



بررسی خرابی پیشرونده در سازه های فولادی با قاب خمشی

عبدالرحیم جلالی^۱، علی حدیدی^۲، یاشاریتربی نیا^۳

چکیده

سازه های فولادی با سیستم قاب خمشی جزء سازه هایی هستند که در مناطق لرزه خیز کاربرد زیادی دارند. برای طراحی این نوع سازه ها در برابر نیروهای لرزه ای آیین نامه ها ضوابط متعددی را پیشنهاد می کنند ولی در این نوع آیین نامه ها اشاره ای به طراحی این سازه ها در برابر بارهای غیر عادی مانند اثرات ناشی از ضربه اتومبیل، هواپیما، انفجار بمب و مسایل نظیر اینها نشده است. بنابراین با توجه به کاربرد زیاد این سازه ها نیاز به بررسی آنها در برابر خرابی پیشرونده ضروری به نظر می رسد. این مقاله به بررسی رفتار سازه های فولادی با قاب خمشی در برابر خرابی پیشرونده می پردازد. این سازه ها مطابق ضوابط لرزه ای آیین نامه UBC94 تحلیل و سپس براساس آیین نامه فولاد UBC97-ASD طراحی شده اند. مدل های مورد استفاده دارای ۳، ۵، ۸ و ۱۵ طبقه بوده که بطور سه بعدی و با در نظر گرفتن اثر کف بتنی و همچنین با در نظر گرفتن مشارکت سایر اعضا، در تعیین رفتار سازه مورد بررسی قرار گرفته اند. تحلیل این سازه ها در برابر خرابی پیشرونده با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی مدل ها صورت می پذیرد. روش تحلیلی مورد استفاده ابتدا با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده بطوریکه فرضیات استفاده شده در مدل تحلیلی مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. برای این سازه ها تاثیر ارتفاع، تاثیر طول دهانه، تاثیر محل ستونی که دچار خرابی می شود بر روی تغییر مکان قائم گره بالای ستون خراب شده، بر روی نیروی محوری سایر تیرها و ستونهای مرتبط با عضو خراب شده و بر روی مقدار لنگر خمشی انتهای دور و نزدیک تیر متصل به ستون خراب شده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده - رفتار غیرخطی مصالح - رفتار غیر خطی هندسی - روش تحلیل Dynamic Explicit

Investigation of the progressive collapse of steel moment resistant frame structures

A.Jalali, A.Hadidi, Y.Yasrebi Nia

ABSTRACT

Steel moment resistant frame structures are mainly used in seismic regions. The codes and standards suggest different rules to design these kinds of structures against seismic forces, but these codes don't take into account effect of other extreme events such as impact of explosion, car, airplane, and etc. with pays attention to more applicability of steel moment resisting structures, studying them against progressive collapse seems necessary. This paper studies the behavior of steel moment resistant frame structures against progressive collapse which has been analyzed by UBC94 seismic codes and has been designed by steel design code UBC97-ASD. 3d-frame structures were used in this paper. They have 3, 5, 8, 15 stories with three types of symmetric plan. Effect of slab and contribution of other elements such as adjacent beams and columns in determining the behavior of structure were investigated. The models also incorporate non-linear material characteristics and non-linear geometric behavior. At first, the applied analytical procedure is compared with test results such that the hypotheses used in the analytic models have a good agreement with the test results on these structures. Aims of this article are consideration the effect of height, Span length, place of collapsing column on vertical displacement of the node on top of the removed column and upon internal forces of adjacent beams and columns.

Key Word

Progressive Collapse-Material Nonlinearity-Geometric Nonlinearity-Explicit Dynamic Analysis

۱. استادیار گروه عمران، دانشگاه تبریز، jalali@tabrizu.ac.ir

۲. استادیار گروه عمران، دانشگاه تبریز، a_hadidi@tabrizu.ac.ir

۳. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تبریز، yasrobinia@tabrizu.ac.ir



کلمه خرابی پیش رونده^۱ برای شرح و توضیح یک خرابی موضعی اولیه در یک وضعیت مشابه به حالت زنجیروار به کار می رود که منجر به خرابی جزئی یا کلی یک سازه می گردد. از خصوصیات اصلی و بارز خرابی پیش رونده این است که خرابی حالت نهایی یک سازه بطور نامتناسبی بزرگتر از خرابی اولیه می باشد. خرابی پیش رونده بصورت گسترش یک خرابی موضعی از یک عضو به عضو دیگر بیان می گردد که در نهایت منجر به خرابی کلی سازه و یا خرابی نامتناسب قسمت بزرگی از آن می شود [۱]. بنابراین خرابی پیشرونده یک نوع خرابی افزایشی^۲ می باشد که خرابی نهایی هیچگونه تناسبی با عامل اولیه خرابی ندارد و به خرابی نامتناسب نیز معروف است. تحلیل خرابی پیش رونده برای ارزیابی عملکرد یک سازه در نتیجه حذف ناگهانی یک ستون یا ستون های بیشتر مورد استفاده قرار می گیرد. ساختمان آسیب دیده بایستی قادر به تحمل بارهای ثقیلی بوده و همچنین پایداری جانبی را نیز تامین کند. حذف ناگهانی یک ستون یا یک دیوار در یک میلی ثانیه اتفاق می افتد و ساختمان به طور دینامیکی تغییر شکل می دهد و پس از چند ثانیه به تغییر شکل ماکزیمم خود می رسد. تحلیل خرابی پیش رونده در مرحله دوم مورد توجه می باشد. ارزیابی عملکرد می تواند بر اساس تحلیل خطی سازه و بارهای استاتیکی صورت گیرد اما تحلیل دینامیکی غیر خطی خیلی مناسب تر می باشد. مهندسین در استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی برای طراحی لرزه ای ساختمان ها پیشرفت کرده اند ولی به این نتیجه رسیده اند که تحلیل خرابی پیش رونده به مهارت های تازه ای نیاز دارد. برای انجام تحلیل های لرزه ای بارهای زلزله به طور عمده افقی می باشند و این امر استفاده از یک مدل ساده برای سقف را ممکن می سازد. در حالی که نیروهای مربوط به خرابی پیشرونده اساساً به صورت قائم می باشند و سیستم سقف بایستی با جزئیات

بیشتری مدل سازی شود. تا به امروز، سازه های ساختمانی برای بارهای عادی مانند وزن خود سازه، بارهای مربوط به وسایل و تجهیزات خانه و نیروهای مربوط به زلزله طراحی شده اند. در سال ۱۹۶۸ انفجار گاز در طبقه ۱۸ و گوشه ساختمان Ronan point در انگلستان، باعث خرابی دیوار حمل آن قسمت شد. با اینکه تمام ساختمان دچار خرابی نشد ولی هیچگونه تناسبی مابین میزان خرابی اولیه و نهایی وجود نداشت. در ۱۱ سپتامبر سال ۲۰۰۱ خرابی کلی برجهای دوقلو WTC^۳ در نیویورک جدی بودن مساله خرابی پیشرونده را شدت بخشید. آیین نامه ACI 318 یکپارچه بودن سازه را الزامی می داند تا خرابی موضعی باعث بروز خرابی کلی در سازه نشود [۲]. در آیین نامه ASCE 2010 یک روش طراحی و ترکیبات بارگذاری پیشنهاد شده است و همچنین به یکپارچگی سازه نیز اشاره کرده است [۱]. همچنین دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2009 تمهیداتی را برای طراحی سازه ها در برابر خرابی پیشرونده ارائه کرده اند. در این دستورالعمل ها برای ارزیابی خرابی پیشرونده روش تحلیل مسیر جایگزین (APM)^۴ پیشنهاد شده است. در این روش سازه طوری طراحی می شود که اگر به هر دلیلی یکی از اعضائی که بارهای ثقیلی را تحمل می کند خراب شده باشد، مسیرهای جایگزینی برای انتقال نیرو به سایر قسمت های آسیب ندیده وجود داشته باشد تا از خرابی کلی سازه جلوگیری کنند [۳،۴]. در روش مسیر جایگزین روش های تحلیلی پیشنهاد شده عبارتند از تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی. در تحلیل های خطی مدلسازی ساده بوده و انجام تحلیلها در مقایسه با روشهای غیر خطی راحتتر می باشد. برای جلوگیری از خرابی پیشرونده، سیستم های سازه ای بایستی مقاومت، شکل پذیری و همچنین انسجام کافی را داشته باشند. در سازه های فولادی با قاب خمشی جزئیات و نحوه اجراء اتصالات دارای اهمیت زیادی در رفتار سازه می باشند، بدلیل اینکه عملکرد این نوع سیستمها بطور

