاهش شاخص تنومندی برای بحرانی ترین حالت حذف ستون تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی

درصد کاهش شاخص تنومندی			حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
17.30%	21.20%	20.70%	
18.30%	22.70%	23.80%	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

جدول ۱۲: بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

الف) بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی در حالات حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربندهای متصل به آن

شاخص تنومندی						حالات حذف ستون
سازه ۱۵ طبقه		سازه ۱۰ طبقه		سازه ۵ طبقه		
درراستای محور Y	درراستای محور X	درراستای محور Y	درراستای محور X	درراستای محور Y	درراستای محور X	
	0.977		0.978		0.98	ستون A6 - (ستون گوشه)
0.939		0.935		0.93		ستون A5 - (ستون کناری)
	0.965		0.956		0.908	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون گوشه)
0.928		0.924		0.874		ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

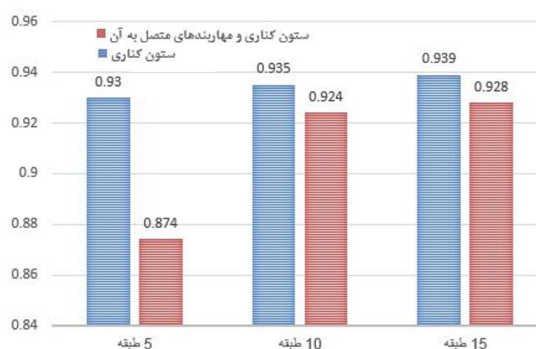
ب) بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی در سازه های مختلف

شاخص تنومندی			حالت حذف ستون
۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	
0.939	0.935	0.93	ستون A5 - (ستون کناری)
0.928	0.924	0.874	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

جدول ۱۳: درصد کاهش شاخص تنومندی برای بحرانی ترین حالت حذف ستون تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی

درصد کاهش شاخص تنومندی			حالت حذف ستون
۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	
17.30%	21.20%	20.70%	ستون A5 - (ستون کناری)
18.30%	22.70%	23.80%	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - (ستون کناری)

بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی



شکل ۷: بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی



شکل ۶: بحرانی ترین مقادیر شاخص تنومندی تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی

۳-۸- بررسی اثرات حذف مهاربند

در این قسمت به بررسی اثرات حذف مهاربند و تاثیرات آن بر روی سازه در خرابی پیش رونده پرداخته شده است. ستون کناری و ستون گوشه که دارای مهاربندهای متصل هستند و در سناریوی حذف ستون وجود دارند مورد بررسی قرار گرفته اند به گونه ای که مقدار شاخص تنومندی آنها در حالت حذف ستون تنها با مقدار شاخص تنومندی در حالت حذف ستون همراه با مهاربند مقایسه شده است. پس

از بررسی نتایج مشاهده شد که در هر دو تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی، حذف ستون همراه با مهاربند حالت بحرانی تری را برای سازه نسبت به حذف ستون تنها بوجود آورده است و نیز حذف مهاربندهای ستون گوشه (ستون همراه با مهاربند) حالت بحرانی تری را نسبت به حذف مهاربندهای ستون کناری برای سازه به وجود آورده است، مشاهده شد که با افزایش تعداد طبقات سازه مقدار کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون و مهاربندهای متصل به آن کاهش پیدا کرده است یعنی سازه با افزایش ارتفاع در حالت حذف مهاربند مقاوم تر شد است.

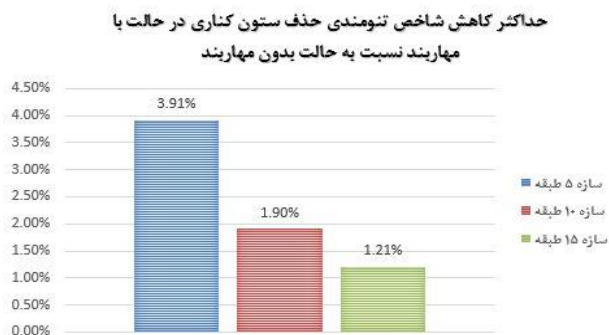
در جدول شماره ۱۴ مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند نسبت به حالت حذف ستون بدون مهاربند تحت تحلیل های استاتیکی غیرخطی آورده شده است. در شکل شماره ۸ حداکثر مقادیر کاهش تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند نسبت به حالت حذف ستون بدون مهاربند تحت تحلیل های استاتیکی غیرخطی مشاهده می شود. در جدول شماره ۱۵ مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند نسبت به حالت حذف ستون بدون مهاربند تحت تحلیل های دینامیکی غیرخطی مشاهده می شود.

