

تحلیل خرابی پیشرونده در ساختمان های بتن آرمه با پلان L شکل

حمزه روحی^۱، علی خیرالدین^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

یکی از مهم ترین مسائل سازه ای در پدافند غیرعامل بحث خرابی پیشرونده می باشد. خرابی پیشرونده زمانی اتفاق می افتد که در اثر انهدام ناگهانی عضو سازه ای در اثر حوادث عمدی، نظامی، تروریستی، حوادث غیرمترقبه نظیر زلزله یا خطاهای اجرایی، خرابی به اعضای مجاور انتشار یافته و گسترش خرابی به صورت زنجیره ای باعث خرابی بخشی از سازه یا کل سازه می گردد. عملکرد سازه با تعیین المان کلیدی (المان دارای بیشترین پتانسیل خرابی پیشرونده) و تقویت آنها ارتقا می یابد. در این مقاله سازه های ۲ و ۴ طبقه بتن آرمه دارای سیستم مقاوم قاب خمشی و پلان L شکل انتخاب شده است. جهت تعیین المان کلیدی، موقعیت های مختلف حذف ستون ها در پلان در نظر گرفته شده است. برای اولین بار، خرابی پیشرونده با دو روش شاخص حساسیت و ضریب باربررسی شده و سازه ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته قائم (Push Down Analysis) قرار گرفته اند. براساس ظرفیت باربری سازه، شاخص حساسیت و براساس بار تعادل متناظر با تغییر مکان هدف به بار ثقلی کل، ضریب بار محاسبه شده است. المان دارای بیشترین مقدار شاخص حساسیت و کمترین مقدار ضریب بار به عنوان المان کلیدی در خرابی پیشرونده شناسایی می شود. نتایج حاصل در این مقاله نشان می دهند که در ساختمان بتن آرمه خمشی با پلان L شکل، ستون های گوشه بیشترین پتانسیل خرابی پیشرونده را دارد. علاوه بر این نتایج نشان می دهد که سازه های با ارتفاع بیشتر عملکرد بهتری در برابر خرابی دارد.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، تحلیل افزایش یافته قائم، ضریب بار، شاخص حساسیت، المان کلیدی، عملکرد زنجیره ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.86035.1174	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86035.1174	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۳۱	۱۳۹۶/۰۴/۳۱	۱۳۹۶/۰۴/۱۰	۱۳۹۶/۰۲/۲۵
				*نویسنده مسئول:		
				علی خیرالدین		
				kheyroddin@semnan.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

Progressive collapse analysis of reinforced concrete in buildings L-shaped plan

Hamze Rouhi¹, Ali Kheyroddin^{2*}

1- PhD student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

One of the most important issues discussed structural passive defense is progressive collapse. Progressive collapse occurs the sudden destruction caused by the deliberate structural member by accidents or disasters, such as earthquakes and terrorist military or operational errors and downtime has spread to adjacent organs and extended downtime for the chain is ruining a part of or the entire structure. Structural performance by identifying the key elements (elements with the greatest potential for progressive collapse) will be upgraded and strengthened them. In this paper buildings with 4,7 and 12 stories of reinforced concrete moment frame with resistant system has been selected L-shaped plan. To determine the key elements, different situations Delete columns plan, is considered. For the first time, the progressive collapse by two method of the sensitivity index and load factor was evaluated and structures have been analysed nonlinear static analysis (Push Down Analysis). From of the values of the bearing capacity of the structure, sensitivity index and the load balance corresponding to the target displacement, the load factor is calculated. The Element with the maximum of sensitivity as well as the lowest load factor as a key element in determining the progressive collapse. The results in this paper show that L-shaped concrete building plan corner columns is the greatest potential for progressive collapse. Moreover, the results indicate that the structures in height, has a better performance against progressive collapse.

ARTICLE INFO

Received: 15/05/2017

Revised: 01/07/2017

Accepted: 22/07/2017

Keywords:

Progressive collapse Push down analysis
Load Factor
Sensitivity index
Key elements
catenary action

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.86035.1174

*Corresponding author: Ali Kheyroddin.
Email address: kheyroddin@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

یکی از مهم ترین مسائل سازه ای در پدافند غیرعامل بحث خرابی پیشرونده می باشد. خرابی پیشرونده زمانی اتفاق می افتد که در اثر انهدام ناگهانی عضو سازه ای در اثر حوادث عمدی، نظامی، تروریستی، حوادث غیرمترقبه نظیر زلزله یا خطاهای اجرائی خرابی به اعضای مجاور انتشار یافته و بدنبال گسترش خرابی به صورت زنجیره ای باعث خرابی بخشی از سازه یا کل سازه می گردد.

بیش از ۵۰ سال از زمان وارد شدن عبارت خرابی یا گسیختگی پیشرونده به ادبیات طراحی سازه ای نمی گذرد. بحث خرابی پیشرونده از سال ۱۹۶۸ میلادی به دنبال حادثه ساختمان رونان پوینت در انگلستان (شکل ۱) شروع شده است. ساختمان مذکور یک ساختمان ۲۲ طبقه متشکل از قطعات پیش ساخته کف و دیوارهای غیرمسلح باربر بود که در اثر انفجار گاز در یکی از گوشه های طبقه هجدهم آن دیوار باربر جلویی ساختمان در این طبقه منهدم و در نتیجه تکیه گاه طبقات بالائی حذف و بدلیل عدم پیوستگی در بین اعضای باربر، این طبقات روی طبقات پائین افتاده و تخریب گردید. حمله تروریستی به ساختمان فدرال مورا در سال ۱۹۹۵ (شکل ۲) که منجر به تخریب کلی در بخش وسیعی از ساختمان شد، نمونه دیگری از تخریب در اثر خرابی پیشرونده را در برابر جامعه مهندسی و محققین قرار داد تا اینکه به دنبال حوادث تروریستی ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ برجهای دو قلو مرکز تجارت جهانی (شکل ۳) و ساختمان تجارت جهانی هفت در نیویورک و همچنین بخشی از ساختمان پنتاگون در واشنگتن بحث خرابی پیشرونده به اوج خود رسید. این سه اتفاق شاید در نگاه اول متفاوت به نظر برسند، اما در واقع هر سه یک وجه تشابه دارند و آن این که در حالت کلی، حذف یک یا چند عضو اولیه منجر به تخریب تمام یا قسمت بزرگی از سازه شده است. نسبت خرابی نهایی به خرابی اولیه زیاد بوده و ایجاد خرابی موضعی در سازه می تواند منجر به خرابی پیشرونده در کل سازه یا قسمت بزرگی از آن شود.



شکل ۱: خرابی پیشرونده در ساختمان رونان پوینت (۱۶می ۱۹۶۸میلادی) شکل ۲: حمله تروریستی به ساختمان فدرال مورا در شهر اوکلاهامای آمریکا (۱۹۹۵ میلادی) شکل ۳: حمله تروریستی به مرکز تجارت جهانی (۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱)

خرابی پیشرونده یکی از مهم ترین انواع خرابی سازه می باشد که به علل مختلفی از جمله اشتباهات در طراحی و ساخت، ظرفیت کم باربری مواد سازه ای، بار اضافی وارده، تکنیک ها و روش های نامناسب اجرائی در احداث بنا، انفجار، برخورد غیر عمدی و همچنین حوادث عمدی از جمله حوادث تروریستی (انفجار و برخورد) و غیره به وجود می آید. طی این نیم قرن، آئین نامه ها و استانداردهای مختلفی سعی کردند که این موضوع را پوشش دهند. چندین کمیته استاندارد سازی جهت بهبود استانداردهای روش های طراحی در برابر خرابی پیشرونده شروع بکار کردند. مساله ارزیابی و بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در سازه های با اهمیت به یکی از محورهای تحقیقاتی تبدیل شده است. نشریات متعددی در خصوص خرابی پیشرونده و بار بیش از حد به چاپ رسید.

آئین نامه ملی کانادا الزاماتی را برای طراحی المان های اصلی، اتصال المان ها و روش های ایجاد مسیره های انتقال بار تعیین کرد.

در ژوئن سال ۲۰۰۳ میلادی مرکز مدیریت ساختمان های دولتی ایالات متحده (GSA) [۱] دستورالعملی را جهت کنترل ساختمان های دولتی آمریکا در برابر خرابی پیشرونده ارائه کرد. در پی آن در سال ۲۰۰۵ میلادی دپارتمان دفاع ملی ایالات متحده (DOD) [۲] آئین نامه خود را در این خصوص ارائه نمود. آستانه اصل و همکاران [۳]، مقاومت یک سازه فولادی معمولی و سیستم کف آن را در برابر خرابی پیشرونده در اثر حذف یک ستون مطالعه کردند. آنها همچنین مطالعه ای آزمایشگاهی برای بررسی توانایی سیستمی مشابه کار قبلی خود با وجود کابل فولادی برای ممانعت از پروسه خرابی انجام دادند [۴]. محققین مختلفی بعد از آن بر روی مدل کردن اتصالات برای بررسی خرابی پیشرونده، بررسی ظرفیت خرابی پیشرونده، بررسی پروسه خرابی در یک ساختمان بلند بتنی در اثر حذف ناگهانی یک ستون گوشه و همچنین استفاده از مهاربندی های مختلف جهت کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده کار کرده اند. مهرابی، خیرالدین و گرامی [۵]، به بررسی پتانسیل خرابی بر روی سازه های فولادی طراحی شده براساس آئین نامه ی ایران پرداختند. در این مطالعه که بر روی ۴۲ سازه با سیستم های مختلف سازه ای صورت گرفت، مشخص شد تمامی مدل های سازه ای دارای پتانسیل خرابی پیشرونده می باشد. همچنین نتایج تحقیق آنها نشان داد علاوه بر خود المان سازه ای، موقعیت المان نیز در خرابی پیشرونده موثر است. خیرالدین و مشهدی علی [۶]، پتانسیل خرابی پیشرونده را در سازه های بلند دارای سیستم جدید هگزآگرید با سیستم های صلب معمولی را با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی کردند. آنها از سازه های ۲۸، ۴۸، طبقه که بر اساس بار باد طراحی شده بود استفاده کردند. نتایج بررسی مذکور نشان داده است که سیستم هگزآگرید دارای مقاومت کافی در برابر پتانسیل خرابی پیشرونده نسبت به سیستم های متداول می باشد. کیم و هونگ [۷]، عملکرد خرابی پیشرونده را در سازه های بلند نامنظم، با تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی بررسی کردند و دریافته اند سازه هایی که دارای المان های بیشتری هستند در برابر خرابی پیشرونده مقاومت بیشتری دارند. فراگوپول [۸]، و ایتو به همراه محققین دیگر [۹]، شاخص مربوط به نامعینی و المان کلیدی را معرفی نمودند. کیم [۱۰] و ایتو و محققین دیگر [۱۱]، پتانسیل خرابی پیشرونده را با عمل زنجیروار آن در طول اعمال یک تغییر شکل بزرگ مطالعه نمودند. علاوه بر این، مطالعات تحلیلی مربوط به نامعینی و خرابی پیشرونده روی یک ساختمان واقعی توسط اهی و محققین دیگر [۱۲] و کیم و همکاران [۱۳] انجام شد. تحقیقات دیگری [۱۴] در زمینه شاخص مربوط به نامعینی یا المان های کلیدی توسط محققین صورت گرفته است و در تمامی این مطالعات حفظ مقاومت یک سازه پس از خرابی اعضایی از سازه به واسطه یک حادثه اتفاقی مورد بررسی قرار گرفت و مقاومت حاصل با مقاومت سازه در حالت اصلی مقایسه گردید.