۱- World Trade Center
4-Alternate Path Method

1-Progressive Collapse
2- Incremental



عمده وابسته به رفتار و مقاومت اتصالات است. مقاومت اتصالات در اثر خرابی یک عضو ستون که باعث بوجود آمدن نیروی کششی در تیر و ایجاد اندر کنش نیروی محوری- لنگر خمشی در تیر می شود بطور کامل بررسی نشده است و بررسی عملکرد آنها در برابر خرابی پیشرونده الزامیست. با وجود آیین نامه های مربوط به خرابی پیشرونده که در بالا ذکر شد کمبودها و نقصهایی توسط محققین بیان شده است. همچنین بررسی رفتار سازه های بلند مرتبه و بررسی رفتار تحلیلی یک سازه واقعی به علت پیچیدگی مدل سازی و پیچیدگی رفتار غیر خطی سازه کمتر توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است. انجام آزمایشات تمام مقیاس در بررسی رفتار سازه ها در اثر خرابی پیشرونده بعلاوه هزینه بالایی که دارد تقریباً امکان ناپذیر است. مرجانیوشیلی و همکاران [۵] ساختمانهایی را در برابر خرابی پیشرونده بررسی کردند و برای این منظور دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2005 را مورد استفاده قرار دادند. این تحقیق در مورد مزایا و معایب هر یک از روندهای محاسباتی برای تحلیل خرابی پیشرونده در سازه ها اطلاعاتی ارائه کرد و نشان داد با وجود اینکه هر یک از روشها به خودی خود دارای مزایایی هستند تحلیل های استاتیکی و دینامیکی بایستی با هم ترکیب شده و نتایج خوبی از تحلیل خرابی پیش رونده بدست آید. بطوریکه ابتدا پاسخ سازه با یک تحلیل ساده بدست آمده و سپس تا جایی که لازم است با اضافه کردن روشهای پیچیده به بررسی خرابی پیشرونده پرداخته شود. نتایج نشان داد که روندهای تحلیل در دستورالعملها ممکن است مناسب یا نامناسب نیز باشد. گراهام پاول و همکاران [۶] روش استاتیکی خطی و استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی را مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که ضریب ضربه ۲ که برای تحلیل استاتیکی در نظر گرفته شده نتایج خیلی محافظه کارانه ای می دهد. آنها بکارگیری تحلیل های دینامیکی را بسیار مفید بیان کردند.

کاپیل خاندلوال و همکاران [۷] تحلیل خرابی پیشرونده ی ساختمان های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه طراحی

شده در برابر زلزله را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مدلسازی دلالت بر آن داشت که در سیستم هایی که قابهای محیطی برای نیروهای زلزله طراحی می شوند، مقاومت کافی در برابر بارهای غیرعادی که باعث حذف یکی از ستونهای سیستم بار بر بارهای ثقلی می شود ندارند. با اینکه این نوع سیستم ها در برابر بارهای زلزله مقاومت خوبی دارند ولی در برابر بارهای غیر عادی آسیب پذیر هستند. رولیو و همکاران [۸] نشان دادند که خرابی پیشرونده سازه آسیب دیده یک روند دینامیکی پیچیده است. بنابراین استفاده از روش استاتیکی برای نشان دادن عملکرد سازه مناسب نخواهد بود. مطالعات عددی دینامیکی غیرخطی نشان داد که سختی گرهی و زمان حذف ستون فاکتورهای هستند که در پاسخ سازه موثر می باشند. برای سازه های با سیستم ساده معمولی مقدار نیروهای بهم پیوستگی تولید شده در اثر حذف یک ستون بیشتر از مقدار تعیین شده توسط آیین نامه ها می باشد. با یک روش ترکیبی، نیروهای بهم پیوستگی و عمل ویراندل قابها را با هم ترکیب کرده و عملکرد سازه آسیب دیده را بهبود بخشیدند. تحلیلهای انجام یافته نشان داد که ضرایب تشدید دینامیکی بر رفتار سازه موثر می باشد و این تاثیر نیاز به بررسی های بیشتری دارد. کاپیل خاندلوال و همکاران [۹] در مطالعه ای شکل پذیری و توانایی مقابله اتصالات قابهای خمشی فولادی ویژه که برای زلزله طراحی شده بودند را در برابر عمل زنجیرگونه نشان دادند. نتایج همچنین نشان داد که شکل پذیری اتصالات به طور معکوس با افزایش عمق تیر و افزایش نسبت تنش جاری شدن به مقاومت نهایی تغییر می کند. بر اساس این نتایج طراحان بایستی برای استفاده از تعداد زیادی از تیرهای با مقاطع کوچکتر به جای استفاده از تعداد اعضای کم با مقاطع بزرگتر که معمولاً در ساخت سازه های مقاوم لرزه ای رایج است کوشش کنند. مرجانیوشیلی و همکاران [۱۰] چهار روش مورد استفاده برای تحلیل در برابر خرابی پیشرونده را که شامل تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی بود را بر



روی یک سازه ۹ طبقه فلزی با قاب خمشی مقایسه کردند. این مطالعه نشان داد که تحلیل دینامیکی نه تنها منجر به نتایج درست و صحیحی می شود بلکه برای تعیین و بررسی خرابی پیشرونده یک روش مناسب و ساده ای می باشد. بعلاوه این مطالعه نشان داد که معیارهای حداکثری که دستورالعمل GSA2003 برای نتایج حاصل از تحلیل های خطی برای مقابله با خرابی پیشرونده در نظر گرفته غیر محافظه کارانه می باشد به این معنی که سازه طراحی شده توسط GSA2003 بر اساس معیارهای تحلیل خطی هرگاه با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی بررسی می شود از شرایط و معیارهای حداکثر مربوط به شکل پذیری و مقدار دوران اتصالات تجاوز می کند. آنها در این مطالعه پیشنهاد کردند که روش به کار رفته بایستی در عین حال که دارای دقت کافی می باشد، راحت نیز باشد. جینکو کیم و همکاران [۱۱] به بررسی اثر زنجیرگونه بر روی ظرفیت خرابی پیشرونده سازه های فولادی قاب خمشی پرداختند. تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه های ۳ و ۶ طبقه دارای بادبند و بدون بادبند براساس روش مسیر جایگزین پیشنهاد شده توسط GSA2003 انجام گرفت. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی push-down مشارکت عمل زنجیرگونه در مقاومت در برابر خرابی پیشرونده سازه ها با افزایش تعداد دهانه ها افزایش می یابد. همچنین تاثیر عمل زنجیرگونه در سازه های بادبندی شده بطور اساسی افزایش می یابد، چرا که حرکت محل اتصال تیر ستونها تا زمانیکه ظرفیت کششی تیرهای واقع در دو طرف ستون حذف شده به مقدار ماکزیمم خود برسد محدود شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که تغییر مکان ماکزیممی که از حذف ناگهانی ستون بوجود می آید، وقتی که عمل زنجیرگونه در نظر گرفته می شود کاهش می یابد. جینکو کیم و همکاران [۱۲] دو نوع قاب خمشی را در برابر خرابی پیشرونده مورد مطالعه قرار دادند. یکی به صورت سیستم مقاوم در برابر بارهای ثقلی (GLRS)^۱ به طوری

که مقابله در برابر بارهای ثقلی توسط قاب و مقابله در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای برشی صورت می گرفت. دیگری دارای سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی (LLRS)^۲ به طوری که در این سیستم قاب خمشی فولادی هم برای مقابله با بارهای جانبی و هم برای مقابله با بارهای ثقلی طراحی می گردد. این بررسی نشان داد در سیستمهای قاب خمشی که هم بارهای ثقلی و هم بارهای جانبی را تحمل می کنند احتمال وقوع خرابی پایین تر می باشد. خرابی پیش رونده در صورت انهدام ستون گوشه با شدت بیشتری اتفاق می افتد و همچنین نشان دادند که با افزایش تعداد طبقات پتانسیل و استعداد سازه برای وقوع خرابی پیش رونده کاهش می یابد. جینکو کیم و همکاران [۱۳] به بررسی ظرفیت سازه های پیچشی و همچنین سازه های کج شده (دارای انحراف نسبت به محور قائم) در برابر خرابی پیشرونده پرداخته اند. برای مطالعه یک ساختمان ۳۰ طبقه فلزی کج شده دارای مهاربند فولادی و یک ساختمان ۳۰ طبقه فلزی با هسته بتنی که پلان آن بصورت پیچشی از پایین به بالا تغییر می کند انتخاب شده است. برای بررسی این سازه ها از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی استفاده شده است که ظرفیت این سازه ها در برابر خرابی پیشرونده با ظرفیت سازه های دارای پلان و حالت معمولی مقایسه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده ظرفیت سازه کج شده در برابر خرابی پیشرونده وابسته به محل ستونی دارد که دچار خرابی می شود. در صورتیکه در سازه کج شده خرابی ستون از قسمت گوشه ساختمان اتفاق بیفتد پتانسیل خرابی بیشتر خواهد بود. برای سازه دارای پیچش در پلان نیز همین شرایط بدست آمده است. همچنین نتایج نشان می داد که ظرفیت سازه دارای پیچش در پلان و سازه کج شده تفاوت زیادی با ظرفیت سازه های مشابه معمولی ندارد.