جدول ۱۴: حداکثر مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی

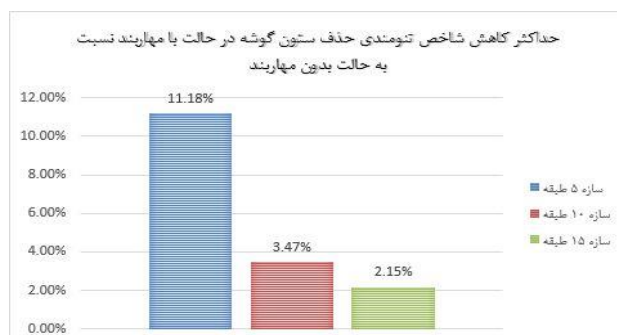
الف (مقادیر کاهش شاخص تنومندی ستون گوشه						
میزان کاهش شاخص تنومندی حذف ستون با مهاربند نسبت به ستون بدون مهاربند			شاخص تنومندی			مشخصات ستون حذف شده
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
2.15%	3.47%	11.18%	0.977	0.981	0.984	ستون گوشه
			0.956	0.947	0.874	ستون گوشه و مهاربندهای متصل به آن
ب (کاهش شاخص تنومندی ستون کناری						
میزان کاهش شاخص تنومندی حذف ستون با مهاربند نسبت به ستون بدون مهاربند			شاخص تنومندی			مشخصات ستون حذف شده
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
1.21%	1.90%	3.91%	0.827	0.788	0.793	ستون کناری
			0.817	0.773	0.762	ستون کناری و مهاربندهای متصل به آن

جدول ۱۵: حداکثر مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

الف (کاهش شاخص تنومندی ستون گوشه						
میزان کاهش شاخص تنومندی حذف ستون با مهاربند نسبت به ستون بدون مهاربند			شاخص تنومندی			مشخصات ستون حذف شده
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
1.23%	2.25%	7.35%	0.977	0.978	0.980	ستون گوشه
			0.965	0.956	0.908	ستون گوشه و مهاربندهای متصل به آن
ب (کاهش شاخص تنومندی ستون کناری						
میزان کاهش شاخص تنومندی حذف ستون با مهاربند نسبت به ستون بدون مهاربند			شاخص تنومندی			مشخصات ستون حذف شده
سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	
1.17%	1.18%	6.02%	0.939	0.935	0.930	ستون کناری
			0.928	0.924	0.874	ستون کناری و مهاربندهای متصل به آن

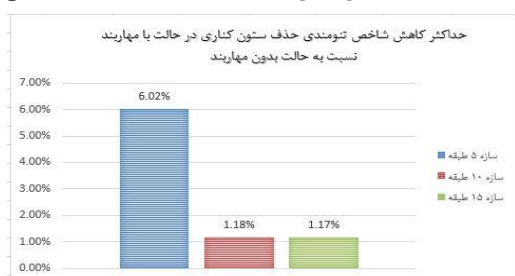


ب) ستون کناری

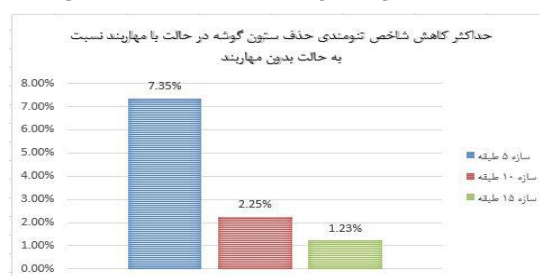


الف) ستون گوشه

شکل ۸: حداکثر مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند نسبت به حالت حذف ستون بدون مهاربند تحت تحلیل های استاتیکی غیرخطی