خیرالدین و مداحی [۱۵]، به مطالعه خرابی پیشرونده در قاب خمشی فولادی با پلان L شکل پرداختند. آنها با انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی و با توجه به شاخص حساسیت به این نتیجه رسیدند که در سازه قاب خمشی فولادی با پلان L شکل، حذف ستون مرکزی وضعیت بحرانی تری را در خرابی پیشرونده ایجاد می کند.

خسروی [۱۶]، به مطالعه خرابی پیش رونده در ساختمان های بتن مسلح با سیستم مقاوم قاب خمشی و پلان مستطیلی پرداخت و با انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی به این نتیجه رسید که در سازه قاب خمشی بتن مسلح با سیستم سقف حبابدار و پلان مستطیلی، حذف ستون میانی وضعیت بحرانی تری بوجود می آورد.

در هر حال خرابی پیشرونده بدون توجه به علل ایجاد آن علت عمده خسارات جانی و مالی بوده و مورد تایید همگان می باشد. به همین علت باید در روند طراحی سازه ساختمان ها در برابر خرابی پیشرونده باید از تمامی پتانسیل های موجود وقایل افزودن به سیستم باربری سازه ای استفاده نمود. از آنجا که در بحث خرابی پیشرونده یک یا چند عضو سازه ای بدلایلی که گفته شد، خراب می شوند و بدنبال آن در صورت نبود پتانسیل های لازم در هر بازتوزیع باری، خرابی دیگر المان های سازه ای همراه با اثرات دینامیکی حاصل می شود و ساختمان بصورت پیشرونده منهدم می شود، بنابراین ساختمان ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند خرابی موضعی را با یکپارچه کردن اعضای سازه ای (مهمترین پتانسیل جلوگیری از خرابی) بهبود و از طریق توزیع مجدد بارها (با ایجاد مسیرهای جایگزین انتقال بار) محدود نموده و مقاومت مورد نیاز سازه را در برابر بارهای غیرمعمول (توام با اثرات دینامیکی) تامین نمایند [۱۷].

در هر ساختمانی، ستون ها از اعضای مهم سازه ای محسوب می شوند که حذف هر کدام از آنها، پتانسیل متفاوتی در امر خرابی پیشرونده سازه دارند. از عواملی که سازه را در خطر فروریزش و انهدام قرار می دهد، از بین رفتن ستون ها در موقعیت های بحرانی توسط عوامل طبیعی (زلزله) و عوامل غیرطبیعی (حملات نظامی، تروریستی) است. پس از فقدان ستون، پتانسیل پیشروی خرابی در سازه بالا رفته

و در چنین وضعیتی بازتوانی سازه جهت رسیدن به شرایط تعادل ایستای جایگزین، امری ضروری خواهد بود. عملکرد زنجیره ای بوجود آمده در اعضای باقیمانده سازه باعث انتشار بار بازپخش شده ناشی از حذف ستون شده و در نتیجه بازتوانی لازم جهت نایل شدن به تعادل ایستای جایگزین را فراهم می نماید. استفاده از عملکرد زنجیره ای سازه توسط اتصالات تیر-ستون و استفاده از قابلیت تحمل نیروی محوری تیرها در روند طراحی سازه گامی موثر در کاهش خرابی و افزایش پایداری سازه در روند حذف اعضای بحرانی آن می باشد [۱۷].

۲- هدف تحقیق

هدف تعیین بحرانی ترین حالت حذف ستون در سازه های بتن آرمه مقاوم خمشی و پلان L شکل می باشد. به این منظور تحلیل غیرخطی بار افزاینده قائم (Push Down) سازه های مورد تحقیق برای بررسی عملکرد آنها در موقعیت های مختلف حذف ستون در پلان و تاثیر آن در پتانسیل ایجاد خرابی های پیشرونده انجام شده است. برای اولین بار از هردوروش معمول محاسباتی شاخص حساسیت و ضریب باربرای ارزیابی پتانسیل خرابی های پیشرونده و تعیین المان کلیدی (المان دارای بیشترین پتانسیل خرابی پیشرونده) استفاده شده است.

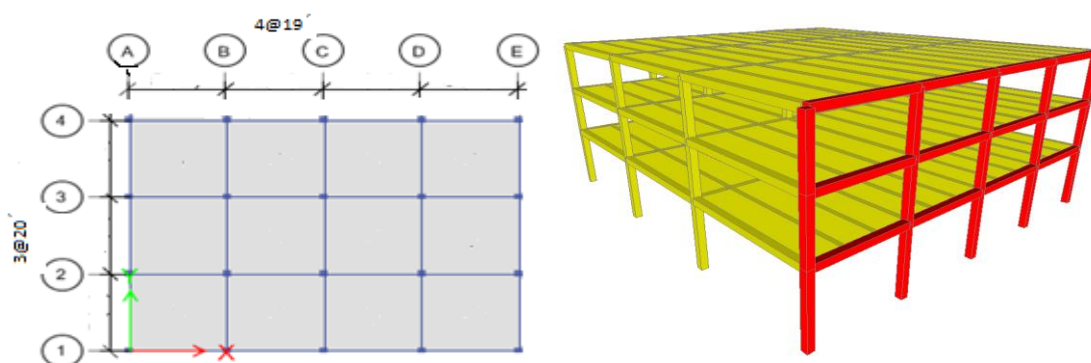
۲-۱- استفاده از تحلیل حساسیت (Sensitivity Analysis) در خرابی پیشرونده و تعیین شاخص حساسیت (نسبت ظرفیت باربری سازه پس از حذف یک عضو یا مجموعه ای از اعضا به ظرفیت باربری سازه کامل)

۲-۲- تعیین ضریب بار (Load Factor) (نسبت بار تعادل متناظر با تغییرمکان قائم اعمال شده در محل ستون حذف شده به بار ثقلی کل)

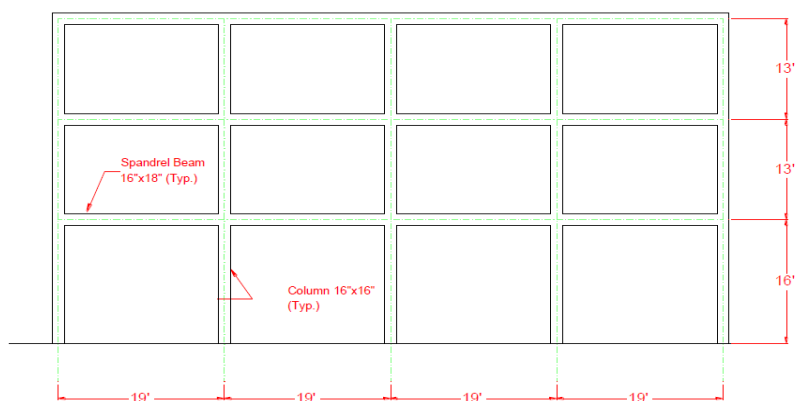
۲-۳- بررسی عملکرد زنجیره ای و تاثیر موقعیت ستون ها در پتانسیل خرابی پیشرونده در ساختمان های بتن آرمه L شکل

۳- صحت سنجی

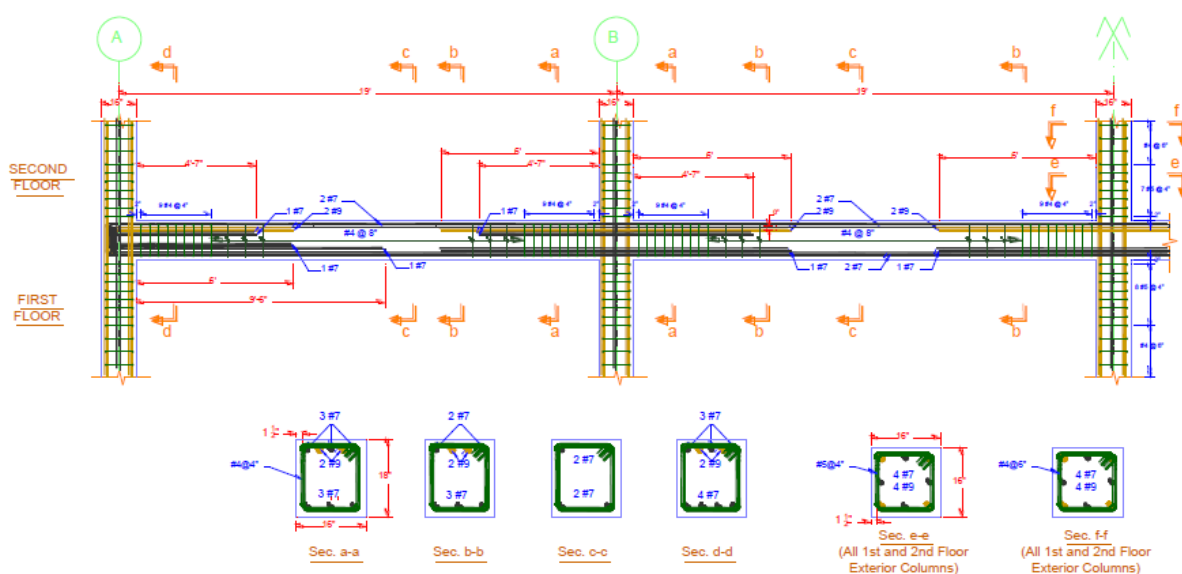
برای اثبات صحت نتایج مدل های تحلیلی در خرابی پیشرونده نمونه آزمایشگاهی قاب های خمشی بتن آرمه سه طبقه از یک سازه سه بعدی با مقیاس ۱/۸ مورد بررسی قرار گرفته است [۱۸]. مشخصات مدل ساختمانی مدل مقیاس شده و نمونه آزمایشگاهی به ترتیب شامل: نمای سه بعدی (شکل ۴) پلان تیپ طبقات (شکل ۵) نمای ارتفاعی (شکل ۶) جزئیات ابعاد مقاطع و میلگرد گذاری ستون ها و طبقات سازه اصلی (اشکال ۷ و ۸)، منحنی های تنش کرنش بتن و میلگرد (اشکال ۹ و ۱۰)، بارگذاری نمونه آزمایش و ابعاد هندسی نمونه آزمایش (اشکال ۱۱ و ۱۲)، جزئیات تیرو ستون نمونه آزمایش (اشکال ۱۳ و ۱۴)، تغییر شکل نمونه آزمایش (شکل ۱۵)، مقایسه نتایج مدل های تحلیلی و آزمایشی (شکل ۱۶) می باشد.



