

Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frames under Progressive Collapse Scenarios Using Linear Analysis Method

Omid Rashidian ^{1✉} 

1. Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Kermanshah University of Technology, Kermanshah, Iran.
E-mail: o.rashidian@kut.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received
2025-08-03
Received in revised form
2025-11-17
Accepted
2025-12-09
Available online
2025-12-22

Keywords:
Progressive collapse,
Alternate load path,
Linear analysis,
Reinforced Concrete,
Demand-capacity ratio.

ABSTRACT

This research provides a detailed assessment of the progressive collapse susceptibility of reinforced concrete (RC) moment-resisting frames through the Alternate Load Path (ALP) method implemented using linear static analysis. The analytical framework follows UFC 4-023-03 and ASCE 7 provisions, employing dynamic load increase factors and material modification coefficients to account for the effects of dynamic response and material nonlinearity. A ten-story RC building, designed in accordance with the Iranian Seismic Code (Standard 2800) and the National Building Regulations (Part 9), was modeled to evaluate the influence of column location and story level on collapse propagation. Corner, exterior, and interior columns were removed at the first, sixth, and roof stories to simulate a comprehensive set of abnormal loading scenarios. Structural performance was quantified using vertical deformation at the removed-column location and demand-to-capacity ratios (D/C) for adjoining beams and columns. The results demonstrate that corner-column loss governs the response, generating the highest vertical displacements and the most critical D/C demands. Column removal at upper stories amplifies progressive-collapse potential due to reduced redundancy and fewer effective load-redistribution paths. While columns generally retained sufficient post-redistribution capacity, beams adjacent to the removed column exhibited significant overstress, indicating local failure susceptibility. Overall, the findings reveal that RC moment frames-even when designed in full compliance with contemporary seismic and structural provisions, may lack adequate robustness against localized member loss. These outcomes underscore the necessity of integrating progressive collapse assessment into design practice and highlight the importance of redundancy, continuity, and load-path optimization in achieving resilient structural systems.

Cite this article: Rashidian, Omid. (2025). Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frames under Progressive Collapse Scenarios Using Linear Analysis Method. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 2(2), 1-15.

DOI: 10.22126/amcen.2025.13037.1045



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2025.13037.1045

Publisher: Razi University

Introduction

Progressive collapse represents a critical form of structural failure in which the localized damage or loss of one or more load-bearing members initiates a sequence of failures that can ultimately result in the partial or complete collapse of a structure. Traditional design methodologies based on load and resistance factor principles generally ensure safety under conventional loading conditions; however, they do not explicitly consider extreme or abnormal events such as explosions, impacts, or terrorist attacks. Historical catastrophes, including the Ronan Point apartment collapse in 1968, the Oklahoma City bombing in 1995, and the World Trade Center attacks in 2001, have underscored the susceptibility of buildings to progressive collapse and highlighted the necessity of incorporating structural robustness into modern design philosophies. In Iran, the collapse of the Metropole building in Abadan and the destruction of several buildings during the Twelve-Day War have further emphasized the need to evaluate the robustness of structures designed according to contemporary codes and construction practices. Despite notable advancements in seismic design provisions and structural standards, reinforced concrete (RC) moment-resisting frames remain vulnerable to progressive collapse under certain member-loss scenarios, particularly at upper-story levels. Accordingly, this study investigates the structural behavior of RC frames designed in compliance with Iranian design codes (Standard No. 2800 and National Building Regulations Part 9) through linear static analysis, following the UFC 4-023-03 and ASCE7 recommendations, to assess their residual load-carrying capacity and identify critical failure mechanisms.

Method

In this study, a ten-story reinforced concrete (RC) moment-resisting frame designed according to the Iranian Seismic Code (Standard No. 2800) and the National Building Regulations (Part 9) was analyzed to assess its progressive collapse potential. The structure was modeled in ETABS software using linear elastic beam-column elements with material properties and section dimensions compliant with design standards. The Alternate Load Path (ALP) method recommended by UFC 4-023-03 and ASCE 7 was employed to simulate local member loss scenarios. Three columns corner, edge, and interior were sequentially removed at different stories (first, sixth, and top floors) to represent possible accidental or abnormal load conditions. The linear static analysis incorporated dynamic amplification factors to approximate the effects of sudden element removal and load redistribution. To evaluate the structural response, vertical displacement at the removed column location and the Demand-to-Capacity Ratio (D/C) of adjacent members were determined. The performance of the structure under each removal scenario was compared to identify critical collapse Mechanisms and to evaluate the adequacy of current design provisions against progressive collapse.