ب) ستون کناری



الف) ستون گوشه

شکل ۹: حداکثر مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند نسبت به حالت حذف ستون بدون مهاربند تحت تحلیل های دینامیکی غیرخطی

۴-۸- بررسی اثرات تراز حذف ستون

جهت بررسی اثرات تراز حذف ستون بر روی خرابی پیش رونده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و ترکیب بار جانبی توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش (مودال) استفاده شده است. ستون مشخص شده در ۳ تراز طبقه همکف، میانی و انتهایی در هر ۳ تیپ سازه (۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه) حذف شده و تحلیل های مربوط به خرابی پیش رونده بر روی آنها انجام شده است. با بررسی نتایج مشاهده شد که با افزایش تراز حذف ستون مقاومت و پایداری سازه در برابر خرابی پیش رونده با افزایش روبرو شده است به گونه ای که بحرانی ترین نتایج در طبقه همکف به دست آمده است. در جدول شماره ۱۶ مقادیر شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون در ۳ تراز طبقه همکف، میانی، انتهایی و در ۳ سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه آورده شده است. در شکل شماره ۱۰ نمودار شاخص تنومندی بحرانی ترین حالات حذف ستون مشاهده می شود.

جدول ۱۶: حداکثر مقادیر کاهش شاخص تنومندی در حالت حذف ستون با مهاربند تحت تحلیل های دینامیکی غیرخطی

محور Y			محور X			طبقه حذف ستون	حالات حذف ستون
۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه		
0.972	0.976	0.983	0.983	0.989	0.988	همکف	ستون A6 - ستون گوشه
0.991	0.993	0.993	0.994	0.997	0.997	میانی	
0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	انتهایی	
0.965	0.964	0.919	0.971	0.972	0.903	همکف	ستون A6 و مهاربندهای متصل به آن - ستون گوشه
0.970	0.957	0.912	0.969	0.954	0.934	میانی	
0.999	0.999	0.997	0.999	0.999	0.998	انتهایی	
0.827	0.788	0.793	0.974	0.985	0.981	همکف	ستون A5 - ستون کناری
0.949	0.912	0.905	0.990	0.995	0.994	میانی	
0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.998	انتهایی	
0.817	0.773	0.762	0.973	0.985	0.981	همکف	ستون A5 و مهاربندهای متصل به آن - ستون کناری
0.938	0.895	0.865	0.990	0.995	0.993	میانی	
0.999	0.998	0.988	0.999	0.998	0.999	انتهایی	
0.976	0.964	0.987	0.988	0.990	0.996	همکف	ستون A3 - ستون کناری
0.987	0.981	0.986	0.988	0.988	0.997	میانی	
0.998	0.989	0.999	0.998	0.989	0.998	انتهایی	
0.987	0.956	0.960	0.997	0.978	0.971	همکف	ستون C4 - ستون میانی
0.992	0.983	0.980	0.991	0.988	0.987	میانی	
0.997	0.997	0.996	0.997	0.998	0.998	انتهایی	
0.967	0.971	0.967	0.959	0.967	0.972	همکف	ستون C1 - ستون کناری
0.982	0.990	0.986	0.980	0.990	0.988	میانی	
0.998	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999	انتهایی	



شکل ۱۰: نمودار شاخص تنومندی بحرانی ترین حالات حذف ستون تحت تحلیل های استاتیکی غیرخطی

۸-۵- ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه

جهت ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه در خرابی پیش رونده از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شده است. روال انجام تحلیل مطابق با موارد گفته شده در بند ۸-۱-۲ می باشد با این تفاوت که به جای محاسبه برش پایه مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای سازه سالم و سازه با خرابی موضعی به دست آورده شده و با مقادیر مجاز تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (جدول شماره ۶) مقایسه شده است. ستون مشخص شده در تراز طبقه همکف و در ۲ تیپ سازه ۵ و ۱۰ طبقه حذف شده و تحلیل های دینامیکی غیرخطی مربوط به خرابی پیش رونده بر روی آنها انجام شده است.