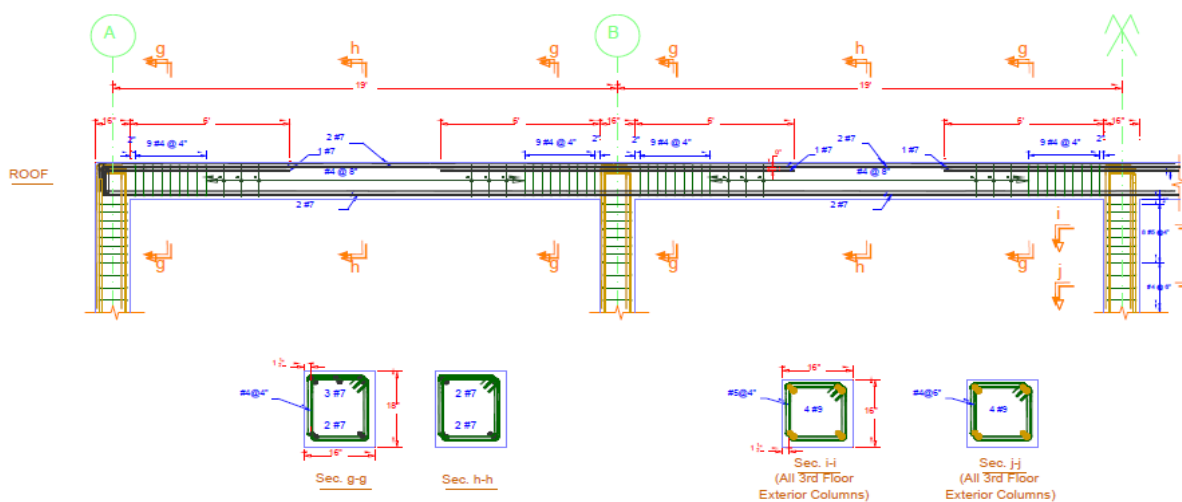
شکل ۴: نمای سه بعدی از ساختمان بتنی (قاب بیرونی آن آزمایش شده است [۱۸] شکل ۵: پلان تیپ طبقات ساختمان مورد آزمایش [۱۸])



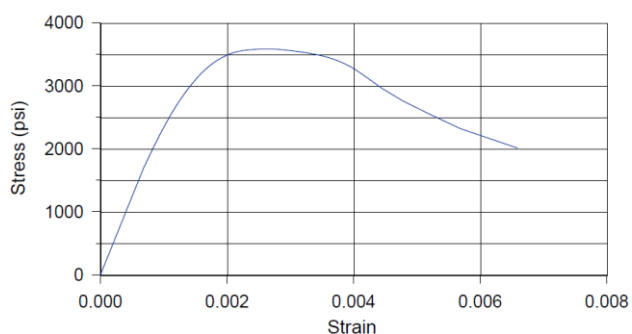
شکل ۶: نمای ارتفاعی قاب مورد مطالعه [۱۸]



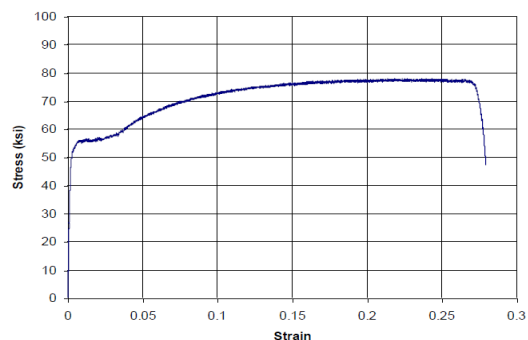
شکل ۷: جزئیات ابعاد مقاطع و میلگردگذاری ستون های اولین و دومین طبقه و تیرهای دومین و سومین طبقه قاب بیرونی (ساختمان اصلی) [۱۸]



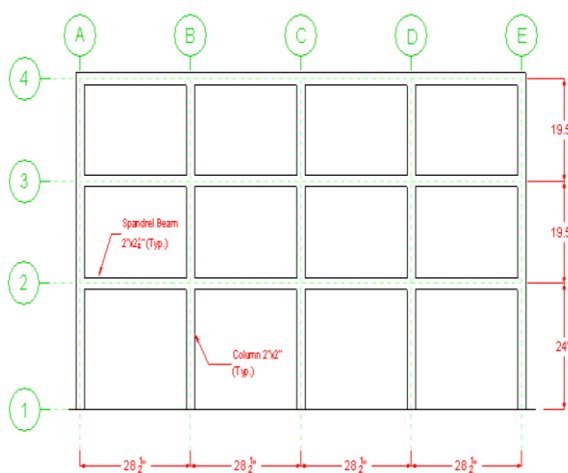
شکل ۸: جزئیات ابعاد مقاطع و میلگردگذاری ستون های سومین طبقه و تیرسقف قاب بیرونی (ساختمان اصلی) [۱۸]



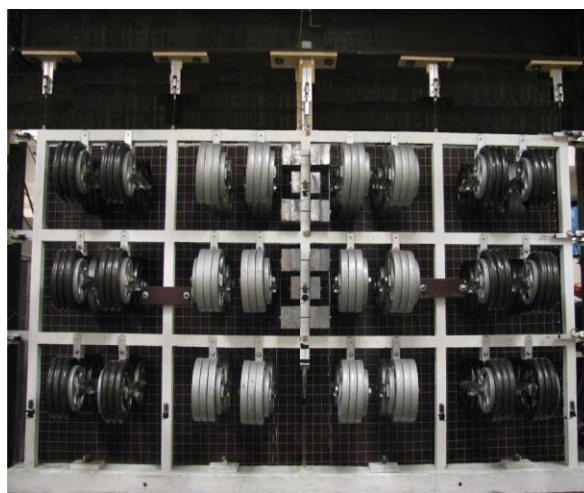
شکل ۱۰: منحنی تنش کرنش میلگرد [۱۸]



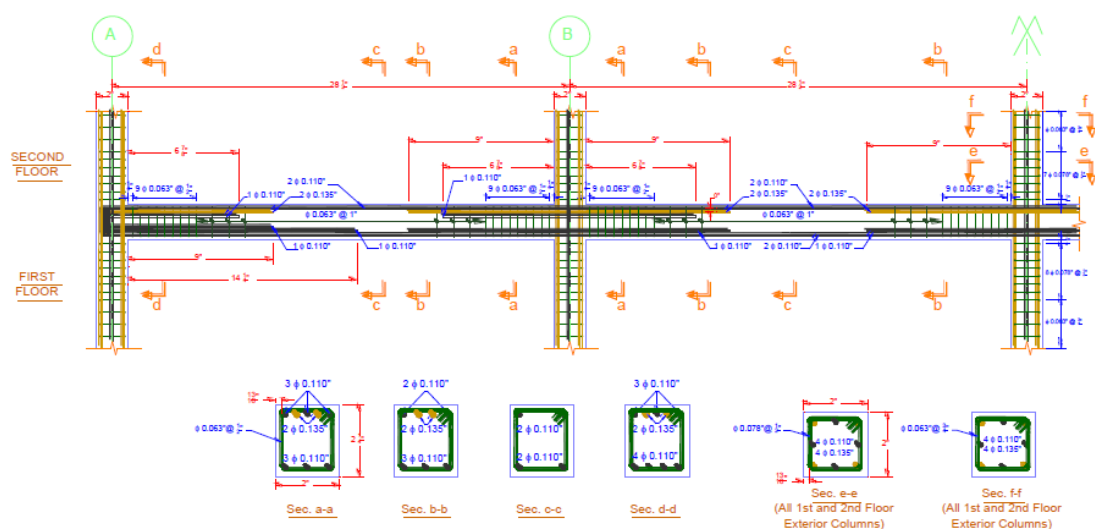
شکل ۹: منحنی تنش کرنش بتن [۱۸]



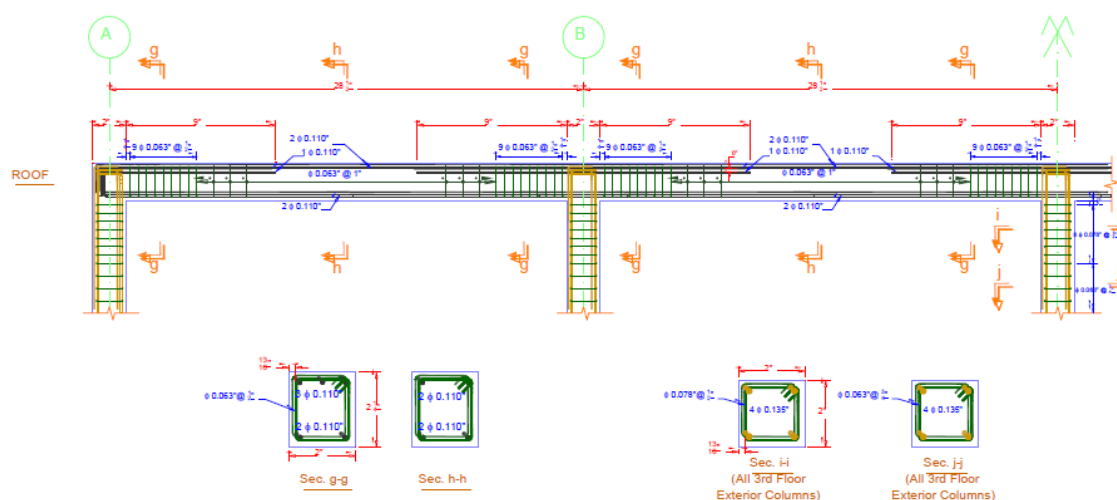
شکل ۱۲: ابعاد هندسی نمونه آزمایشگاهی (مقیاس ۱/۸) [۱۸]



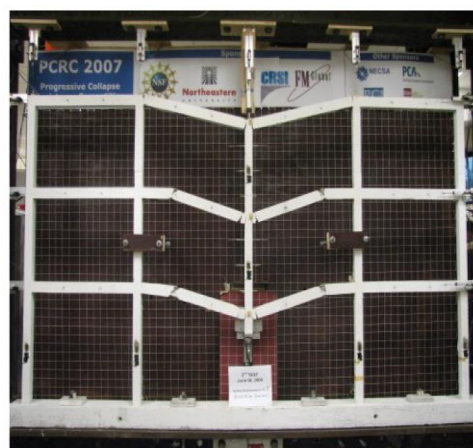
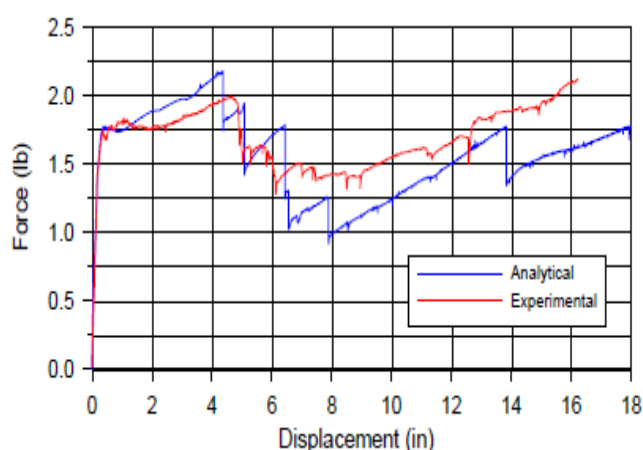
شکل ۱۱: بارگذاری ثقلی مدل دویعدی مقیاس ۱/۸ مدل آزمایشگاهی [۱۸]



شکل ۱۳: جزئیات ابعاد مقاطع و میلگردگذاری ستون های اولین و دومین طبقه و تیرهای دومین و سومین طبقه قاب بیرونی (نمونه آزمایشگاهی) [۱۸]



شکل ۱۴: جزئیات ابعاد مقاطع و میلگردگذاری ستون های سومین طبقه و تیرسقف قاب بیرونی (نمونه آزمایشگاهی) [۱۸]



شکل ۱۵: تغییر شکل نهائی نمونه آزمایشگاهی (جابجائی قائم ۴،۹ اینچ) [۱۸] شکل ۱۶: مقایسه نتایج مدل های تحلیلی و آزمایشگاهی [۱۸]

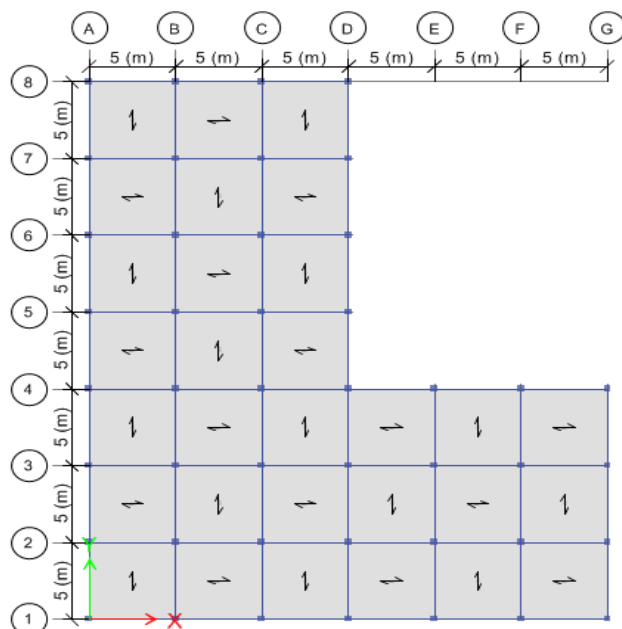
نتایج حاصل از تحلیل المان محدود مطابقت خوبی را با نتایج حاصل از آزمایش نشان می دهد (شکل ۱۶).