Results

The results indicate that corner column removal produces the highest displacement compared to edge and interior column removal, with differences of approximately 35–50% at lower stories and up to 90–110% at the top story. The demand-to-capacity (D/C) ratio exceeds 1.0 at the upper two stories, showing increased vulnerability, while middle stories exhibit lower ratios due to more effective load redistribution. In transverse frames, load redistribution resulted in D/C ratios below 1.0, attributed to higher stiffness from axial and flexural resistance of boundary beams. For the sixth-story column removal scenario, vulnerability increased by about 30% compared to the first-story removal, with D/C ratios reaching up to 1.6. Overall, removing columns at higher stories led to greater progressive collapse potential across all scenarios, despite higher axial forces in lower-story columns, mainly due to reduced redundancy and fewer alternative load paths in the upper levels.

Conclusions

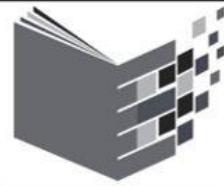
RC buildings designed under Standard No. 2800 and Part 9 of the National Building Regulations, even when detailed with reinforcement continuity and integrity provisions, remain vulnerable to progressive collapse initiated by column removal. This vulnerability is particularly significant in corner and edge frame columns. Evaluating the vertical displacement at the removed column and the demand-to-capacity (D/C) ratios of surrounding beams and columns indicates that corner column removal poses the highest risk of collapse propagation, followed by exterior column removal. The results further show that column removal at upper stories leads to greater potential for progressive damage, emphasizing the importance of optimized member typology and continuity in structural design. Although most columns maintained sufficient capacity to resist redistributed loads, widespread damage and multi-member failure scenarios would require more advanced nonlinear analytical modeling. Despite the simplicity and limitations of linear analysis, the findings highlight the necessity of evaluating newly designed structures against progressive collapse resistance criteria defined in current international guidelines.

Author Contributions

author participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



ارزیابی قاب های خمشی بتن مسلح تحت سناریوهای خرابی پیش رونده به روش تحلیل خطی

امید رشیدیان^۱

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران. رایانامه: o.rashidian@kut.ac.ir

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله: مقاله پژوهشی	
تاریخ دریافت: ۱۴۰۴/۰۵/۱۲	
تاریخ بازنگری: ۱۴۰۴/۰۸/۲۶	
تاریخ پذیرش: ۱۴۰۴/۰۹/۱۸	
تاریخ انتشار: ۱۴۰۴/۱۰/۰۱	
کلیدواژه ها: خرابی پیشرونده، روش مسیر بار جایگزین، تحلیل خطی، بتن مسلح، نسبت نیاز به ظرفیت	در این پژوهش، پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در قاب های خمشی بتن مسلح با استفاده از روش مسیر بار جایگزین (ALP) و از طریق تحلیل استاتیکی خطی مورد بررسی قرار گرفته است. روش تحلیل بر اساس دستورالعمل های UFC 4-023-03 و ASCE 7 انجام شده و در آن، ضرایب افزایش بار و ضرایب اصلاح رفتار مصالح به منظور در نظر گرفتن اثرات پاسخ دینامیکی و غیرخطی مصالح اعمال گردیده است. برای این منظور، یک سازه ده طبقه بتن مسلح که مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده بود، مدل سازی و تحلیل شد. سناریوهای مختلف حذف ستون، شامل ستون های گوشه، کناری و میانی در طبقات اول، ششم و بام، به منظور ارزیابی رفتار سازه تحت شرایط حذف عضو مورد بررسی قرار گرفت. در این تحلیل، جایجایی قائم در محل حذف ستون و نسبت نیاز به ظرفیت (D/C) در تیرها و ستون های مجاور به عنوان شاخص های اصلی عملکرد سازه در نظر گرفته شدند. نتایج نشان دادند که حذف ستون های گوشه بیشترین تغییر شکل و آسیب پذیری را نسبت به حذف ستون های کناری و میانی ایجاد می کند. همچنین، حذف ستون در طبقات بالاتر موجب افزایش تغییر مکان قائم و افزایش پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده می شود. هرچند ستون ها پس از باز توزیع نیروها عموماً ظرفیت باربری کافی خود را حفظ کردند، اما تیرهای مجاور ستون حذف شده دچار افزایش تنش و تمرکز نیرو شدند. در مجموع، با وجود رعایت ضوابط لرزه ای و آیین نامه ای، ساختمان های با سیستم قاب خمشی بتن مسلح در برابر حذف ناگهانی اعضای باربر، به ویژه در طبقات فوقانی، همچنان آسیب پذیر هستند. یافته های این پژوهش بر ضرورت درج الزامات ارزیابی مقاومت در برابر خرابی پیشرونده در فرآیند طراحی و بهسازی ساختمان های جدید و موجود تأکید دارد.