پس از بررسی نتایج مشاهده شد که با حذف ستون گوشه و مهاربند های متصل به آن در سازه ۵ طبقه، سازه بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات را داشته و سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نموده و معیار های پذیرش را ارضا ننموده است. با افزایش ارتفاع سازه مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات کاهش یافته به گونه ای که در تمامی ۷ سناریوی حذف ستون، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه ۱۰ طبقه در محدوده بین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و ایمنی جانی باقی مانده است.

در جدول شماره ۱۷ مقادیر میانگین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای سازه های ۵ و ۱۰ طبقه تحت ۷ شتاب نگاشت آورده شده است. در جدول شماره ۱۸ بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۵ و ۱۰ طبقه تحت ۷ شتاب نگاشت آورده شده است. در شکل شماره ۱۱ نمودار عملکرد سازه در حالات مختلف حذف ستون در سازه های ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

جدول ۱۷: میانگین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های مختلف تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

الف) میانگین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه ۵ طبقه

ستون C1	ستون C4	ستون A3	ستون A5 + مهاربند	ستون A5	ستون A6 + مهاربند	ستون A6	سازه سالم	
0.0127	0.0127	0.0126	0.0130	0.0128	0.0175	0.0123	0.0125	طبقه ۱
0.0135	0.0135	0.0136	0.0134	0.0134	0.0117	0.0137	0.0137	طبقه ۲
0.0056	0.0055	0.0056	0.0058	0.0058	0.0060	0.0072	0.0056	طبقه ۳
0.0064	0.0065	0.0065	0.0070	0.0069	0.0063	0.0072	0.0064	طبقه ۴
0.0048	0.0048	0.0047	0.0051	0.0051	0.0050	0.0056	0.0048	طبقه ۵

ب) میانگین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه ۱۰ طبقه

ستون C1	ستون C4	ستون A3	ستون A5 + مهاربند	ستون A5	ستون A6 + مهاربند	ستون A6	سازه سالم	
0.0040	0.0040	0.0039	0.0042	0.0040	0.0054	0.0049	0.0040	طبقه ۱
0.0088	0.0087	0.0087	0.0089	0.0086	0.0106	0.0101	0.0088	طبقه ۲
0.0117	0.0116	0.0115	0.0113	0.0110	0.0129	0.0128	0.0116	طبقه ۳
0.0140	0.0138	0.0137	0.0132	0.0127	0.0145	0.0146	0.0138	طبقه ۴
0.0128	0.0126	0.0126	0.0122	0.0113	0.0138	0.0140	0.0126	طبقه ۵
0.0116	0.0115	0.0114	0.0121	0.0116	0.0118	0.0121	0.0115	طبقه ۶
0.0116	0.0115	0.0115	0.0119	0.0118	0.0106	0.0108	0.0116	طبقه ۷
0.0089	0.0090	0.0090	0.0091	0.0092	0.0091	0.0091	0.0089	طبقه ۸
0.0088	0.0089	0.0089	0.0090	0.0090	0.0088	0.0089	0.0088	طبقه ۹
0.0070	0.0070	0.0070	0.0069	0.0070	0.0072	0.0072	0.0070	طبقه ۱۰

جدول ۱۸: بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۵ و ۱۰ طبقه تحت تحلیل های دینامیکی غیر خطی

الف) بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در حالت حذف ستون تنها در سازه ۵ طبقه

نام ستون	حد فاصل IO - LS	حد فاصل LS - CP
ستون A6	0.0137	-

ب) بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در حالت حذف ستون و مهاربند های متصل به آن در سازه ۵ طبقه