۴- مدلسازی

مدل های سازه ای در این تحقیق، مدل های سه بعدی بتن آرمه با سیستم مقاوم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط (متداول ترین سیستم سازه ای کشور ایران) دارای ۱۲ و ۷،۴ طبقه با ارتفاع طبقات ۳ متر با پلان L شکل و دهانه هایی با طول یکسان ۵ متر مطابق شکل ۱۷ می باشد. سقف نیز از نوع تیرچه بلوک با الگوی بارگذاری شطرنجی در نظر گرفته شده است. تکیه گاه های کلیه سازه ها به صورت اتصال گیردار فرض شده است. محل احداث سازه ها منطقه با خطر نسبی زیاد و نوع خاک III در نظر گرفته شده است. بتن مورد استفاده در سازه بتن رده C22 دارای مقاومت مشخصه ۲۲۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و میلگردها از نوع A3 با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

در تحلیل و طراحی های مورد تحقیق از مباحث ششم [۱۹] و نهم [۲۰] مقررات ملی ساختمان واز استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۱]، جهت بارگذاری جانبی استفاده شده است. در تحلیل خرابی پیشرونده از آئین نامه GSA جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته استفاده شده است. طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار ثقلی مرده طبقات و بام ۶۴۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده طبقات و بام ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای محیطی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترطول دیوار در نظر گرفته شده است.

مشخصات ابعادی و میلگردگذاری تیرها و ستون های مربعی یا مستطیلی سازه مورد بررسی در جداول ۱ تا ۳ آورده شده است. این ابعاد با روش سعی و خطا و با کنترل جابجائی جانبی سازه در حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ با نرم افزار ETABS 2015 [۲۲] (اشکال ۱۸ تا ۲۰) حاصل شده است.



شکل ۱۷: پلان ساختمان (مشترک بین کلیه سازه ها)

جدول ۱: مشخصات ابعادی مقاطع بتنی سازه ۴ طبقه

طبقه	ستونها	تیرها
۱	مربع ۴۰×۴۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مربع ۴۰×۴۰ (سانتی متر)
۲	مربع ۴۰×۴۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مربع ۴۰×۴۰ (سانتی متر)
۳	مربع ۳۵×۳۵ - ۸/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۳۵ (سانتی متر)
۴	مربع ۳۵×۳۵ - ۸/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۳۵ (سانتی متر)

جدول ۲: مشخصات ابعادی مقاطع بتنی سازه ۷ طبقه

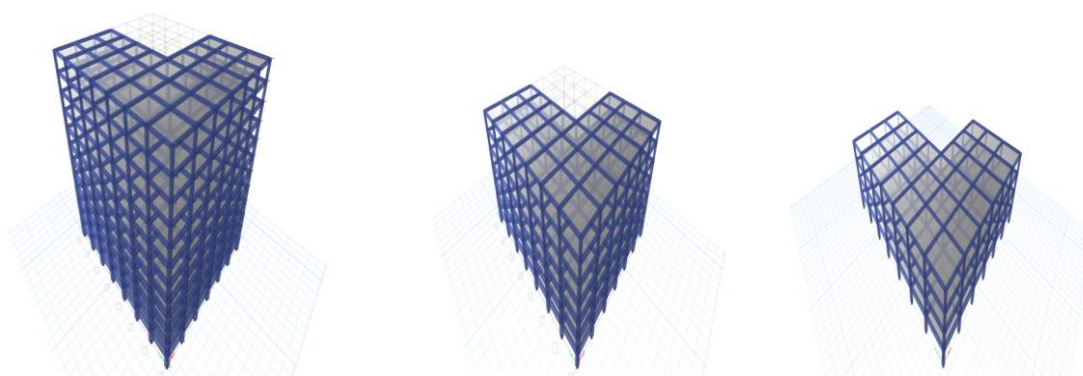
طبقه	ستون ها	تیرها
۱	مربع ۶۵×۶۵ - ۱۶/ عدد میلگرد ۲۲	مستطیل ارتفاع ۵۰ عرض ۶۵ (سانتی متر)
۲	مربع ۶۵×۶۵ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۵۰ عرض ۶۵ (سانتی متر)
۳	مربع ۶۰×۶۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۵۰ عرض ۶۰ (سانتی متر)
۴	مربع ۵۵×۵۵ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۵ عرض ۵۵ (سانتی متر)
۵	مربع ۵۰×۵۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۱۸	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۵۰ (سانتی متر)
۶	مربع ۴۰×۴۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۴۵ (سانتی متر)
۷	مربع ۴۰×۴۰ - ۱۲/ عدد میلگرد ۱۸	مربع ۴۰×۴۰ (سانتی متر)

جدول ۳: مشخصات ابعادی مقاطع بتنی سازه ۱۲ طبقه

طبقه	ستون ها	تیرها
۱	مربع ۸۰*۸۰-۱۶/ عدد میلگرد ۲۵	مستطیل ارتفاع ۷۰ عرض ۸۰(سانتی متر)
۲	مربع ۸۰*۸۰-۱۶/ عدد میلگرد ۲۵	مستطیل ارتفاع ۷۰ عرض ۸۰(سانتی متر)
۳	مربع ۸۰*۸۰-۱۶/ عدد میلگرد ۲۵	مستطیل ارتفاع ۷۰ عرض ۸۰(سانتی متر)
۴	مربع ۷۵*۷۵-۱۶/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۶۵ عرض ۷۵(سانتی متر)
۵	مربع ۷۰*۷۰-۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۶۰ عرض ۷۰(سانتی متر)
۶	مربع ۶۵*۶۵-۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۵۰ عرض ۶۵(سانتی متر)
۷	مربع ۶۰*۶۰-۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۵۰ عرض ۶۰(سانتی متر)
۸	مربع ۵۵*۵۵-۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۵ عرض ۵۵(سانتی متر)
۹	مربع ۵۰*۵۰-۱۲/ عدد میلگرد ۲۰	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۵۰(سانتی متر)
۱۰	مربع ۴۵*۴۵-۱۲/ عدد میلگرد ۱۸	مستطیل ارتفاع ۴۰ عرض ۴۵(سانتی متر)
۱۱	مربع ۴۰*۴۰-۱۲/ عدد میلگرد ۱۸	مربع ۴۰*۴۰(سانتی متر)
۱۲	مربع ۴۰*۴۰-۱۲/ عدد میلگرد ۱۸	مربع ۴۰*۴۰(سانتی متر)

۵-۱- تحلیل استاتیکی خطی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و برایش چهارم تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و راستاهای مختلف به سازه اعمال می گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می شود.



شکل ۱۸: مدل سازه ۴ طبقه در ETABS [۲۲] شکل ۱۹: مدل سازه ۷ طبقه در ETABS [۲۲] شکل ۲۰: مدل سازه ۱۲ طبقه در ETABS [۲۲]

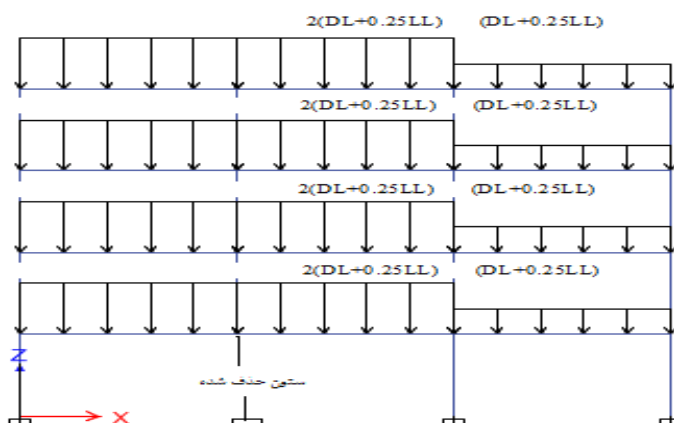
۵-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی افزایش یافته

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی افزایش یافته قائم با اقتباس از روش تحلیل بارافزون پوش آور (Push Over) که عموماً در زمینه های مهندسی زلزله کاربرد دارد، در بررسی عملکرد سازه ای ساختمان ها در برابر خرابی پیشرونده مورد استفاده قرار می گیرد. از مزایای تحلیل مذکور می توان به توانایی لحاظ اثرات غیرخطی مصالح بدون دخالت رفتار هیستریزس مصالح و کاهش زمان تحلیل بر خلاف تحلیل های تاریخیچه زمانی غیر خطی اشاره کرد. عیب عمده روش مذکور عدم توانایی در نظر گرفتن اثر دینامیکی فرآیند حذف ستون از سازه است. همچنین این روش تحلیل در تصمیم گیری های محدوده الاستیک و حدود خرابی سازه بسیار مفید است. در تحقیق حاضر تحلیل غیر خطی افزایش یافته انجام می شود که طی تحلیل مذکور با افزایش نمود تغییر مکان قائم در محل ستون حذف شده در هر گام از تحلیل، مقاومت سازه و سطوح عملکرد آن در برابر این تغییر شکل ها مورد بررسی قرار می گیرد. تحلیل مذکور روش کنترل جابجائی به شمار رفته و تحلیل ها با تغییرات جابجائی برای رسیدن به سطوح عملکرد دلخواه سازه مورد استفاده قرار می گیرد. بر اساس تحقیقات ماجانیوشویلی و همکارش [

[۲۳]، تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم به روش کنترل بار شامل چندین تحلیل و باز تحلیل وابسته به گام های اعمال شده بار می باشد. از طرفی تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم به روش کنترل جابجائی در تحلیل سازه بسیار ساده بوده و بر خلاف برخی تحلیل ها از نظر یکتایی جواب و همگرایی به مراتب وضعیت بهتری خواهد داشت. در این نوع تحلیل، بارهای ثقلی در تمام تیرها وارد شده و در تمام مراحل تحلیل، ثابت در نظر گرفته می شوند. پس از حذف ستون، در هر گام از تحلیل، میزان بارهای متناظر با تغییر مکان قائم اعمال شده در محل ستون حذف شده برداشت و ثبت می شود. در نهایت نسبت بار تعادل به بار ثقلی اولیه سازه را تحت عنوان ضریب بار بیان می نمایند. به عبارت ساده تر می توان این ضریب را نسبت بار در هر لحظه از بارافزون افزایشده قائم به کل بار اولیه سازه بیان نمود. از میان ستون های حذف شده بیشترین پتانسیل خرابی پیشرونده مربوط به ستونی می باشد که دارای کمترین ضریب بار است. ضمناً بر اساس آئین نامه GSA 2003 ترکیب بارهای متناظر با تحلیل استاتیکی غیر خطی با ضریب بزرگنمایی دو به دهانه های مجاور ستون حذفی (اعمال اثرات دینامیکی) صورت می گیرد.