۲- مدل های تحلیلی مورد استفاده

ین گزارش به بررسی رفتار سازه های فولادی با قاب خمشی در برابر خرابی پیشرونده می پردازد. این سازه ها

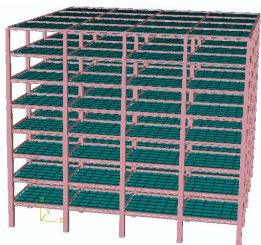
۱ - Gravity Load Resistant System

۲ - Lateral Load Resistant System





شکل (۳): ساختمان ۵ طبقه فولادی



شکل (۴): ساختمان ۸ طبقه فولادی



شکل (۵): ساختمان ۱۵ طبقه فولادی

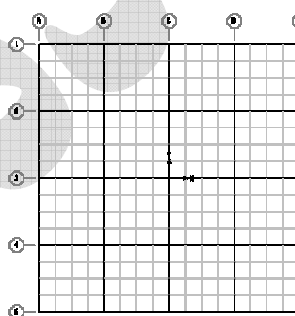
۳- روش المان محدود

برای بررسی دقیق رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده مدلسازی سه بعدی المان محدود بسیار مفید و موثر می باشد. بدین منظور استفاده از نرم افزارهای المان محدود مانند ABAQUS مناسب خواهد بود. برای مدلسازی یک سازه سه بعدی که دارای تعداد اعضاء زیادی بوده و دارای پیچیدگی های مخصوصی در مدلسازی می باشد، استفاده از مدل های المان محدود مفید و کارآمد خواهد بود [۱۷].

۴- المانهای مورد استفاده برای مدلسازی المان محدود

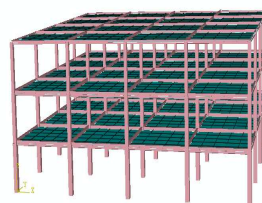
۱- برای مدلسازی تیرها و ستونها از مدل Timoshenko Beam (B32) که دارای مشخصات ویژه ای هستند استفاده شده است. از فرضیات مورد استفاده در این نوع تیر این است که مقطع بعد از تغییر شکل عمود بر میان تار باقی نمی ماند. این مدل برای در نظر گرفتن کرنش های بزرگ در طول المان و در نظر گرفتن تغییر شکلهای برشی در تیرها مناسب می باشد. برای مشخص

توسط آیین نامه لرزه ای UBC94 تحلیل و سپس براساس آیین نامه فولاد UBC97 و روش ASD طراحی شده اند [۱۴، ۱۵]. تحلیل و طراحی مدلها بصورت سه بعدی و توسط نرم افزار SAP2000 انجام گرفته است [۱۶]. مدلها دارای 3,5,8,15 طبقه بوده و برای آنها سه پلان متقارن مطابق شکل (۱) با دهانه های ۴، ۶ و ۷/۵۰ متری در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲۰ متر می باشد. سیستم مقاوم سازه ای در برابر بارهای جانبی سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط است بطوریکه تمام اتصالات تیرها به ستونها گیردار بوده و تیرها لنگر خمشی و نیروی برشی به ستونها منتقل می کنند.



شکل (۱): پلان طبقات همراه با دال بتنی

این سازه ها بطور سه بعدی مطابق شکل های ۲ تا ۵ با در نظر گرفتن اثر کف بتنی صلب و همچنین با در نظر گرفتن مشارکت سایر اعضاء، در تعیین رفتار سازه مورد بررسی قرار گرفته اند. ستونها شامل مقاطع Box بوده و از ورق ساخته شده اند و تیرها از مقاطع استاندارد HEA و IPE طراحی شده اند. کف شامل دال بتنی می باشد که در دو لایه توسط آرماتور مش بندی شده است.



شکل (۲): ساختمان ۳ طبقه فولادی

شدن پاسخ عضو تنش های ایجاد شده در سطح مقطع المان در هر گام زمانی در حین روند تحلیل بطور عددی انتگرال گیری می شود. بطوریکه رفتار الاستو پلاستیک کامل مقطع در هر نقطه انتگرال گیری در طول عضو مشخص می شود. برای مدل سازی دال بتی مورد استفاده در سازه ها از المان Shell از نوع S4R استفاده شده است. این یک المان چهار گرهی با خصوصیات خمشی و غشائی است که برای هر نوع بارگذاری دارای دقت مناسبی بوده و در مدل سازی صفحات نازک و ضخیم بکار می رود. برای اتصال کف بتنی به سازه فولادی از روش Node to surface constraint استفاده شده است [۱۷]. برای مدل سازی یک دال بتنی با رفتار خمشی به منظور انتقال بارهای روی دال به تیرها و همچنین انتقال لنگر مناسب می باشد. دالهای بتنی بصورت Homogeneous continuum shell مدل سازی شده اند در این مدل قابلیت تعریف آرماتور ها بصورت لایه هایی با فواصل مشخص از محور میانی دال و همچنین مساحت خود آرماتور و فواصل آکس تا آکس میلگرد ها از یکدیگر وجود دارد. آرماتورهای مربوط به مسلح بودن دال بتنی در دو لایه بصورت مش با تعریف سطح مقطع و فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها از همدیگر و همچنین فاصله مرکز آرماتورها از صفحه مرکزی دال بتنی مدل سازی می شود.

۵- روش تحلیل

روش مورد استفاده در تحلیل سازه های مورد نظر روش Dynamic Explicit می باشد. این روش برای تحلیل مدل های با تعداد اعضاء زیاد که دارای خواص غیر خطی مصالح و تغییر شکل های بزرگ هستند کاربرد مناسبی دارد. این روش برای تحلیل پاسخ سازه در برابر ضربه و یا تغییرات ناگهانی که در یک مدت زمان کوتاه اتفاق می افتد مناسب است. در این روش برای حل معادلات دینامیکی از روش انتگرال گیری به روش تفاضلات مرکزی استفاده می شود. این روش در هر گام زمانی برای حل معادلات دینامیکی بسیار ساده تر از روش های دیگر عمل می کند

چراکه در این روش نیازی به معکوس کردن ماتریس سختی در هر گام زمانی نمی باشد.

۶- مدل مصالح فولادی

مدل مورد استفاده شامل رفتار غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی می باشد. رفتار مصالح فولادی بکاررفته در سازه بصورت رفتار واقعی تنش - کرنش فولاد می باشد و بصورت کامل در مدل در نظر گرفته شده است. فولاد بکار رفته از نوع فولاد A572, grade 60 می باشد. رفتار تنش - کرنش فولاد بصورت غیر خطی برای مدل سازی رفتار واقعی اعضاء تیر و ستون در سازه در نظر گرفته شده است. آرماتورهای مورد استفاده در داخل بتن مسلح سقف از نوع فولاد AIII با $F_y=4000 \text{ Kg/cm}^2$ و $F_u=6000 \text{ Kg/cm}^2$ می باشد. برای آرماتورهای داخل بتن رفتار غیرخطی واقعی تنش - کرنش فولاد در مدل سازی در نظر گرفته شده است.

۷- مدل مصالح بتنی

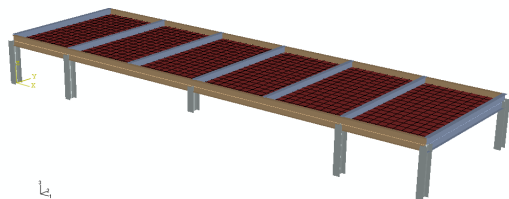
برای مدل سازی بتن در سقف از رفتار خرابی پلاستیک بتن^۱ استفاده شده است. بطوریکه در این مدل سازی رفتار تنش - کرنش واقعی بتن در فشار و کشش در نظر گرفته شده است. در اثر تغییر شکلهای بزرگ نیروی کششی در بتن ایجاد می شود که این نیروی کششی باعث ایجاد ترک در بتن شده و در نتیجه نیروی کششی موجود توسط آرماتورهای موجود در سقف تحمل می شود. تنش فشاری بتن برابر 330 kg/cm^2 و تنش کششی بتن برابر 5.4% تنش فشاری در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته بتن مصرفی برابر $2.648 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ می باشد.