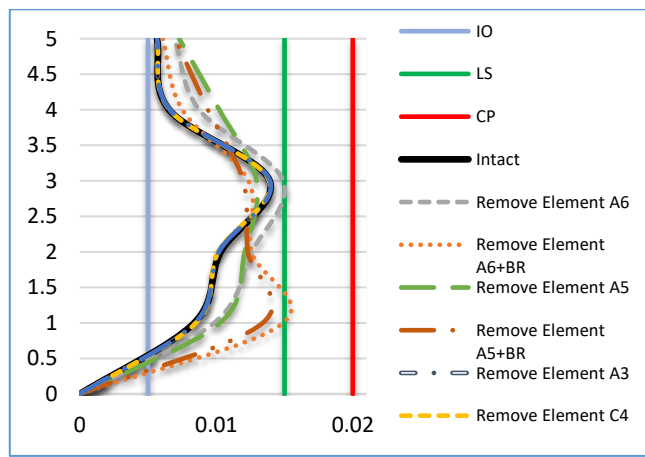
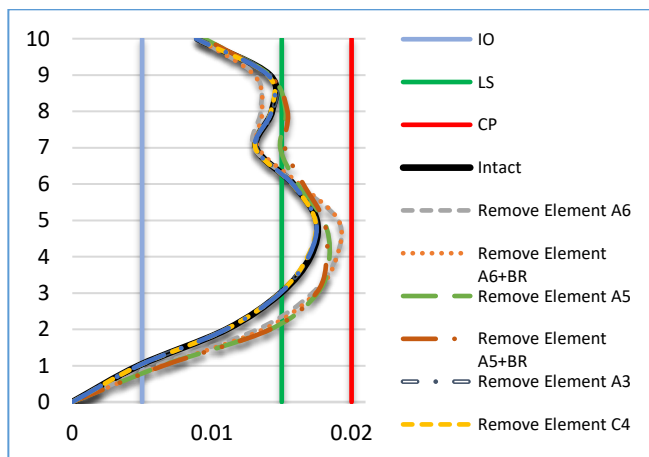
نام ستون	حد فاصل IO - LS	حد فاصل LS - CP
ستون A5 + مهاربند	0.0134	-
ستون A6 + مهاربند	-	0.0175

ج) بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در حالت حذف ستون تنها در سازه ۱۰ طبقه

نام ستون	حد فاصل IO - LS	حد فاصل LS - CP
ستون A5	0.0145	-

د) بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در حالت حذف ستون و مهاربند های متصل به آن در سازه ۱۰ طبقه

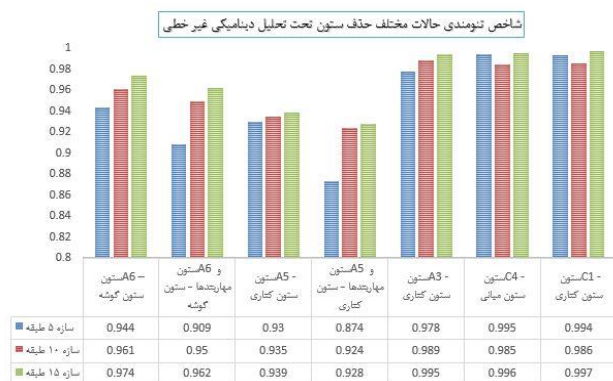
نام ستون	حد فاصل IO - LS	حد فاصل LS - CP
ستون A6 + مهاربند	0.0146	-



شکل ۱۱: نمودار عملکرد سازه در بحرانی ترین حالات حذف ستون برای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی میانگین مقادیر Drift در ۷ شتاب نگاشت در راستای Y در سازه ۱۰ طبقه (چپ) و میانگین مقادیر Drift در ۷ شتاب نگاشت در راستای Y در سازه ۵ طبقه (راست)

۸-۸- بررسی اثرات ارتفاع سازه

در این قسمت به بررسی اثرات ارتفاع سازه در خرابی پیش رونده پرداخته شده است. با توجه به نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی (جدول شماره ۹ و ۱۰) مشاهده شد که در اکثر حالات حذف ستون و نیز بحرانی ترین حالت حذف ستون با افزایش ارتفاع سازه، تنومندی سازه در برابر خرابی پیش رونده با افزایش روبرو است یعنی هر چه ارتفاع سازه بیشتر می‌شود پایداری و مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده بیشتر است. در شکل شماره ۱۲ نمودار مقایسه ای شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مشاهده می‌شود.