۵-۲-۱- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیر خطی افزایشده قائم

بر اساس آئین نامه GSA، در انجام تحلیل های خرابی پیشرونده، ترکیب بار اعمال شده به سازه جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم در شکل ۲۱ نشان داده شده است. براساس آیین نامه مذکور در تحلیل استاتیکی غیرخطی پس از حذف المان مورد نظر، از ترکیب بار $2(DL+0.25LL)$ (بار مرده $DL+0.25LL$) در دهانه های مربوط به ستون حذف شده و از ترکیب بار (بار مرده $DL+0.25LL$) بار زنده LL در سایر دهانه ها استفاده می شود.

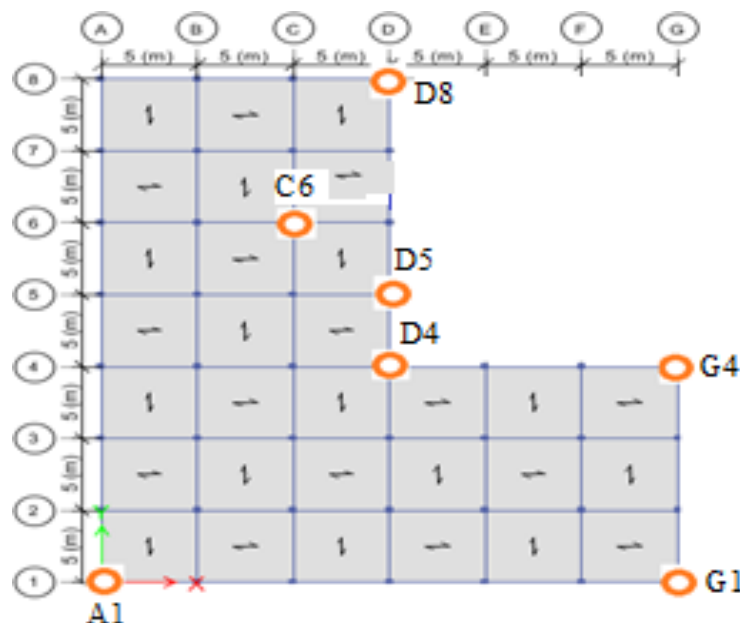


شکل ۲۱: بارگذاری ویژه در تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم پس از حذف ستون بر اساس آئین نامه GSA [۱]

پس از حذف ستون در موقعیت مد نظر، ترکیبات بارگذاری طبق ضوابط ذکر شده ی GSA اعمال شده و سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم قرار می گیرد. در مجموع تعداد ۱۶۱ تحلیل غیرخطی برای سه تیپ سازه مورد مطالعه ی ۴، ۷ و ۱۲ طبقه صورت گرفته است.

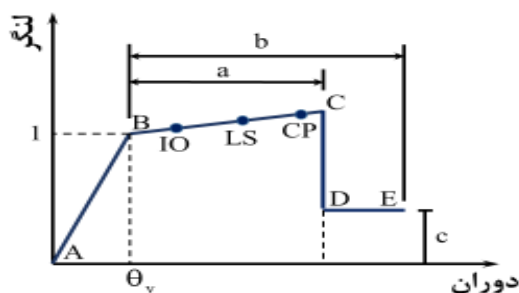
۵-۲-۲- موقعیت های حذف ستون ها

موقعیت های حذف ستون ها در پلان سازه های مورد بررسی به ۷ موقعیت شکل ۲۲ شامل ستون های گوشه $G4$ و $G1$ ، $D8$ ، $A1$ ، ستون تقاطع دو بخش L شکل در داخل پلان $D4$ ، ستون پیرامونی $D5$ و ستون داخلی $C6$ می باشد.



شکل ۲۲: موقعیت های مختلف ستون حذف شده در پلان طبقات

شکل ۲۳ ارتباط لنگر خمشی با دوران اعضای سازه ای توصیه شده در ASCE/SEI 41-13 [۲۴] را نشان می دهد. نقاط B و C معرف مقاومت تسلیم اسمی و مقاومت نهایی هستند. نقاط D و E نشان دهنده حالت شکست اولیه و نهایی می باشد. همچنین حالت های حدی عملکرد از قبیل IO (استفاده بی وقفه)، LS (ایمنی جانی) و CP (آستانه فروریزش) در روی نمودار ۲۳ نشان داده شده است. ضرایب a ، b و c که معرف غیرخطی می باشد از جداول ASCE/SEI 41-13 بدست می آید. پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته نتایج به صورت تعداد مفاصل تشکیل شده در هر کدام از حالات حدی ذکر شده قابل استخراج است. بعنوان نمونه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته مربوط به حذف ستون گوشه G1 در طبقه اول سازه ۴ طبقه در جدولی مانند جدول (۴) ارائه می شود. از جدول (۴) ملاحظه می شود در دوگام نخست تمام ۹۱۸ مفصل تشکیل شده در سطح عملکرد بهره برداری آبی یا بی وقفه، در گام دوم بارگذاری تعداد سه مفصل پلاستیک وارد مرحله سطح عملکرد ایمنی جانی شده است. در گام هفدهم تحلیل، تعداد ۸ مفصل در سطح عملکرد بهره برداری آبی، تعداد ۲ مفصل در سطح عملکرد ایمنی جانی و تعداد ۲ مفصل در سطح عملکرد فروریزش قرار می گیرد و تا اینکه در گام آخر (گام ۴۵) تعداد ۷ مفصل در سطح عملکرد بهره برداری آبی، تعداد ۱ مفصل در سطح عملکرد ایمنی جانی و تعداد ۸ مفصل در سطح عملکرد فروریزش قرار می گیرد.



شکل ۲۳: تیپ منحنی نیرو-جابجائی و تعریف سطوح عملکرد سازه [۲۴]

جدول ۴: نتایج تحلیل افزایش یافته قائم مربوط به حذف ستون G1 در طبقه اول ساختمان ۴ طبقه [۲۲]

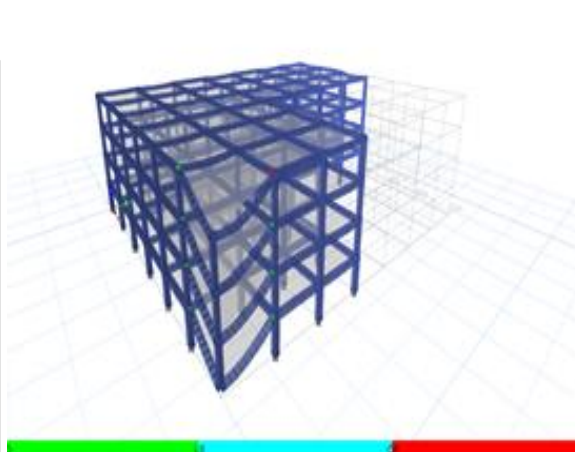
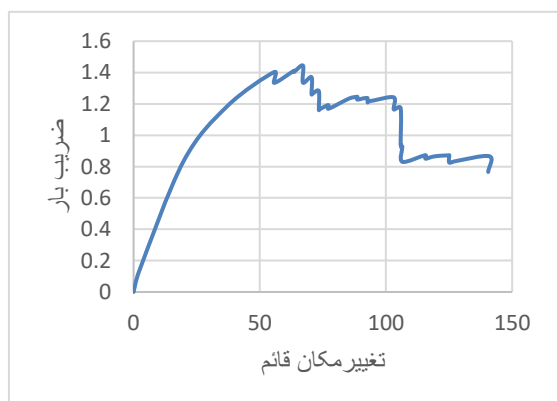
کام	تغییر مکان قائم (میلی متر)	نیرو (تن)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	تعداد کل مفاصل
0	0.3	0	907	11	0	0	0	918	0	0	0	918
1	-2.2	2.9791	906	12	0	0	0	918	0	0	0	918
2	-19.7	18.7078	901	17	0	0	0	915	3	0	0	918
3	-37	26.6355	898	20	0	0	0	911	7	0	0	918
4	-55.7	31.5727	897	20	0	1	0	910	8	0	0	918
5	-55.7	30.0187	897	20	0	1	0	910	7	1	0	918
6	-63.6	31.7735	897	20	0	0	1	907	10	0	1	918
7	-63.6	31.5857	897	20	0	0	1	907	10	0	1	918
8	-67.1	32.5034	897	19	0	1	1	907	10	0	1	918
9	-67.1	30.048	897	19	0	1	1	907	9	1	1	918
10	-70.5	30.8351	896	19	0	2	1	906	10	1	1	918
11	-70.5	28.3652	896	19	0	2	1	906	9	2	1	918
12	-71	28.4748	896	19	0	2	1	906	9	2	1	918
13	-73.4	28.8289	896	18	0	3	1	906	9	2	1	918
14	-73.4	26.1185	896	18	0	3	1	906	8	3	1	918
15	-73.8	26.2434	896	18	0	3	1	906	8	3	1	918
16	-77.2	26.8367	896	18	0	2	2	906	8	3	1	918
17	-77.2	26.2953	896	18	0	2	2	906	8	2	2	918
18	-85.4	27.768	896	18	0	2	2	906	8	0	4	918
19	-88.6	28.026	896	18	0	2	2	906	8	0	4	918
20	-88.7	28.0328	896	18	0	1	3	906	8	0	4	918
21	-88.7	27.6203	896	18	0	1	3	906	8	0	4	918
22	-91.3	27.8129	896	18	0	1	3	906	8	0	4	918
23	-92.7	27.8457	896	18	0	1	3	906	8	0	4	918
24	-92.7	27.8457	896	18	0	0	4	906	8	0	4	918
25	-92.7	27.211	896	18	0	0	4	906	8	0	4	918
26	-93	27.3277	896	18	0	0	4	906	8	0	4	918
27	-95.3	27.5096	896	18	0	0	4	906	8	0	4	918
28	-103.1	27.9317	896	17	0	1	4	906	8	0	4	918
29	-103.1	26.1985	896	17	0	1	4	906	7	1	4	918
30	-105.8	26.4074	896	15	0	3	4	906	7	1	4	918
31	-105.8	21.109	896	15	0	3	4	906	5	3	4	918
32	-106	21.1547	896	15	0	2	5	906	5	2	5	918
33	-106	20.7602	896	15	0	2	5	906	5	2	5	918
34	-106.5	20.8582	896	14	0	3	5	906	5	2	5	918
35	-106.5	18.6813	896	14	0	3	5	906	4	3	5	918
36	-115.6	19.6371	896	14	0	2	6	903	7	3	5	918
37	-115.6	19.1282	896	14	0	2	6	903	7	2	6	918
38	-118.5	19.4151	896	14	0	2	6	903	7	0	8	918
39	-121.5	19.5553	896	14	0	2	6	903	7	0	8	918
40	-124.9	19.6102	896	14	0	2	6	903	7	0	8	918
41	-125.1	19.6395	896	14	0	0	8	903	7	0	8	918
42	-125.1	18.5525	896	14	0	0	8	903	7	0	8	918
43	-127.8	18.7954	896	14	0	0	8	903	7	0	8	918
44	-141	19.4819	896	13	0	1	8	902	8	0	8	918
45	-140.5	17.2281	896	13	0	1	8	902	7	1	8	918

۶- تعیین المان کلیدی در خرابی پیشرونده

۶-۱- روش ضریب بار

ضریب بار طبق تعریف عبارت است از نسبت بار تعادل متناظر با تغییر مکان هدف به بار ثقلی کل [۱]. ضریب بار کمتر بیانگر پتانسیل خرابی پیشرونده بالاتر است. به عبارتی دیگر، ساختمان عملکرد ضعیف تری در پیشگیری از ادامه خرابی پس از حذف ستونهای گوشه نسبت به دیگر ستون ها با موقعیت های متفاوت دارد. سازه در ابتدا با روند افزایش بار عمودی رفتار خطی داشته و سپس وارد محدوده غیرخطی می شود. به همین ترتیب با افزایش بار اعمالی و جابجائی در گره بالای ستون حذف شده، از سطح بهره برداری آنی (IO) گذشته و وارد محدوده ایمنی جانی (LS) می شود که در این حالت ساختمان با کاهش سختی و میرائی زیادی مواجه شده و با وارد شدن به حد فروریزش (CP) دیگر سازه قادر به باربری نبوده و مفاصل از حد تسلیم خارج می شوند.