۸- بررسی یک مدل آزمایشگاهی با استفاده از مدل

المان محدود

برای اثبات صحت مدل های المان محدود پیشنهادی در این تحقیق یک مدل آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. یک سری آزمایشات تمام مقیاسی توسط آقای پروفسر آستانه اصل و همکاران در دانشگاه برکلی آمریکا برای مطالعه خرابی پیشرونده در سازه های فولادی متعارف انجام گرفته است. این نمونه آزمایشگاهی یک سازه

المان محدود برای بررسی رفتار سازه ها یک گزینه مناسب هم از نظر زمانی و هم از نظر هزینه های مربوطه می باشد. اگر بتوان یک مدل المان محدود را بر اساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره کرده و از صحت نتایج حاصل از روش المان محدود بر اساس نوع المانها و فرضیاتی که در مدلسازی و روش تحلیل به کار گرفته شده اطمینان حاصل کرد، می توان دسته های وسیعی از مدلها را برای بررسی رفتار سازه بر اساس پارامترهای متعدد انتخاب کرد.



شکل (۷): مدل المان محدود

در این مدلسازی مطابق شکل (۷) از نرم افزار المان محدود ABAQUS استفاده شده است. تیرها و ستونها از المان Beam(B32) که یک المان سه گرهی با معادلات درجه ۲ می باشد مدلسازی شده است. اتصالات تیر به ستون بصورت مفصلی بوده که از روش Coupling-Distribute با مقید کردن سه جهت انتقالی در راستای X,Y,Z و باز کردن دورانها در نظر گرفته شده است. پای ستونها مطابق نمونه واقعی آزمایشگاهی گیردار مدلسازی شده است. دال بتنی به ضخامت متوسط ۴ اینچ با المان Shell (S4R) مدلسازی شده که مشخصات بتن و آرماتورهای مصرفی مطابق شرایط آزمایش می باشد. آرماتورهای موجود در دال بتنی از مدل Rebar موجود در برنامه استفاده شده است که در فواصل مشخص از تار ختنی قرار داده می شوند. بتن بر اساس Concrete Damage Plasticity در مدلسازی در نظر گرفته شده و رفتار غیر خطی و پلاستیک بتن در این حالت مد نظر قرار گرفته شده است. مشخصات فولاد مصرفی در تیرها و ستونها برای مدلسازی مشابه مشخصات فولاد St37 می باشد که در آزمایش به کار رفته است. برای انجام تحلیل و بدست آوردن رابطه نیرو-تغییر مکان از روش تحلیل Dynamic Explicit استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل در اثر

فولادی یک طبقه می باشد [۱۸]. در این سازه اتصالات تیر به ستون مفصلی بوده و سقف بصورت سقف مرکب شامل دال بتنی و یک ورق فلزی در زیر بتن سقف به همراه تیرهای فلزی فرعی می باشد. در این نمونه آزمایشی مقاومت سازه در برابر خرابی یکی از ستونهای آن بیشتر توسط عمل مرکب تیرها و دال بتنی سقف صورت می گیرد. طول و عرض این سازه به ترتیب برابر ۶۰ و ۲۰ فوت و ضخامت سقف در بیشترین قسمت برابر ۶/۵ اینچ و ارتفاع روی سقف بتنی این سازه تا سطح آزمایشگاه برابر ۶۹ اینچ میباشد. مقاطع تیرها از پروفیلهای W18x35 و W21x44 و مقاطع ستونها از پروفیل W14x61 می باشد. تمامی مقاطع تیرها و ستونها و صفحات اتصال تیر به ستون از فولاد نوع St37 می باشد. بتن مورد استفاده در دال بتنی سقف از نوع بتن 4000psi(28MPa) می باشد. هدف از این آزمایش بررسی کارکرد و رفتار یک سازه متعارف فولادی در برابر خرابی یکی از ستونها می باشد.



شکل (۶): مدل آزمایشگاهی ساخته شده توسط پروفیسر

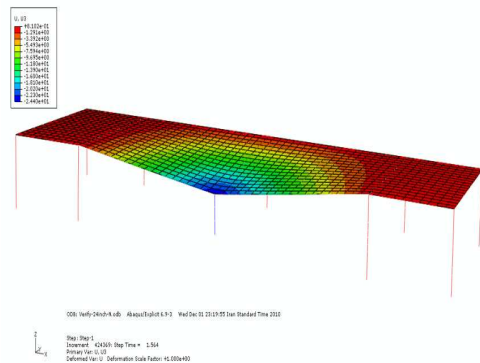
آستانه و همکاران

این آزمایش در ساعت سه و پانزده دقیقه بعد از ظهر و در تاریخ 14june سال ۲۰۰۱ انجام گرفته است که به آزمایش 2C معروف است. در این آزمایش ستون میانی به اندازه ۲۴ اینچ به طرف پایین حرکت داده می شود و در اثر این حرکت وقتی تغییر مکان به مقدار ۱۹ اینچ رسید اتصالات تیر به ستون دچار خرابی می گردد. در نهایت وقتی که تغییر مکان به مقدار ۲۴ اینچ رسید نیرو به ۶۲/۸ کیلو پوند رسیده و سازه دچار خرابی گردید.

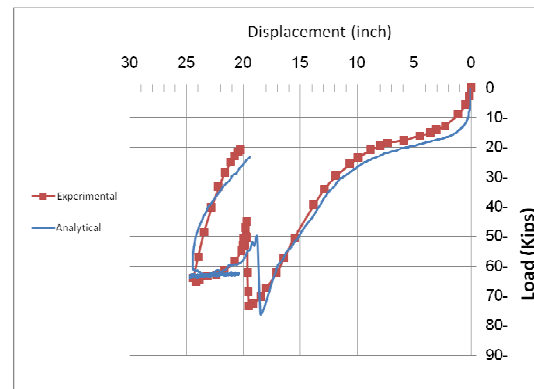
۹- مدل المان محدود مورد استفاده

ساختن مدلهای آزمایشگاهی بزرگ برای بررسی رفتار سازه ها در اثر خرابی پیشرونده امری بسیار دشوار است. مدلهای

خرابی ستون میانی مطابق شکل (۸) می باشد. این روش برای تحلیل سازه هایی که دچار تغییر شکل های بزرگ می شوند روش مناسبی است. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود مطابقت خوبی با نتایج حاصل از آزمایش نشان می دهد که نتایج در شکل (۹) آمده است.



شکل (۸): تغییر شکل حاصل از خرابی ستون



شکل (۹): دیاگرام نیرو-تغییر مکان قائم

۱۰- روند تحلیل سازه ها برای مدلسازی خرابی پیشرونده
برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2009 وجود دارد که به پیشنهاد این دو آیین نامه، بارگذاری مربوط به تحلیل های دینامیکی برای بررسی رفتار سازه در برابر این نوع خرابی عبارت است از ترکیب بار مرده بعلاوه ۰/۲۵ بار زنده بطوریکه اثر ضربه در تحلیل در نظر گرفته شود. برای بررسی اثر دینامیکی در این نوع رفتار از تحلیل های دینامیکی غیر خطی صریح^۱ استفاده شده است. به دلیل اینکه رفتار سازه بعد از خرابی ستون وارد تغییر شکلهای بزرگ می شود از رفتار غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی استفاده شده است. در این تحقیق روش APM یا

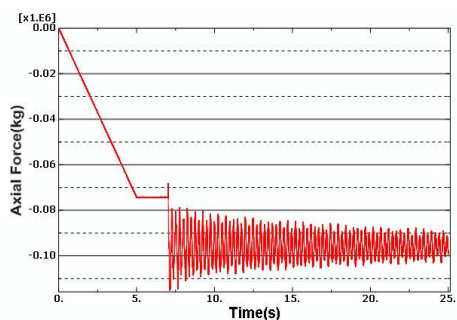
1 - Nonlinear Dynamic explicit

روش مسیرهای جایگزین که توسط DOD 2009 و 2003 GSA پیشنهاد شده برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده بکار گرفته شده است. این روش به بررسی رفتار سازه بعد از حذف ستون در سازه می پردازد بطوریکه این ستون می تواند در اثر یک حادثه غیر از شرایطی که در طراحی این سازه در نظر گرفته شده اتفاق بیفتد. وقتی این روش همراه یک تحلیل دینامیکی غیر خطی بکار رود بعنوان یک روش مناسب برای تحلیل و طراحی یک سازه در برابر خرابی پیشرونده خواهد بود. حذف ناگهانی ستون از سازه بایستی با در نظر گرفتن رفتار ضربه ای و دینامیکی باشد. برای بررسی و تحلیل سازه بهتر است از یک تحلیل دینامیکی استفاده شود. برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده بایستی روش APM با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه ها به کار گرفته شود. مدل های سازه ای مورد استفاده بایستی توانایی بکارگیری و تشکیل عمل زنجیرگونه را داشته باشند. در این تحقیق ابتدا سازه ها را برای ترکیب بارهای مرده و زنده تحلیل استاتیکی خطی کرده و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می گردد. سپس در یک مدلسازی و تحلیل دیگری بجای ستون حذف شده نیروی داخلی حاصل از تحلیل قبلی قرار می گیرد. این نیروی داخلی براساس یک الگوی مشخص اعمال می شود بطوریکه تا زمان t_1 تمام نیروهای خارجی و نیروهای داخلی عضو مورد نظر بتدریج به سازه اعمال شده و سپس تا زمان t_2 ثابت نگهداشته می شود. بعد از زمان t_2 نیروی داخلی عضو مورد نظر صفر شده و نیروهای خارجی کماکان به سازه اعمال می گردد. در این بررسی t_1 و t_2 به ترتیب ۵ و ۷ ثانیه در نظر گرفته شده و مدت زمان کل تحلیل برای در نظر گرفتن اثرهای پس از خرابی ستون ۲۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. خرابی ستون طی مدت ۰/۰۱ ثانیه اتفاق می افتد.