ب) شاخص تنومندی حالات حذف ستون در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی

الف) شاخص تنومندی حالات حذف ستون در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی

شکل ۱۲: نمودار مقایسه ای شاخص تنومندی حالات حذف ستون در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

۸-۹- مقایسه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی

در این قسمت به مقایسه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مربوط به خرابی پیش رونده پرداخته شده است. با توجه به نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی (جدول شماره ۸ و ۹) مشاهده شد که در کلیه حالات حذف ستون و در هر ۳ سازه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بحرانی تر از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بوده است. در بحرانی ترین حالت حذف ستون تنها و حذف ستون همراه با مهاربند به صورت میانگین نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی ۱۲/۸۳٪ بحرانی تر از

نتایج تحلیل های دینامیکی غیر خطی است. در شکل شماره ۱۳ نمودار مقادیر شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون در تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی در سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مشاهده می شود.

در شکل شماره ۱۴ نمودار بحرانی ترین حالت حذف ستون و حذف ستون و مهاربند مشاهده می شود.



الف (الف) شاخص تنومندی حذف ستون سازه ۵ طبقه الف (الف) شاخص تنومندی حذف ستون سازه ۱۰ طبقه الف (الف) شاخص تنومندی حذف ستون سازه ۱۵ طبقه
شکل ۱۳: مقادیر شاخص تنومندی حالات مختلف حذف ستون در تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی در سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



الف (الف) شاخص تنومندی حالات حذف ستون کناری و مهاربند های متصل به آن ب (ب) شاخص تنومندی حالات حذف ستون کناری
شکل ۱۴: مقادیر بحرانی ترین حالت حذف ستون و حذف ستون و مهاربند

۹- نتیجه گیری

پس از انجام تحلیل ها و بررسی نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی نتایج زیر حاصل شد:

- در هر دو تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی حذف ستون کناری در پدیده خرابی پیش رونده بحرانی ترین حالت حذف ستون تنها را برای سازه بوجود آورده است.
- در هر دو تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی حذف ستون کناری و مهاربندهای متصل به آن در پدیده خرابی پیش رونده بحرانی ترین حالت حذف ستون همراه با مهاربند را برای سازه بوجود آورده است.
- با مقایسه کردن حالات مختلف حذف ستون بدون مهاربند و با مهاربند در هر دو تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی مشاهده شد که حذف کردن مهاربندهای ستون گوشه بیشترین افت شاخص تنومندی را نسبت به حالت حذف ستون تنها داشته است.
- با افزایش تعداد طبقات سازه، میزان کاهش شاخص تنومندی حذف ستون با مهاربند نسبت به ستون بدون مهاربند کاهش پیدا کرده است یعنی با افزایش تعداد طبقات، سازه در برابر حذف مهاربندهای متصل به ستون مقاوم تر شده است.
- در کلیه ی حالت های حذف ستون با افزایش تراز حذف ستون شاخص تنومندی با افزایش روبرو است.
- در کلیه ی حالات حذف ستون، حذف ستون در تراز طبقه همکف بحرانی ترین حالت را نسبت به تراز های بالاتر برای سازه بوجود آورده است.
- به صورت میانگین مقدار شاخص تنومندی برای حالت حذف ستون در طبقه همکف (کلیه حالات حذف ستون) در سازه های ۵، ۱۰ و

- ۱۵ طبقه به ترتیب به مقدار ۸/۶۴٪، ۸/۳۸٪، ۶/۸۳٪ کمتر از مقدار شاخص تنومندی برای حالت حذف ستون در طبقه آخر می‌باشد.
- با حذف ستون گوشه و مهاربندهای متصل به آن در سازه ۵ طبقه، سازه بیشترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات را داشته و سازه سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نموده پس در این حالت حذف ستون سازه معیارهای پذیرش را ارضا نموده است.
 - با افزایش ارتفاع سازه مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات کاهش یافته به گونه ای که در تمامی ۷ سناریوی حذف ستون، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه ۱۰ طبقه سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نموده و در محدوده بین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و ایمنی جانی باقی مانده است پس سازه ۱۰ طبقه در کلیه حالات حذف ستون معیارهای پذیرش را ارضا نموده است.
 - پس از انجام تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی مشاهده شد که با افزایش ارتفاع سازه مقدار شاخص تنومندی در حالات مختلف حذف ستون با افزایش روبرو بوده به گونه ای که بیشترین مقدار شاخص تنومندی برای حالات یکسان حذف ستون به ترتیب در سازه ۱۵ طبقه ۱۰ طبقه و ۵ طبقه می‌باشد. به دلیل افزایش تعداد المان ها و تعداد طبقات، تعداد مسیرهای جایگزین انتقال بار نیز افزایش می‌یابد و همین دلیل باعث افزایش شاخص تنومندی در سازه‌ها با تعداد طبقات بیشتر می‌باشد.
 - نتایج تحلیل های استاتیکی غیر خطی نسبت به تحلیل های دینامیکی غیر خطی بحرانی تر بوده به گونه ای که به صورت میانگین نتایج تحلیل های استاتیکی غیر خطی ۱۲/۸۳٪ بحرانی تر از نتایج تحلیل های دینامیکی غیر خطی می‌باشد.