در سازه ۴ طبقه با حذف ستون گوشه G1 در طبقه اول با تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون G1 در تراز طبقه چهارم (سطح عملکرد فروریزش)، عملاً سازه در قسمت گوشه ساختمان به سمت انهدام پیش می رود (شکل ۲۴). همچنین در نمودار شکل (۲۵) نمودار ضریب بار - تغییر مکان قائم نقطه بالای ستون حذف شده گوشه G1 در طبقه اول نشان داده برای سایر موقعیت های حذف ستون در پلان و سازه های مورد مطالعه ۱۲ و ۷، ۴ طبقه، نمودارهای ضریب بار و تغییر مکان در صورت حذف ستون در طبقه اول در اشکال ۲۶ تا ۲۸ ارائه شده است.

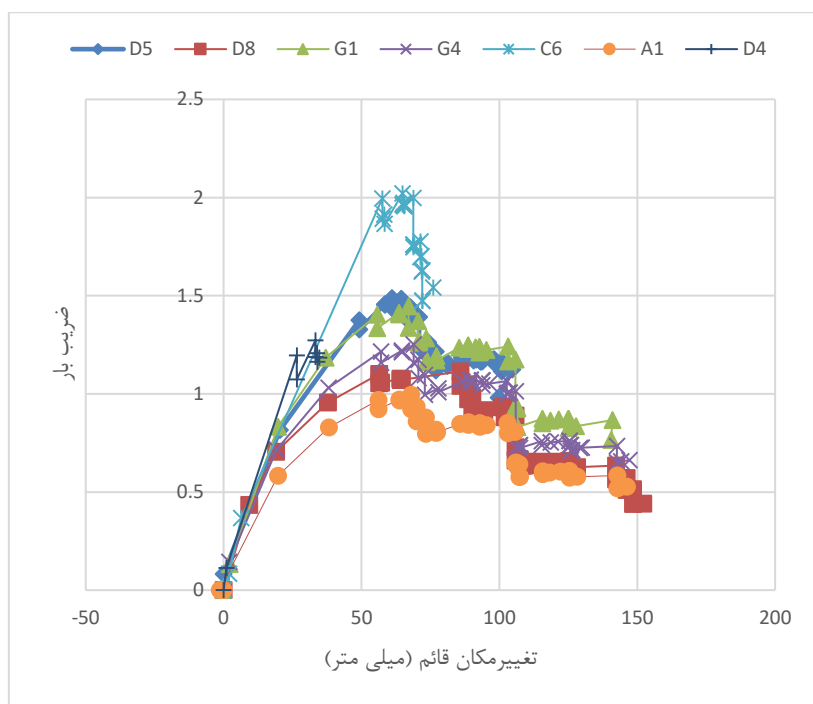


شکل ۲۵: نمودار ضریب بار - تغییر مکان قائم نقطه بالای (حذف ستون G1) گام ستون حذف شده گوشه G1 در طبقه اول [۲۱]

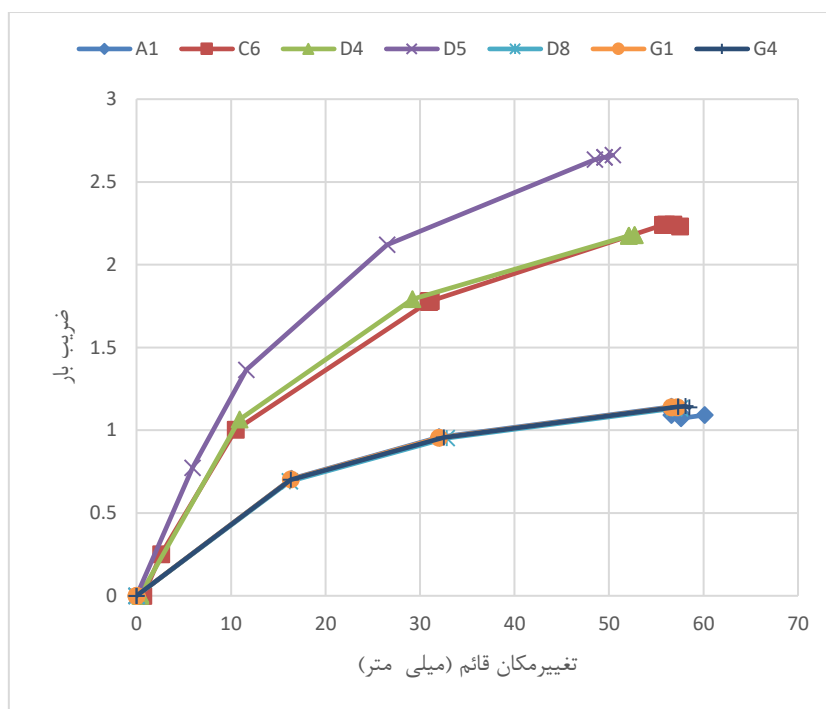
شکل ۲۴: تغییر شکل و تشکیل مفاصل پلاستیک سازه ۴ طبقه [۲۱] ۸

در سازه ۴ طبقه (شکل ۲۶) ستون داخلی C6 دارای بیشترین ضریب بار و پس از آن ستون پیرامون داخلی D5، در سازه ۷ طبقه (شکل ۲۷) ستون پیرامون داخلی D5 دارای بیشترین ضریب بار و پس از آن ستون داخلی C6، در سازه ۱۲ طبقه (شکل ۲۸) ستون های پیرامون داخلی D5 و ستون داخلی C6 دارای بیشترین ضریب بار می باشند. بنابراین ستون داخلی در هر سه سازه مورد مطالعه دارای بیشترین ضریب بار بوده پس پتانسیل خرابی پیشرونده کمتری در صورت حذف ستون داخلی وجود دارد. ستون گوشه خارجی A1 در هر سه سازه دارای کمترین ضریب رفتار (بیشترین پتانسیل خرابی پیشرونده) می باشد. از طرفی با توجه به نمودارهای ضریب بار - تغییر مکان قائم سازه های مورد مطالعه (اشکال ۲۶ تا ۲۸) ملاحظه می شود که با افزایش ارتفاع سازه (افزایش مقادیر ضریب بار)، سطح عملکرد ساختمان در برابر خرابی پیشرونده بهبود یافته است. بنابراین سازه های بتن آرمه با پلان L شکل با افزایش ارتفاع سازه مقاومت بیشتری در برابر خرابی پیشرونده دارد. در جداول ۵ تا ۷ تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در محدوده های مختلف عملکردی (شکل ۲۳) B تا IO، محدوده IO (استفاده بی وقفه)، LS (ایمنی جانی)، CP (آستانه فروریزش) و E (شکست نهایی) حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده قائم سازه ها آورده

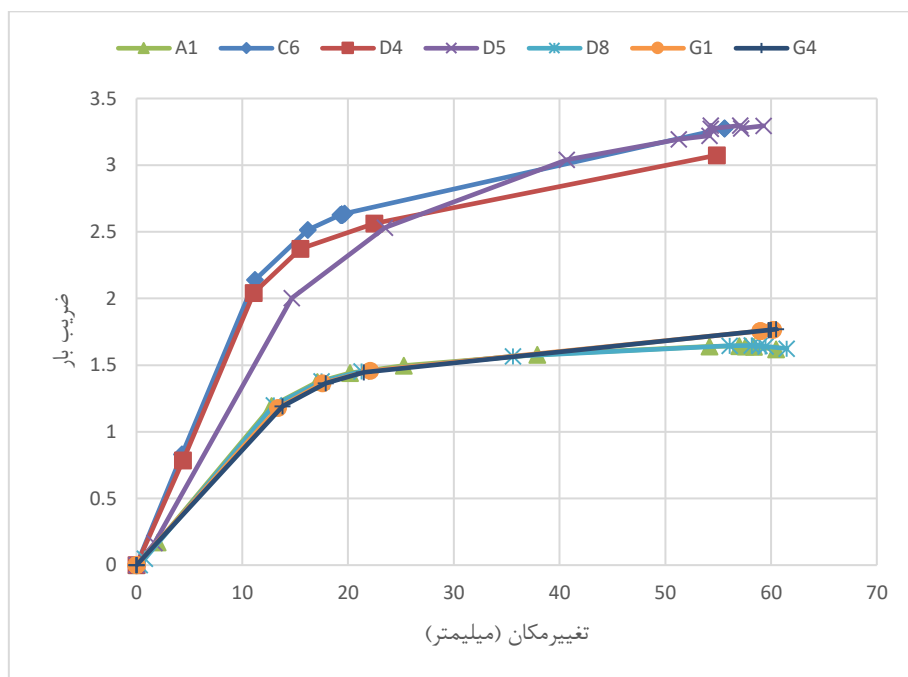
شده است. همانطور که مشاهده می شود، در سازه های کم ارتفاع تعدادی از المان ها دچار شکست نهایی شده اند و با افزایش ارتفاع سازه تعداد این المان ها کاهش یافته است.