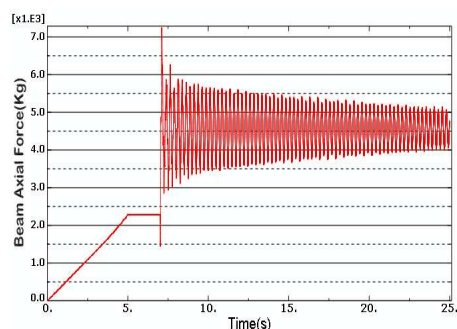
۱۱- بررسی مدلها در اثر خرابی ستون

سازه های ۳، ۵، ۸، ۱۵ طبقه با سه پلان متقارن با دهانه های ۴، ۶ و ۷/۵ متری مورد بررسی قرار گرفتند. در این

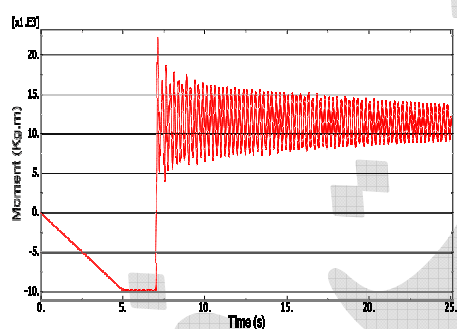




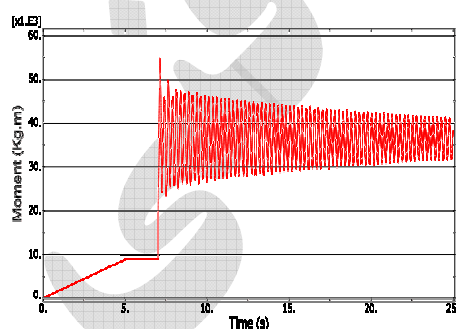
شکل (۱۱): نیروی محوری ستون مجاور ستون خراب شده



شکل (۱۲): نیروی محوری تیر مجاور ستون خراب شده



شکل (۱۳): لنگر خمشی انتهای نزدیک تیر

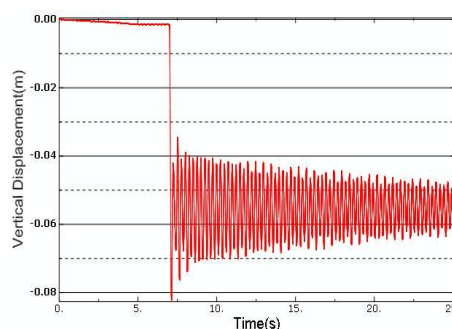


شکل (۱۴): لنگر خمشی انتهای دور تیر

همچنین در اثر خرابی ستون گوشه طبقه اول از این سازه ۳ طبقه تغییر شکل ماندگار حاصل، پس از حذف ستون در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

مدلها به بررسی نتایج مربوط به خرابی یکی از ستونهای واقع در گوشه، کنار، وسط سازه پرداخته شده است. بطوریکه ستون گوشه از طبقه اول حذف شده و نتایج مربوط به این واقعه بر روی تغییر مکان قائم محل اتصال بالای ستون، تغییرات نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای متصل به ستون خراب شده، تغییرات مربوط به نیروی فشاری ستون مجاور ستون خراب شده و تغییرات مربوط به لنگر خمشی ایجاد شده در انتهای دور و نزدیک تیر مجاور ستون خراب شده بررسی شده است. سپس در مدل دیگری ستون گوشه از طبقه آخر حذف شده و نتایج بررسی شده است. این بررسی برای خرابی ستون وسطی از طبقه اول و ستون وسطی از طبقه آخر نیز انجام گرفته است. حذف ستون کناری در این مطالعه تنها برای بررسی تغییر مکان صورت گرفته است. مقایسه نتایج بر اساس حداکثر نیروی تولید شده در نیروی محوری تیرها و براساس مقادیر ضرایب افزایش ماکزیمم (مربوط به حداکثر نیروی تولید شده نسبت به نیروی اولیه که قبل از خرابی در عضو وجود داشته است) و همچنین بر اساس ضرایب افزایش ماندگاری (مربوط به نیروی ماندگاری عضو نسبت به نیروی اولیه عضو) انجام شده است.

وقتی ستون گوشه از طبقه اول از ساختمان ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری بطور ناگهانی خراب میشود تغییرات مربوط به تغییر مکان قائم نقطه بالای ستون خراب شده و همچنین تغییرات مربوط به نیروی فشاری موجود در ستون مجاور ستون خراب شده و تغییرات مربوط به نیروی محوری و لنگر خمشی در تیر مجاور ستون خراب شده به عنوان نمونه در شکل های ۱۰ تا ۱۴ نشان داده شده است.



شکل (۱۰): تغییر مکان قائم نقطه بالای ستون خراب شده

حداکثر تغییر مکان برابر ۱۴ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۱/۳۰ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است.

جدول (۳): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

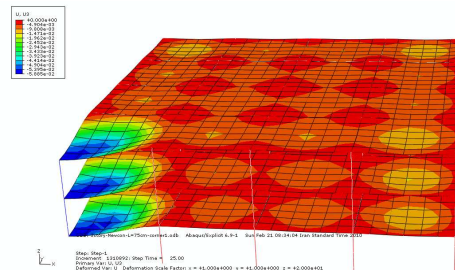
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	متری ۷/۵۰ دهانه
۲/۵	۳/۱	۵/۷	۸/۳	ستون طبقه اول
۸/۵	۱۲	۱۷/۲	۲۳	گوشه طبقه آخر
۲/۳	۲/۹	۴/۸	۷/۷	ستون طبقه اول
۶	۶/۱	۹/۵	۱۱	کناری طبقه آخر
۱/۸	۲/۶	۴/۵	۷	ستون طبقه اول
۵/۱۰	۵/۵	۷/۵	۱۰	وسطی طبقه آخر

مطابق جدول (۳) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است. حداکثر تغییر مکان برابر ۲۳ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۱/۸ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است. با افزایش طول دهانه تغییر مکان ماکزیمم مربوط به هریک از نمونه ها افزایش می یابد. تغییر مکان ماکزیمم مربوط به سازه ۳ طبقه از ۳/۷۵ سانتیمتر برای دهانه ۴ متری به مقدار ۲۳ سانتیمتر برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری افزایش یافته است.

جدول (۴): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۴ متری
۱/۶۲	۱/۶۶	۱/۷۱	۱/۷۶	ستون مجاور طبقه ماکزیمم
۱/۳۱	۱/۳۴	۱/۳۵	۱/۳۶	ستون گوشه اول ماندگاری
۱/۴۰	۱/۵۲	۱/۵۶	۱/۵۷	ستون مجاور طبقه ماکزیمم
۱/۲۱	۱/۲۳	۱/۲۹	۱/۳۱	ستون وسطی اول ماندگاری

برای سازه های با دهانه ۴ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۴) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۷۶ و برای ساختمان پنج



شکل (۱۵): تغییر شکل حاصل از خرابی ستون گوشه

جدول (۱): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۴ متری
۱	۱/۲۰	۱/۷۰	۲/۶۰	ستون طبقه اول
۲/۸۰	۳	۳/۵۰	۳/۷۵	گوشه طبقه آخر
۰/۸	۰/۹۵	۱/۴۵	۲/۱۰	ستون طبقه اول
۱/۲	۱/۴۰	۲	۲/۲۰	کناری طبقه آخر
۰/۷۲	۰/۸	۱/۳۰	۱/۹۰	ستون طبقه اول
۰/۹۵	۱/۲	۱/۴۵	۲	وسطی طبقه آخر

مطابق جدول (۱) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است. حداکثر تغییر مکان برابر ۳/۷۵ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۰/۷۲ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است.

جدول (۲): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۶ متری
۱/۷۰	۱/۸۰	۳/۲۰	۵/۵	ستون طبقه اول
۵/۸۰	۶/۱۰	۱۲	۱۴	گوشه طبقه آخر
۱/۴۰	۱/۶۰	۳	۴/۵۰	ستون طبقه اول
۳/۸۰	۵/۵۰	۸	۸/۵۰	کناری طبقه آخر
۱/۳۰	۱/۴	۲/۷۰	۳/۸۰	ستون طبقه اول
۳	۳/۵۰	۵	۶	وسطی طبقه آخر

مطابق جدول (۲) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است.