استناد: رشیدیان، امید. (۱۴۰۴). ارزیابی قاب های خمشی بتن مسلح تحت سناریوهای خرابی پیش رونده به روش تحلیل خطی. مجله مدل سازی پیشرفته در مهندسی عمران، ۲(۱۵)، ۱-۱۵. DOI: 10.22126/amcen.2025.13037.1045



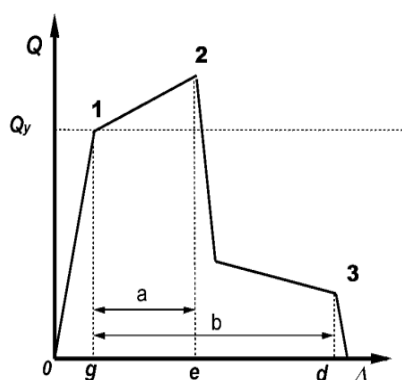
© نویسندگان.

ناشر: دانشگاه رازی.

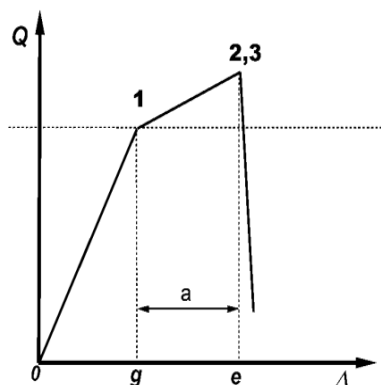
۱. مقدمه

پایداری ساختمان‌ها در روش‌های سنتی طراحی از طریق اعمال ضرایب بار و مقاومت تأمین می‌شود و بطور کلی بارگذاری‌های بیش از حدی که منجر به ایجاد خرابی در اعضا سازه‌ای و یا سازه می‌شود، در نظر گرفته نمی‌شود. حوادثی طبیعی نظیر زلزله‌های نورتریج ۱۹۹۴ و کوبه ۱۹۹۵ و همچنین حوادثی غیرطبیعی مانند بمب گذاری ساختمان فدرال مورا ۱۹۹۵ و حملات تروریستی به ساختمان‌های مرکز تجارت جهانی ۲۰۰۱، منجر به شکست سازه‌ای اعضا و گسترش آن و سرانجام خرابی پیش‌رونده سازه شده که نتیجه آن از دست رفتن زندگی انسان‌های زیاد و ضررهای اقتصادی کلانی بوده است. خرابی پیش‌رونده پدیده‌ای است که در آن خرابی موضعی یک عضو سازه‌ای منجر به ایجاد زنجیره‌ای از خرابی‌ها و در نهایت فروپاشی کلی یا جزئی سازه می‌شود [۱]. وقوع چنین پدیده‌ای در تاریخ مهندسی سازه با حوادثی مانند فروریزش ساختمان Ronan Point در لندن (۱۹۶۸) و حملات تروریستی به برج‌های مرکز تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ اهمیت توجه به این موضوع را بیش از پیش آشکار ساخت [۳و۲]. به صورت ویژه در ایران حادثه فروریزش ساختمان متروپل در آبادان و ساختمان‌هایی که در جنگ دوازده روزه مورد حمله قرار گرفتند این پرسش را ایجاد نموده است که ساختمان‌هایی که با آیین نامه‌های جدید طراحی و اجرا می‌شوند تا چه اندازه در برابر خرابی پیش‌رونده مقاوم هستند. ماهیت تهدیدها به ویژه حذف اعضای باربر در طبقات فوقانی، مشابه آنچه در ساختمان‌های مورد حمله در تهران اتفاق افتاد، باعث شده که بررسی پایداری در مقابل خرابی پیش‌رونده برای ساختمان‌های طراحی شده مطابق استانداردهای جدید مورد توجه قرار گیرد. در این میان بررسی ساختمان‌های بتن مسلح، به دلیل وفور بیشتر و میزان خرابی قابل توجه، اهمیت مضاعفی دارد. مطابق تعریف ASCE7 خرابی پیش‌رونده عبارت است از پخش شدن شکست اولیه محلی از المانی به المان دیگر که نتیجه آن تخریب کل سازه و یا بخش وسیعی از آن است. وقتی که یک عضو باربر سازه ای دچار شکست می‌شود، بار عضو از طریق مسیری جایگزین به اعضای مجاور منتقل می‌شود. آزاد شدن انرژی داخلی به دلیل حذف عضو سازه‌ای منجر به افزایش نیروهای داخلی در اعضای مجاور خواهد شد. باز توزیع نیروهای داخلی از طریق