مراجع

[1] GSA. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. The U.S. General Services Administration; 2003.

[۲] رشیدی الاشتی، علی "تاثیر خرابی های پیش رونده بر عملکرد لرزه ای سازه‌های ساختمانی فولاد". پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ۱۳۹۱.

[۳] اکبرپور، سوده "خرابی پیش رونده و تاثیر آن بر عملکرد لرزه ای قابهای خمشی بتن آرمه". پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه علوم و فنون مازندران، ۱۳۸۹.

[4] J. Kim, J.-H. Park, and T.-H. Lee, "Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss", Engineering Structures, vol. 33, pp. 421-432, 2011.

[5] Uwe Starossek, Marco Haberland, (2006), "Evaluating Measures of Structural Robustness", ASCE Structures Congress, Austin, Texas, USA .

[6] Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Department of Defense, 2005

[7] Kim J, Kim T, "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", Journal of Constructional Steel Research ,2009,65 169-179

[8] Feng Fu, "3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings - Parametric study, Engineering Structures", 2010, 32 3974-3980

[۹] قلی زاده. امین، رضانی. معصومه، مرادبیگی. حیدر. ۲۰۱۳. " اثر ارتفاع سازه‌ها روی خرابی پیش رونده در میانقابهای بتنی با قاب خمشی". [۱۰]مبحث دهم مقررات ملی ساختمان. طرح و اجرای ساختمانهای فولادی. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی. ۱۳۹۲.

[۱۱] استاندارد ۲۸۰۰. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. مرکز تحقیقات مسکن. ویرایش چهارم. ۱۳۹۳

[۱۲]مبحث ششم مقررات ملی ساختمان. بارهای وارده بر ساختمان. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی. ۱۳۹۲.

[۱۳]نشریه ۳۶۰. دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری زلزله ۱۳۹۲.

[14] FEMA 356, Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2000

[15] National Institute of Standard and Technology (NIST). Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (Draft), 2006

[16] Menchel Kfir, Progressive collapse: comparison of main standards, formulation and validation of new computational procedures, PHD thesis, 2009

[17] H. Wibowo & D.T Lau, Seismic Progressive Collapse Qualitative Point of View, Civil Engineering Dimension, 2009 Vol.11.No.1,8-14

[18] L.-M. Zhang and X.-L. Liu, "Learning from the Wenchuan earthquake: key problems in collapse analysis of structures," in Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Chinese Association of Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

[19] Elkholy Said, Numerical Study of Collapse Behavior of Steel Buildings due to Extremely High Seismic

- Load, JSCE, 2005.
- [20] Telford Thomas, Progressive collapse of structures, CPI Antony Rowe, UK, 2009
- [21] Nielsen Jannie, Probabilistic Analysis of the Robustness of Earthquake resistant Steel Structures, Master thesis, Faculty of engineering, science and medicine, Aalborg University, 2009.
- [22] Lew, H. and Ellingwood, B.R. and Smilowitz, R. and Carino, N., "Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings", 2006.
- [23] Lew, H.s., "Analysis Procedures for Progressive Collaps of Building", 2007.
- [24] Liu Min, Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization, Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 322–332.
- [25] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. (June 2009), Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.