شکل ۲۶: نمودار ضریب بار - تغییر مکان قائم طبقه اول سازه ۴ طبقه



شکل ۲۷: نمودار ضریب بار - تغییر مکان قائم طبقه اول سازه ۷ طبقه



شکل ۲۸: نمودار ضریب بار - تغییر مکان قائم طبقه اول سازه ۱۲ طبقه

جدول ۵: تعداد مفاصل پلاستیک محدوده های مختلف سازه ۴ طبقه

محدوده عملکرد ستون حذف شده	IO	LS	CP	E
A1	۲	۷	۱	۸
C6	۲۹	۵	۷	۴
D4	۳۳	۳۲	۳	۳
D5	۱۳	۷	۱	۸
D8	۲	۵	۲	۹
G1	۶	۷	۱	۸
G4	۲	۷	۱	۸

جدول ۶: تعداد مفاصل پلاستیک محدوده های مختلف سازه ۷ طبقه

محدوده عملکرد ستون حذف شده	IO	LS	CP	E
A1	۲	۱۷	۵	۳
C6	۹	۱۶	۱۶	۱۲
D4	۴	۳۶	۷	۳
D5	۲	۲۷	۶	۱
D8	۳	۱۷	۶	۱
G1	۳	۱۷	۴	۳
G4	۳	۱۷	۶	۱

جدول ۷: تعداد مفاصل پلاستیک محدوده های مختلف سازه ۱۲ طبقه

محدوده عملکرد ستون حذف شده	IO	LS	CP	E
A1	۲	۸	۱۷	۱۹
C6	۲۴	۶۳	۱۶	۱
D4	۱۲	۶۹	۱۱	۲
D5	۱۳	۳۲	۲۱	۹
D8	۶	۳۸	۴	۱
G1	۶	۳۸	۴	۱
G4	۲	۹	۱۸	۱۷

۲-۶- تحلیل حساسیت در خرابی پیشرونده

در خرابی پیشرونده، شاخص حساسیت (Sensitivity Index) جهت تعیین المان کلیدی به صورت رابطه (۱) تعریف شده است

[۲۵]:

$$SI = (\lambda_0 - \lambda_{damage}) / \lambda_0 \quad (1)$$

در رابطه ۱، λ_0 ظرفیت باربری کلی پیش از حذف ستون و λ_{damage} ظرفیت باربری پس از حذف ستون می باشد. هرچه شاخص حساسیت برای یک المان بیشتر باشد، قابلیت باربری سازه در صورت حذف آن عضو کمتر خواهد بود. بنابراین المانی که شاخص حساسیت مربوط به آن از همه بیشتر باشد، المان کلیدی سازه خواهد بود.

جدول ۸: مقادیر شاخص حساسیت برای سازه ۴ طبقه

ستون حذف شده	D8	D5	A1	G4	G1	C6	D4
λ_0 (تن)	۱۸۵۴	۱۸۵۴	۱۸۵۴	۱۸۵۴	۱۸۵۴	۱۸۵۴	۱۸۵۴
λ_{damage} (تن)	۱۲۲	۲۰۷	۱۵۰	۱۰۸	۱۰۸	۲۶۴	۱۱۷
SI	۰٫۹۳	۰٫۸۹	۰٫۹۲	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۸۶	۰٫۹۴
درصد خرابی کل	۹۳	۸۹	۹۲	۹۴	۹۴	۸۶	۹۴

جدول ۹: مقادیر شاخص حساسیت برای سازه ۷ طبقه

ستون حذف شده	D8	D5	A1	G4	G1	C6	D4
λ_0 (تن)	۳۹۹۱	۳۹۹۱	۳۹۹۱	۳۹۹۱	۳۹۹۱	۳۹۹۱	۳۹۹۱
λ_{damage} (تن)	۴۰۱	۵۵۹	۴۰۲	۳۷۰	۳۶۶	۸۶۹	۷۸۴
SI	۰٫۹۰	۰٫۸۶	۰٫۹۰	۰٫۹۱	۰٫۹۱	۰٫۷۸	۰٫۸۰
درصد خرابی کل	۹۰	۸۶	۹۰	۹۱	۹۱	۷۸	۸۰

جدول ۱۰: مقادیر شاخص حساسیت برای سازه ۱۲ طبقه

ستون حذف شده	D8	D5	A1	G4	G1	C6	D4
λ_0 (تن)	۶۰۷۶	۶۰۷۶	۶۰۷۶	۶۰۷۶	۶۰۷۶	۶۰۷۶	۶۰۷۶
λ_{damage} (تن)	۱۱۹۰	۲۲۳۰	۱۱۶۸	۱۱۷۲	۱۱۹۳	۲۴۳۴	۲۲۳۱
SI	۰٫۸۰	۰٫۶۳	۰٫۸۱	۰٫۸۱	۰٫۸۰	۰٫۶۰	۰٫۶۳
درصد خرابی کل	۸۰	۶۳	۸۱	۸۱	۸۰	۰٫۶	۰٫۶۳

مقایسه مقادیر شاخص حساسیت برای هر کدام از موقعیت های حذف ستون (جدول ۸ تا ۱۰) نشان می دهد که در سازه های بتن آرمه با پلان L شکل، ستون های واقع در گوشه دارای بیشترین مقدار شاخص حساسیت است، در نتیجه این ستون ها بایستی به عنوان المان کلیدی در انهدام پیشرونده مد نظر قرار گیرد، چرا که بیشترین پتانسیل ایجاد خرابی پیشرونده و در عین حال کمترین عمل زنجیره ای را دارا بوده و با حذف این ستون ها، کاهش ظرفیت نهایی سازه افزایش خواهد یافت. در عین حل طبق جدول ۸ تا ۱۰ ملاحظه می شود ستون داخلی C6 دارای کمترین مقدار شاخص حساسیت می باشد.

در جدول ۱۱ مقادیر شاخص حساسیت و درصد خرابی کلی سازه به ازای نسبت ابعادی کل سازه (نسبت ارتفاع کل سازه به طول پلان) آورده شده است. بر اساس این جدول، مقایسه مقادیر شاخص حساسیت بر اساس نسبت ابعادی کل، نشان می دهند مقادیر این شاخص در کمترین نسبت ابعادی کل (سازه ۱۲ طبقه) دارای بیشترین مقدار می باشد، این امر نشان دهنده این مطلب است که در سازه هایی با ارتفاع کمتر، حذف ستون می تواند شرایط بحرانی تری را به لحاظ خرابی پیشرونده به وجود آورد.

جدول ۱۱: مقادیر شاخص حساسیت برای نسبت ابعادی کل

نوع سازه	ارتفاع (متر)	طول (متر)	نسبت ابعادی کل	SI	درصد خرابی کل
۴ طبقه	۱۲	۳۵	۰٫۳۴	۰٫۹۴	۹۴
۷ طبقه	۲۱	۳۵	۰٫۶	۰٫۹۱	۹۱
۱۲ طبقه	۳۶	۳۵	۱٫۰۳	۰٫۸۱	۸۱

۶-۳- جمع بندی نتایج حاصل از روش های ضریب بار و شاخص حساسیت

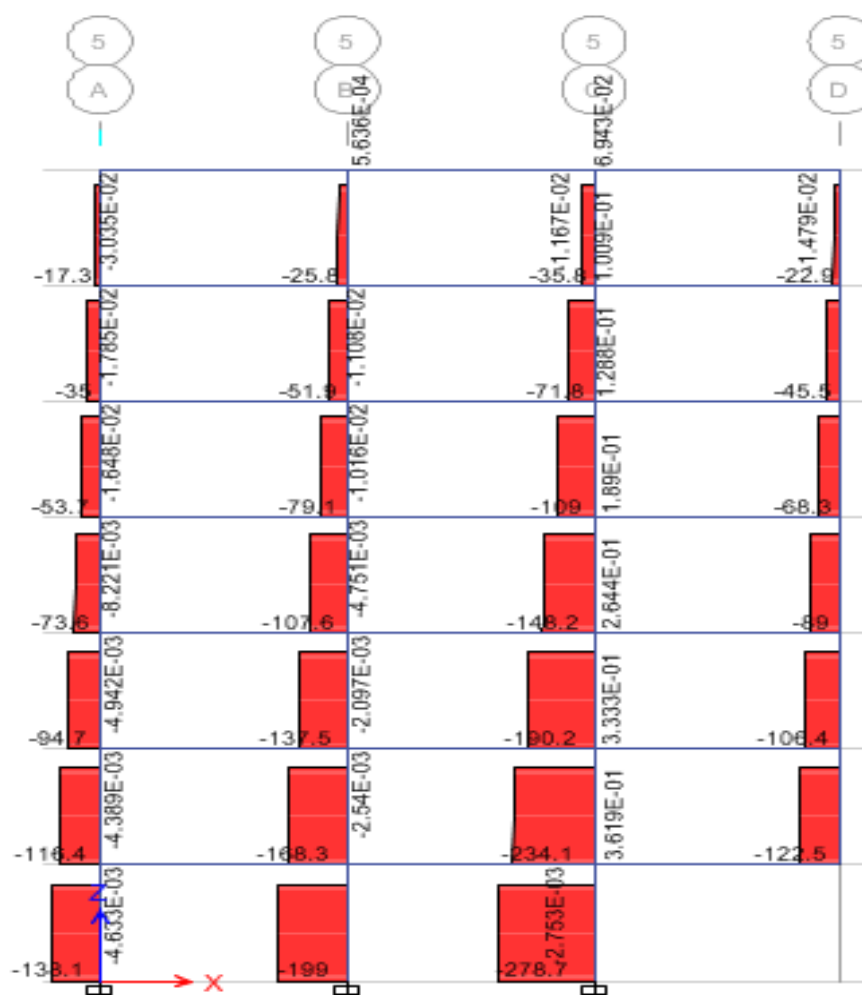
نتیجه اول: با توجه به بالا بودن مقادیر شاخص حساسیت برای ستون های گوشه نسبت به سایر ستون ها ستون های مذکور المان های کلیدی بوده و بیشترین پتانسیل ایجاد خرابی پیشرونده را دارا می باشند.

نتیجه دوم: با افزایش تعداد طبقات سازه بتن آرمه با پلان L شکل، مقادیر شاخص حساسیت کاهش می یابد. علت این موضوع آن است که با افزایش تعداد طبقات، عملکرد زنجیره ای وارد عمل شده و پتانسیل خرابی پیشرونده را کاهش می دهد. البته عملکرد مطلوب زنجیره ای منوط به طراحی و اجرای سقف های صلب، تیرها و اتصالات مقاوم می باشد [۱۷].

نتیجه سوم: با استفاده از هر کدام از روش های ضریب بار و شاخص حساسیت (این مقاله)، می توان المان کلیدی را تعیین نمود.

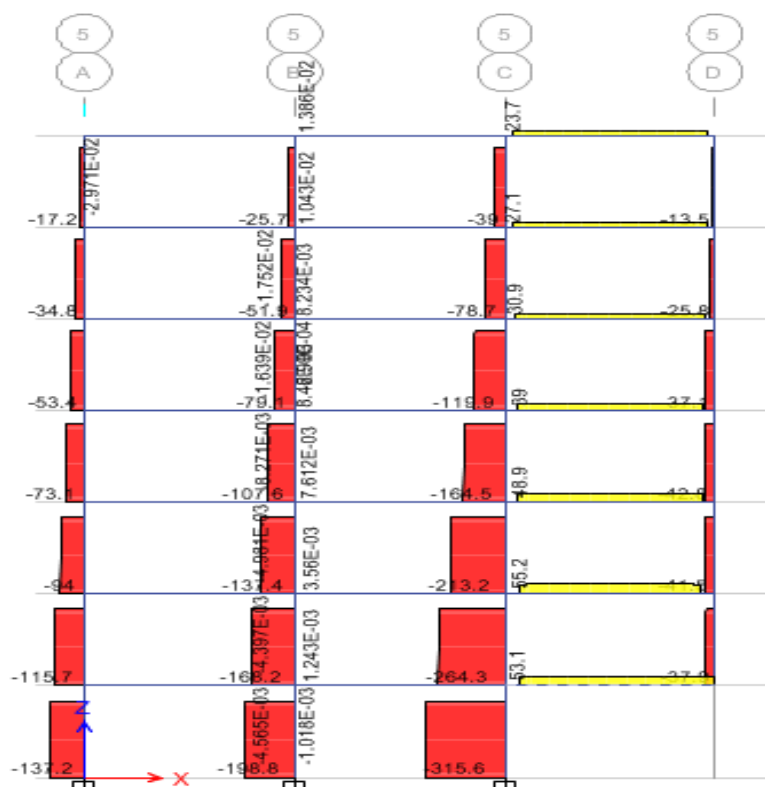
۷- عملکرد زنجیره ای و تشکیل مفاصل پلاستیک