طبقه برابر ۱/۷۱ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۶۶ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۶۱ می باشد.

جدول (۵): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶۱	۱/۶۶	۱/۶۸
ستون گوشه	آخر	ماندگاری	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۴	۱/۵۵	۱/۵۶
ستون وسطی	آخر	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۸	۱/۲۸

برای سازه های با دهانه ۴ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۵) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۶۱ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۶۶ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۶۸ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۶۸ می باشد.

جدول (۶): ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۳۰	۱/۲۷	۱/۲۴	۱/۲۳
	طبقه آخر	۱/۲۴	۱/۲۸	۱/۲۹	۱/۲۹
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۱۹	۱/۲	۱/۲۳	۱/۱۶
	طبقه آخر	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۱

جدول (۶) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۸ و ۱/۳۰ است.

برای سازه های با دهانه ۶ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۷) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۶۰ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۹ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۸۶ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۸ می باشد.

جدول (۸): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۷	۱/۵۵	۱/۵۴
ستون گوشه	آخر	ماندگاری	۱/۲۱	۱/۲	۱/۲
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۲	۱/۵۱	۱/۵
ستون وسطی	آخر	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۷	۱/۲۷

برای سازه های با دهانه ۶ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۸) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۷ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۵ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۴ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.

جدول (۹): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون	طبقه اول	۱/۲۳	۱/۲۳	۱/۲۴	۱/۲۴
گوشه	طبقه آخر	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۸	۱/۲۵
حذف ستون	طبقه اول	۱/۲۶	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲۷
وسطی	طبقه آخر	۱/۱۹	۱/۱۸	۱/۱۸	۱/۱۸

جدول (۷): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶	۱/۵۹	۱/۵۸۶
ستون گوشه	اول	ماندگاری	۱/۳	۱/۲۹	۱/۲۷
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶	۱/۵۷	۱/۵۶
ستون وسطی	اول	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۵	۱/۲۵

جدول (۱۲): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری					
ضریب دینامیکی		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۲	۱/۱۹	۱/۱۸	۱/۱۶
	طبقه آخر	۱/۲۰	۱/۱۹	۱/۲۰	۱/۱۷
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۱۹	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۲
	طبقه آخر	۱/۲۲	۱/۲۳	۱/۲۲	۱/۲۲

جدول (۱۲) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۶ و ۱/۲۳ است.

جدول (۱۳): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۴ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
نیروی محوری حاصل از حذف ستون وسطی (ton)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۱۷	۰/۴	۰/۷۵	۱/۳
		بعد	ماکزیمم	۰/۵۸	۱/۴۵	۳/۷	۶/۵
	طبقه آخر	قبل	ماندگار	۰/۳۸	۰/۹	۲/۲۵	۴/۲
		بعد	ماکزیمم	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۴۱	۰/۴۲
	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۳۵	۰/۵	۱/۳۱	۱/۳۵
		بعد	ماندگار	۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۸۲	۰/۸۵
	طبقه آخر	قبل	ماکزیمم	۰/۳۸	۰/۵۵	۰/۹	۱
		بعد	ماندگار	۰/۹۵	۲/۳	۴/۵	۶/۹

با توجه به جدول (۱۳) در سازه های با دهانه ۴ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون وسطی واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۴): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۴ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
نیروی محوری حاصل از حذف ستون گوشه (ton)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۳۸	۰/۵۵	۰/۹	۱
		بعد	ماکزیمم	۰/۹۵	۲/۳	۴/۵	۶/۹
	طبقه آخر	قبل	ماندگار	۰/۶۵	۱/۴	۲/۶	۴/۱
		بعد	ماکزیمم	۰/۲۱	۰/۲۵	۰/۴	۰/۴۱
	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۴۸	۰/۶	۱/۵۵	۱/۶
		بعد	ماندگار	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۸۵	۰/۸۵
	طبقه آخر	قبل	ماکزیمم	۰/۳۸	۰/۵۵	۰/۹	۱
		بعد	ماندگار	۰/۹۵	۲/۳	۴/۵	۶/۹

با توجه به جدول (۱۴) در سازه های با دهانه ۴ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری

جدول (۹) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۸ و ۱/۲۹ است.

جدول (۱۰): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور	طبقه اول	ماکزیمم	ماندگاری	۱/۵۴	۱/۵۳	۱/۵۲	۱/۵۱
				۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹
ستون مجاور	طبقه اول	ماکزیمم	ماندگاری	۱/۵۲	۱/۵۲	۱/۵۲	۱/۴۹
				۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲۲

برای سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۱۰) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۴ برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۳ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۲ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.

جدول (۱۱): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور	طبقه اول	ماکزیمم	ماندگاری	۱/۴۵	۱/۴۵	۱/۴۴	۱/۴۱
				۱/۲۱	۱/۲۲	۱/۲	۱/۲
ستون مجاور	طبقه اول	ماکزیمم	ماندگاری	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۲	۱/۵۱
				۱/۲۵	۱/۲۴	۱/۲۵	۱/۲۵

برای سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۱۱) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاورستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون وسطی دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۳ برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۳ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۲ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.



کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون گوشه واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۵): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

دهانه ۴ متری			طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
تفاوت سختی	طبقه اول	ماکزیمم	۲/۵	۴/۱۸	۵	۶/۹
		ماندگاری	۱/۷۱	۲/۵۴	۲/۸۹	۴/۱
	طبقه آخر	ماکزیمم	۲/۲۸	۲/۴	۳/۸۷	۵/۳۳
		ماندگاری	۱/۶۶	۱/۶۸	۲/۱۲	۲/۸۳

با توجه به جدول (۱۵) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۴ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۲/۵۰ تا ۶/۹۰ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۱۷): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

دهانه ۴ متری					
ضریب دینامیکی		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۴۶	۱/۶۴	۱/۷۳	۱/۶۸
	طبقه آخر	۱/۳۷	۱/۴۳	۱/۸۲	۱/۸۸
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۵۳	۱/۶۱	۱/۶۳	۱/۵۵
	طبقه آخر	۱/۶۲	۱/۵۶	۱/۵۹	۱/۵۹

جدول (۱۷) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۴ متری مقداری مابین ۱/۳۷ و ۱/۸۸ است.

جدول (۱۸): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۶ متری			طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
نیروی حاصل از حذف ستون وسطی (ton)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۱/۲	۱/۶۵	۲/۲	۲/۵
		بعد	ماکزیمم	۴/۸۶	۷	۱۱	۱۵
	طبقه آخر		ماندگار	۳/۱۲	۴/۵	۷	۸
		قبل	ماکزیمم	۰/۶	۱	۱/۴	۲
		بعد	ماکزیمم	۲	۳/۵	۶	۹
			ماندگار	۱/۳	۲/۲	۳/۹	۶/۱

با توجه به جدول (۱۸) در سازه های با دهانه ۶ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۹): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
↓ ↑	قبل	۰/۹۵	۱/۹۵	۲	۲
	بعد	۳/۵	۸	۱۰/۲	۱۲/۲

جدول (۱۶): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

دهانه ۴ متری			طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
پایین ↑ ↓ بالا	طبقه اول	ماکزیمم	۳/۳۷	۳/۶۲	۴/۹	۵
		ماندگاری	۲/۲	۲/۲۵	۳	۳/۲۳
	طبقه آخر	ماکزیمم	۳/۱۲	۳/۱۲	۳/۱۹	۳/۲۱
		ماندگاری	۱/۹۲	۲	۲	۲/۰۲

با توجه به جدول (۱۶) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۴ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از وسط سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۳۷ تا ۵ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری

۷	۵/۵	۵	۲/۲	ماندگار	اول
۱/۱	۱/۱	۰/۸	۰/۴۴	ماکزیم	قبل
۴/۱	۳/۲	۲	۱	ماکزیم	بعد
۲/۵	۲/۲	۱/۳	۰/۷	ماندگار	آخر

با توجه به جدول (۱۹) درسازه های با دهانه ۶ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۰): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۶ متری	
۶/۱۱	۵/۱	۴/۱	۳/۶۸	ماکزیم	طابق اول
۳/۵	۲/۷۵	۲/۵۶	۲/۳	ماندگار	
۳/۷	۲/۹	۲/۵	۲/۲۷	ماکزیم	طابق آخر
۲/۲۷	۲	۱/۶۲	۱/۵۹	ماندگار	

با توجه به جدول (۲۰) نتایج نشان می دهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۶۸ تا ۶/۱۱ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۱): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۶ متری	
۶	۵	۴/۲۴	۴/۰۵	ماکزیم	طابق اول
۳/۲	۳/۱۸	۲/۲۵	۲/۶	ماندگار	
۴/۵	۴/۲۸	۳/۵	۳/۳۳	ماکزیم	طابق آخر
۳/۰۵	۲/۸	۲/۷۲	۲/۱۶	ماندگار	

باتوجه به جدول (۲۱) نتایج نشان می دهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از وسط سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش

ماکزیمم از ۴/۰۵ تا ۶ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۲): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب دینامیکی	دهانه ۶ متری
۱/۷۵	۱/۸۵	۱/۶۱	۱/۶	طابق اول	حذف ستون گوشه
۱/۶۳	۱/۴۵	۱/۵۴	۱/۴۳	طابق آخر	
۱/۸۷	۱/۵۷	۱/۸۸	۱/۵۵	طابق اول	حذف ستون وسطی
۱/۴۷	۱/۵۲	۱/۲۹	۱/۵۴	طابق آخر	

جدول ۲۲ نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۶ متری مقداری مابین ۱/۲۹ و ۱/۸۸ است.

جدول (۲۳): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۷/۵ متری	
۵	۴	۳/۱	۲	ماکزیم	قبل
۲۶	۱۷/۵	۱۳/۵	۷	ماکزیم	بعد
۱۶/۵	۱۲	۸	۵	ماندگار	اول
۳/۱	۲/۶	۲	۱	ماکزیم	قبل
۱۶	۱۱	۷/۸	۳/۱۲	ماکزیم	بعد
۱۰	۷/۵	۴/۸	۲/۱۴	ماندگار	آخر

باتوجه به جدول (۲۳) در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۴): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۷/۵ متری	
۳	۳	۲/۸	۲/۳	ماکزیم	قبل
۱۹	۱۶/۵	۱۱	۷/۲۵	ماکزیم	بعد
۱۱	۹	۶/۱	۴/۵	ماندگار	اول
۳/۱	۳	۲	۱/۶	ماکزیم	قبل
۷/۲	۶/۵	۴	۳/۱	ماکزیم	بعد
۴/۷	۴/۱	۲/۷	۲/۱	ماندگار	آخر



طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۷): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

دهانه ۷/۵۰ متری					
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب دینامیکی	
۱/۷۲	۱/۸۳	۱/۸	۱/۶۱	طبقه اول	حذف ستون گوشه
۱/۵۳	۱/۵۸	۱/۴۸	۱/۴۷	طبقه آخر	
۱/۵۷	۱/۴۶	۱/۶۸	۱/۴	طبقه اول	حذف ستون وسطی
۱/۶	۱/۴۶	۱/۶۲	۱/۴۶	طبقه آخر	

جدول (۲۷) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری مقداری مابین ۱/۴۰ و ۱/۸۳ است.

جدول (۲۸): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری						
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون		
۸/۴۴	۶	۴/۸۲	۳/۵	ماکزیمم	نزدیک	تیر مجاور
۵/۹	۳/۷۲	۳/۳۵	۲/۵۶	ماندگاری		ستون گوشه
۱۴	۱۰	۷/۳۵	۵/۴	ماکزیمم	دور	طبقه اول
۹/۳۷	۵/۵۵	۴/۴۱	۳/۶۷	ماندگاری		
۷/۷۲	۵/۴	۳/۳۶	۲/۸۱	ماکزیمم	نزدیک	تیر مجاور ستون
۵/۹	۳/۶	۲/۴۵	۲	ماندگاری		وسطی طبقه
۸/۸۴	۷	۵/۴۵	۴/۳۷	ماکزیمم	دور	اول
۶/۹۲	۴	۳/۲۷	۲/۸۷	ماندگاری		

نتایج موجود در جدول (۲۸) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۴ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول (۲۹): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری						
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون		
-	-	-	-	ماکزیمم	انتهای	تیر مجاور ستون
-	-	-	-	ماندگار	نزدیک	گوشه
۱۳/۳۳	۱۲/۲۲	۵/۸۳	۵/۱	ماکزیمم	انتهای	طبقه آخر
۹/۱۶	۶/۶۷	۳/۷۵	۳/۶	ماندگار	دور	
۲/۸۴	۳/۱	۲/۴۷	۲/۲۵	ماکزیمم	انتهای	تیر مجاور ستون
۲/۰۵	۲/۱	۱/۸	۱/۷۵	ماندگار	نزدیک	وسطی
۴/۷۳	۴/۲۵	۴	۳/۷۵	ماکزیمم	انتهای	

باتوجه به جدول (۲۴) در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۵): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۷/۵۰ متری	
۶/۳۳	۵/۵۰	۳/۹۲	۳/۱۵	ماکزیمم	طبقه اول
۳/۶۷	۳	۲/۱۷	۱/۹۵	ماندگاری	
۲/۳۲	۲/۱۷	۲	۱/۹۳	ماکزیمم	طبقه آخر
۱/۵۱	۱/۳۷	۱/۳۵	۱/۳۱	ماندگاری	

با توجه به جدول (۲۵) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه مقدار حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۱۵ تا ۶/۳۳ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۶): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۷/۵۰ متری	
۵/۲	۴/۳۷	۴/۳۵	۳/۵۰	ماکزیمم	طبقه
۳/۳	۳	۲/۵۸	۲/۵	ماندگاری	اول
۵/۱۶	۴/۲۳	۳/۹	۳/۱۲	ماکزیمم	طبقه
۳/۲۲	۲/۸۸	۲/۴	۲/۱۴	ماندگاری	آخر

باتوجه به جدول (۲۶) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه مقدار حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۵۰ تا ۵/۲۰ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از

۲/۸۹	۳	۲/۴۷	۲/۵	ماندگار	دور	طبقه آخر
------	---	------	-----	---------	-----	----------

نتایج موجود در جدول (۲۹) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۴ متری خرابی ستون گوشه در طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۴ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر ما بین ۲/۲۵ تا ۵/۴۰ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۴۷ تا ۷/۳۵ و برای سازه ۸ طبقه مابین ۳/۱۰ تا ۱۲ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۲/۸۴ تا ۱۴ متغیر است.

جدول (۳۰): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری				
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب افزایش دینامیکی
۱/۴	۱/۶	۱/۴	۱/۴	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۵	۱/۸	۱/۷	۱/۵	انتهای گوشه طبقه اول
-	-	-	-	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۵	۱/۸	۱/۶	۱/۴	انتهای گوشه طبقه آخر
۱/۳	۱/۵	۱/۴	۱/۴	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۳	۱/۸	۱/۷	۱/۵	انتهای وسطی طبقه اول
۱/۴	۱/۵	۱/۴	۱/۳	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۶	۱/۴	۱/۶	۱/۵	انتهای وسطی طبقه آخر

جدول (۳۰) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۴ متری مقداری مابین ۱/۳۰ و ۱/۸۰ است.

جدول (۳۱): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۶ متری				
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون
۶/۴۲	۵/۶۷	۴/۶	۳/۸	ماکزیمم انتهای تیر مجاور
۴/۱۴	۳/۷۵	۳/۲	۲/۸	ماندگاری نزدیک ستون گوشه
۱۱/۲۷	۸/۷۵	۷	۵/۶	ماکزیمم انتهای گوشه طبقه اول
۶/۳۶	۵	۴/۸	۳/۸۷	ماندگاری دور
۶/۲۶	۵/۲۲	۳/۳۵	۳/۵	ماکزیمم انتهای تیر مجاور
۴/۰۵	۳/۶۷	۲/۴۷	۲/۶۲	ماندگاری نزدیک ستون
۷/۶۷	۷	۵/۳	۵	ماکزیمم انتهای وسطی
۵	۴/۴۴	۳/۴۳	۳/۳۷	ماندگاری دور طبقه اول

نتایج موجود در جدول (۳۱) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۶ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول (۳۲): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۶ متری				
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون
-	-	-	-	ماکزیمم انتهای تیر مجاور
-	-	-	-	ماندگار نزدیک ستون گوشه
۱۱/۴۸	۱۰	۶/۱۳	۶	ماکزیمم انتهای گوشه طبقه آخر
۷/۴۰	۵/۹۳	۴/۵۲	۴/۵	ماندگار دور
۳/۵۷	۳/۱۲	۲/۸۳	۲/۴۲	ماکزیمم انتهای تیر مجاور
۲/۴۲	۲/۲۸	۲/۱۷	۲	ماندگار نزدیک ستون
۵/۲۸	۵	۴/۱۷	۳/۷۵	ماکزیمم انتهای وسطی
۳/۱۴	۳/۰۷	۲/۸۳	۲/۶۷	ماندگار دور طبقه آخر

نتایج موجود در جدول (۳۲) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۶ متری خرابی ستون گوشه در طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۶ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر مابین ۲/۴۲ تا ۵/۶۰ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۸۳ تا ۷ برای سازه ۸ طبقه مابین ۳/۱۲ تا ۱۰ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۳/۵۷ تا ۱۱/۴۸ متغیر است.