دستور العمل (UFC(2005 دو روش طراحی سازه ها در برابر پیشگیری از خرابی پیشرونده با نام های نیروی مهار (TFM) و روش مسیر جایگزین (APM) مطرح نموده است [۱۷]. روش TFM لزوماً یک روش طراحی غیرمستقیم است که در آن حداقل ظرفیت اتصالات در سیستم باید در حدی باشد تا بتواند بارها را از قسمت آسیب دیده به باقی سازه انتقال دهد. این روش به طور مفهومی تکیه بر عملکرد زنجیره ای برای جلوگیری از فروریزش دارد که خود یکی از مکانیسم های کلیدی کمک به سازه آسیب دیده برای رسیدن به یک پیکربندی تعادل جایگزین است. در عملکرد زنجیره ای، اعضای چون تیر و سقف های بتنی مسلح باربر تحت تاثیر تغییر شکل های بزرگ قرار گرفته که می بایست به قدر کافی سختی و مقاومت لازم در برابر بارهای وارده تحت کشش اعضا را داشته باشند [۷]. در صورت تامین چنین شرایطی با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده قائم و انتخاب گزینه P-Delta Plus Large Displacement از داخل نرم افزار ETABS 2015 به تیرهای متصل به عضو حذفی (ستون) این قابلیت را می دهد تا در تحمل بار محوری انتقالی شرکت داشته باشند و بدین ترتیب عملکرد زنجیره ای در تیرها فعال خواهد شد. بعنوان نمونه در مورد سازه ۷ طبقه در صورت حذف ستون پیرامونی D5 در گام اول تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده قائم (شکل ۲۹) هنوز ستون های بالای ستون حذف شده بار محوری تحمل می کنند، اما در گام های بعدی از مقادیر

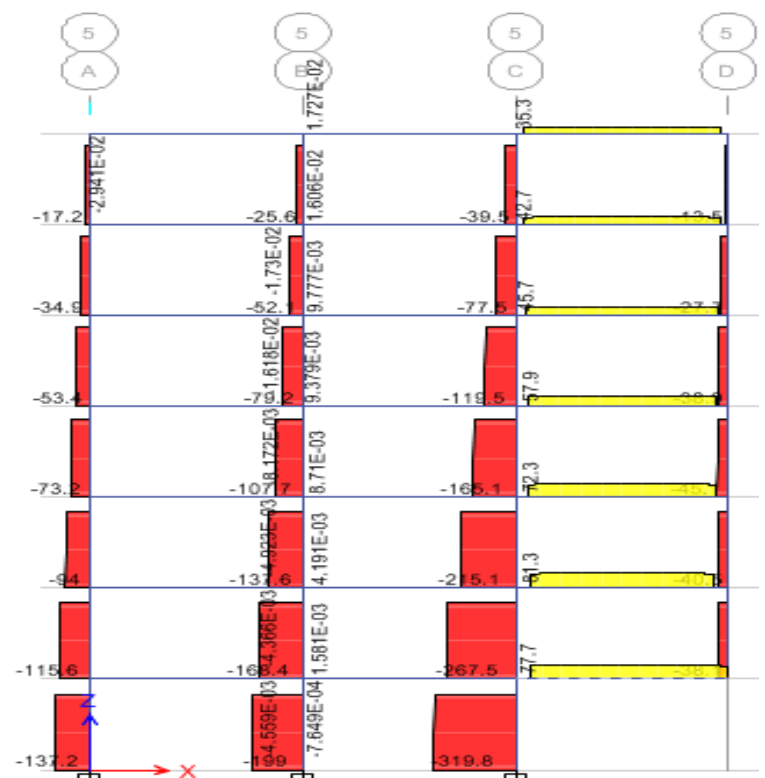


شکل ۲۹: نیروهای محوری ستونها (تن) در گام ۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم (حذف ستون پیرامونی D5)، تیرها بدون نیروی محوری

نیروی محوری ستون های بالائی کم شده و با مشارکت تیرها در عملکرد زنجیره ای شکل (۳۰) مفهوم عملکرد زنجیره ای به وضوح اهمیت و نقش خود را در پیشگیری از خرابی پیشرونده نشان می دهد. بنابراین اهمیت ایجاد سقف صلب، تیرها و اتصالات مقاوم خمشی در سازه مقاوم در برابر خرابی پیشرونده ملاحظه می شود (شکل ۳۱). همچنان که اهمیت آن در مباحث لرزه ای بر هیچ کسی پوشیده نیست.



شکل ۳۰: شروع مشارکت تیرها در باربری سازه (گام ۴ تحلیل غیرخطی افزایشده قائم)، ایجاد نیروی محوری کششی در تیرها (تن)



شکل ۳۱: مشارکت حداکثری تیرها در باربری سازه (آخرین گام تحلیل غیرخطی افزایشده قائم)، ایجاد نیروی محوری کششی حداکثر در تیرها (تن)

۸- نتیجه گیری

در این تحقیق از هردو روش ضریب بار و شاخص حساسیت برای بررسی خرابی پیشرونده و تعیین المان کلیدی در سازه های قاب خمشی بتنی با پلان L شکل استفاده شده است. مقادیر ضریب بار و شاخص حساسیت در موقعیت های مختلف حذف ستون در پلان و در ارتفاع سازه های مورد مطالعه، محاسبه شده است. هرچه مقدار ضریب بار کمتر و شاخص حساسیت زیاد باشد، المان مربوط به آن موقعیت، المان کلیدی می باشد. مقایسه مقادیر شاخص حساسیت و ضریب بار در ارتفاع سازه، نشان می دهد که با افزایش ارتفاع سازه بتن آرمه خمشی، بر خلاف سازه فولادی خمشی [۱۵] عملکرد سازه در برابر خرابی پیشرونده بهبود می یابد. در این مقاله نتایج حاصل از تحلیل سازه های ۷،۴ و ۱۲ طبقه نشان می دهد که سازه های بتن آرمه خمشی با پلان L شکل در نتیجه حذف ستون های گوشه بیشترین پتانسیل خرابی را دارد. در حالی که سازه فولادی خمشی با پلان L شکل در نتیجه حذف ستون مرکزی بیشترین پتانسیل خرابی را دارد [۱۵].

عملکرد زنجیره ای پس از حذف ستون از سازه، یکی از مهم ترین مکانیزم های کمک به بازتوانی سازه برای رسیدن به تعادل ایستای جایگزین می باشد. سقف صلب، تیر و اتصالات خمشی مقاوم عملکرد مطلوب زنجیره ای سازه را امکان پذیر می سازد. طی تحلیل های استاتیکی غیرخطی صورت گرفته، مشارکت مثبت تیرها و سقف صلب در خرابی پیشرونده مشخص گردید.

مراجع

- [1] U.S. General Service Administrations (GSA). (2003). *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, Washington, D.C.
- [2] Unified Facilities Criteria (UFC4-023-03). (2009). *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*, Washington, D.C.
- [3] Astaneh-Asl, A. (2003). Progressive Collapse Prevention in New and Existing Buildings. In: *9th Arab Structural Engineering Conference*. United Arab Emirates.
- [4] Astaneh-Asl, A. and Jones, B. and Zhao, Y. and Hwa, R. (2002). Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors. In: Report number: CB/CEE-STEEL-03. University of California at Berkeley.
- [۵] مهرابی، ف.، خیرالدین، ع. و گرامی، م. (۱۳۹۱). ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده در ساختمان های فولادی طرح شده براساس آیین نامه ی ایران. مهندسی عمران؛ شماره ۴، صفحه ۶۵ تا ۷۲.
- [6] Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A. (2014). Progressive Collapse Assessment of New Hexagrid Structural System for Tall Buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*. Volume (23). No. 12 947-961.
- [۷] رحمانی، ا.، اژدری، م.، مویدیان، م. (۱۳۹۲). تاثیر عملکرد زنجیره ای بر کاهش میزان آسیب پذیری سازه های قاب خمشی فولادی در برابر انهدام پیشرونده. علوم و فناوری های پدافند غیرعامل. شماره ۳. صفحه ۱۵۷ تا ۱۶۶.
- [8] Fragopol, D. M. and Curley J. P. (1987). Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 113(7), 1533-1549.
- [9] Ito, T. and Ohi, K. and Li, Z. (2005). A Sensitivity Analysis Related to Redundancy on Framed Structures Subjected to Vertical Loads. *Transactions of Structural and Construction Engineering*, 593, 145-151.
- [10] Kim, J. and An, D. (2009). Evaluation of Progressive Collapse Potential of Steel Moment Frames Considering Catenary Action. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 18, 455-465.
- [11] Ito, T. and Fukuyama, T. (2011). A Potential Strength and Ultimate Behavior of Framed Structures Considering Catenary Effects after Failure Mechanism Formation Subjected to Vertical Load. *Theoretical and Applied Mechanics Japan*, 59, 29-38.
- [12] Choi, J. H., Ito, M., and Ohi, K. (2007). Prevention of Building Structural Collapse Caused by Accidental Events. In: *proc. Of 2nd International Symposium on Improvement of Structural Safety for Building Structures*, 85-98.
- [13] Kwon, K. H., Park, S. R. M. and Kim, J. K. (2012). Evaluation of Progressive Collapse Resisting Capacity of Tall Building. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 229-235.
- [14] Ito, T. and Takemura, T. (2014). Sensitivity Analysis of Redundancy of Regular and Irregular Framed. *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 3, No. 4 297-304.
- [۱۵] خیرالدین، ع. و مداحی، م. (۱۳۹۵). بررسی خرابی پیشرونده در قاب های خمشی فولادی با پلان L شکل به کمک آنالیز حساسیت. مهندسی سازه و ساخت، شماره (۲)، صفحه ۷۳ تا ۸۵.

[۱۶] خسروی، ر. (۱۳۹۴). ارزیابی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم سقف حبابدار. کارشناسی ارشد. دانشگاه خلیج فارس.

[17] Kim, J. and Hong, S. (2012). Progressive Collapse Performance of Irregular Buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20, 721–734.

[18] Sagirolu, S. (2012). *Analytical and Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Structures*. Doctor of Philosophy in Civil Eng, Northeastern.

[۱۹] معاونت امور مسکن و ساختمان؛ وزارت مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۲). بارهای وارد بر ساختمان. تهران. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

[۲۰] معاونت امور مسکن و ساختمان؛ وزارت مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۲). طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه. تهران. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

[۲۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. (۱۳۹۴). طراحی ساختمانها در برابر زلزله. استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم. تهران. مقررات ملی ساختمان.

[22] Computers and structures- Inc, (2014). *ETABS2015 Software*. Berkeley, CA.

[23] Marjanishvili, S. and Agnew, E. (2006). Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. *J. Perform. Constr. Facil.*, 20(4), 365-374.

[24] Federal Emergency Management Agency. (2000). *Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356, Washington, D.C.

[25] Takumi, Ito. and Toshinobu, T. (2014). Sensitivity Analysis Related to Redundancy of Regular and Irregular Framed Structures after Member Disappearance. *International Journal of High-Rise Buildings December 2014*, Vol 3, No 4, 297-304.