جدول (۳۳): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۶ متری				
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب افزایش دینامیکی
۱/۶	۱/۵	۱/۴	۱/۴	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۸	۱/۸	۱/۵	۱/۴	انتهای دور گوشه طبقه اول
-	-	-	-	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۶	۱/۷	۱/۴	۱/۳	انتهای دور گوشه طبقه آخر
۱/۵	۱/۴	۱/۴	۱/۳	تیر مجاور ستون نزدیک
۱/۵	۱/۶	۱/۵	۱/۵	انتهای دور وسطی طبقه اول
۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۲	تیر مجاور ستون نزدیک



۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۴	انتهای دور	وسطی طبقه آخر
-----	-----	-----	-----	------------	---------------

نتایج موجود در جدول (۳۳) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۶ متری مقداری مابین ۱/۲۰ و ۱/۸۰ است.

جدول (۳۴): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۷/۵۰ متری					
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون	
۶/۸۳	۵/۳۴	۴/۵	۳/۷	تیر مجاور	انتهای ماکزیمم
۴/۱۶	۳/۳۴	۳	۲/۶	ستون گوشه	نزدیک ماندگاری
۱۰	۸/۵	۶/۶	۶	تیر مجاور	انتهای ماکزیمم
۶	۴/۹	۴	۳/۸۸	ستون گوشه	دور ماندگاری
۶	۴/۶۵	۳/۶۴	۳/۲۱	تیر مجاور ستون	انتهای ماکزیمم
۴/۱۱	۳/۲۸	۲/۷	۲/۵	وسطی	نزدیک ماندگاری
۷/۴۴	۶/۳۵	۵/۲۳	۴/۸۷	تیر مجاور ستون	انتهای ماکزیمم
۵/۱۱	۴/۱۶	۳/۴۸	۳/۳۷	وسطی	دور ماندگاری

نتایج موجود در جدول (۳۴) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول (۳۵): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۷/۵۰ متری					
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون	
-	-	-	-	تیر مجاور ستون	نزدیک ماکزیمم
-	-	-	-	ستون گوشه	دور ماندگاری
۷/۴۰	۷/۲۴	۶	۵/۷	تیر مجاور ستون	انتهای ماکزیمم
۵/۲۱	۵/۰۷	۴/۵۰	۴/۲۸	ستون گوشه	دور ماندگاری
۲/۸۳	۲/۹۶	۲/۸۲	۲/۵۳	تیر مجاور ستون	نزدیک ماکزیمم
۲/۲۰	۲/۲۸	۲/۲۵	۲/۰۷	وسطی	نزدیک ماندگاری
۴/۴	۴/۶۴	۴/۲۱	۳/۹۲	تیر مجاور ستون	انتهای ماکزیمم
۳	۳/۲۱	۲/۸۵	۲/۶۹	وسطی	دور ماندگاری

نتایج موجود در جدول (۳۵) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری خرابی ستون گوشه در

طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر مابین ۲/۵۳ تا ۶ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۸۲ تا ۶/۶ برای سازه ۸ طبقه مابین ۲/۹۶ تا ۸/۵۰ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۲/۸۳ تا ۱۰ متغیر است.

جدول (۳۶): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۷/۵۰ متری				
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب افزایش دینامیکی
۱/۶	۱/۶	۱/۵	۱/۴	تیر مجاور ستون
۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۵	ستون گوشه
-	-	-	-	تیر مجاور ستون
۱/۴	۱/۴	۱/۳	۱/۳	ستون گوشه
۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۳	تیر مجاور ستون
۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۴	وسطی
۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۲	تیر مجاور ستون
۱/۵	۱/۴	۱/۵	۱/۵	وسطی

جدول (۳۶) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری مقداری مابین ۱/۲۰ و ۱/۷۰ بدست آمده است. در تمامی موارد لنگر انتهای دور تیر مقداری منفی بوده که بعد از خرابی ستون لنگر انتهای نزدیک به ستون خراب شده تغییر علامت داده و مثبت بدست آمده و لنگر انتهای دور همچنان منفی باقی مانده است. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای لنگر انتهای دور نسبت به ستون خراب شده مقداری بزرگتر از ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای لنگر انتهای نزدیک به ستون خراب شده می باشد.

۱۲- نتایج



افزایش ماکزیمم مربوط به نمونه ها مقداری مابین ۲/۲۵ تا ۱۴ بدست آمده است.

- در این تحقیق ضریب دینامیکی برای تمام نیروهای داخلی مقداری کمتر از ۲ بدست آمده است. یعنی نیروی ماکزیمم بوجود آمده در عضو بعد از خرابی ستون حداکثر ۲ برابر نیروئی است که به صورت ماندگار بعد از خرابی ستون در عضو باقی می ماند. بدین ترتیب می توان نتیجه گرفت برای محاسبه نیروی داخلی ماکزیمم در هر عضو در اثر خرابی یک ستون، سازه را تحت اثر بارهای استاتیکی بعد از خراب شدن یک ستون تحلیل کرده و سپس نیروی حاصل را ۲ برابر کنیم که در این صورت می توان مقدار نیروی دینامیکی ماکزیمم را بدست آورد.

۱۳-مراجع

- 1- SEI/ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA ASCE (2010).
- 2- American Concrete Institute. Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R 02), 2002.
- 3- US General Services Administration; (US GSA). Progressive Collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and Major modernization projects. GSA 2003.
- 4- Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Department of Defense, 25 January 2009. DOD (2009).
- 5- Marjanishvili, S. Progressive analysis procedure for progressive collapse. journal of performance Of Constructed Facilities, ASCE; (2004)18(2):79-85.
- 6- Powell, G. Progressive collapse: case study using nonlinear analysis. In: Proceedings of the 2005 Structures congress and the 2005 forensic engineering symposium.
- 7- Khandelwal, K. El-Tawil, S. Progressive collapse of moment resisting steel frame buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE. (2005)
- 8- Liu, R. Davison, B. Tyas, A. A study of progressive collapse in multi-story steel frames. Journal of Structural Engineering, ASCE. (2005).

• سازه های در نظر گرفته شده برای نیروهای لرزه ای تحلیل و طراحی شده اند و با افزایش تعداد طبقات نیروهای وارد بر اعضا زیاد بوده و به دلیل کنترل سازه در برابر شرایط بهره برداری، تیرها و ستونهای مربوطه ابعاد بزرگتری پیدا می کنند. سازه های بلند تر به دلیل داشتن اعضا با ابعاد بزرگتر در برابر خرابی ناگهانی ستون تغییر شکلهای قایم کمتری را نشان می دهند.

• ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و مقدار آن با افزایش تعداد طبقات کاهش می یابد. ضریب افزایش ماکزیمم برای نیروی فشاری ستونها عددی کمتر از ۲ بوده و مقداری مابین ۱/۴۱ تا ۱/۷۶ می باشد. در ستونها می توان برای تخمین نیروی فشاری ماکزیمم بعد از خرابی، نیروی فشاری ستون قبل از خرابی را به ۲ ضرب کرد.

• با افزایش تعداد طبقات حداکثر نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده افزایش می یابد. نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد. ضریب افزایش ماکزیمم نیروی کششی تیرها مقداری مابین ۱/۹۳ تا ۶/۹۰ می باشد.

• در تمامی نمونه های بررسی شده خرابی ستون گوشه در یک طبقه نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شود. ضریب افزایش ماکزیمم برای لنگر خمشی در تیرها می تواند عددی بزرگتر از ۲ باشد. ضریب



- 9- Khandelwal,K. El-Tawil,S. Collapse behavior of Steel Special Moment Resisting Frame Connections. Journal of Structural Engineering, ASCE; (2007) 133(5):646-655.
- 10- Marjanishvili, S. Agnew,E. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. Journal of performance of Constructed Facilities, ASCE; (2006)20(4):365-374.
- 11- Kim, J. An, D. Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action. Journal the structural design of tall and special buildings.John Wiley&Sons, Ltd. (2008).
- 12- Kim, J. Kim, T. Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research. (2008)
- 13- Kim ,J. Hong ,S. progressive collapse Performance Of Irregular Buildings. Journal the structural design of tall and special buildings.John Wiley&Sons, Ltd. (2009)
- 14- Uniform Building Code, UBC (1994), International Conference on Building Officials, Whittier, CA.
- 15- Uniform Building Code.ICBO.1997, International Conference of Building Of_cials, Whittier, California, USA.
- 16- SAP2000, Version 12, Computers and Structures , *Structural Analysis Program* , Inc.,Berkeley, CA., USA.
- 17- ABAQUS. “ABAQUS/User’s manual and Theory manual,” Ver. 6.9, Inc. 2009.
- 18- A.Astaneh-Asl, Brant Jones, Yongkuan Zhao, RickyHwa.Floor Cetenary Action To Prevent Progressive Collapse Of Steel Structures. Final Report.(2001).