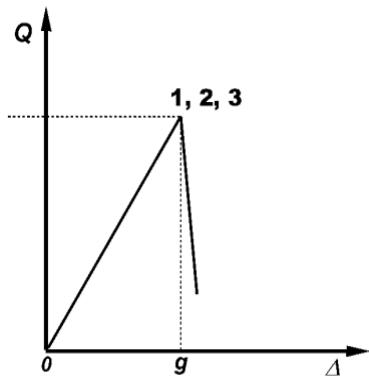
مسیرهای انتقال بار منجر به حمل بار اضافی ناشی از حذف عضو سازه‌ای توسط سایر اعضای سازه‌ای می‌شود. اگر اضافه بار بازتوزیع شده از ظرفیت تحمل اعضای صدمه دیده مجاور تجاوز کند، ممکن است شکست محلی دیگری را بوجود آورد. چنین شکست‌های پیاپی ممکن است از المانی به المان دیگر پخش شود و سرانجام به انهدام کل سازه و یا بخش وسیعی از آن منجر شود. بعضی از محققین بین عبارت خرابی پیش‌رونده و خرابی نامتناسب تمایز قائل می‌شوند. خرابی پیش‌رونده، خرابی کل و یا قسمتی از یک سازه است که بوسیله صدمه و یا شکست قسمت به نسبت کوچکی از آن شروع و تسریع شده است و خرابی نامتناسب خرابی سازه‌ای است که نسبت به عامل اولیه نامتناسب می‌باشد [۴]. دو رویکرد کلی طراحی برای به حداقل رساندن پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ASCE7 تعریف شده است که عبارتند از رویکرد طراحی غیرمستقیم و مستقیم. در رویکرد طراحی غیرمستقیم تلاش بر این است تا از طریق فراهم کردن سطح حداقلی از مقاومت، پیوستگی و شکل‌پذیری از خرابی پیش‌رونده سازه جلوگیری شود. بهبود جزئیات اتصالات، ارتقاء نامعینی و شکل‌پذیر کردن سازه نمونه‌هایی از این تلاش‌ها می‌باشد. چنین رویکردی در آیین نامه‌های طراحی به صورت ضمنی در ضوابط گنجانده شده‌اند ACI 318 [۵]. رویکرد طراحی مستقیم صریحاً مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده در حین فرآیند طراحی را در نظر می‌گیرد. روش مقاومت محلی ویژه و روش مسیر بار جایگزین دو روش طراحی مستقیم خرابی پیش‌رونده می‌باشند [۶]. روش مقاومت محلی ویژه ملزم می‌کند که المان‌های سازه‌ای بحرانی باید قادر باشند که بارهای غیرعادی را تحمل کنند. در این روش، مقاومت و شکل‌پذیری المان بحرانی در حین فرآیند طراحی تعیین می‌شود. روش طراحی مسیر بار جایگزین اجازه شکست‌های محلی در اعضای سازه‌ای را می‌دهد اما بوسیله تأمین مسیر بار جایگزین، به دنبال جلوگیری از شکست‌های بزرگ و وسیع سازه‌ای می‌باشد [۷]. در این روش ساختمان تحت اثر حذف یک یا چند المان سازه‌ای تحلیل شده و با ارزیابی ظرفیت باقی اعضای سازه‌ای برای جلوگیری از شکست‌های پی در پی، پتانسیل خرابی پیش‌رونده سازه بررسی می‌شود. امتیاز اصلی این روش این است که از عامل اولیه شکست اعضاء مستقل است و بنابراین تحلیل می‌تواند برای هر نوع عاملی که باعث از بین رفتن المان شود صادق باشد. برای



Type 1 curve



Type 2 curve



Type 3 curve

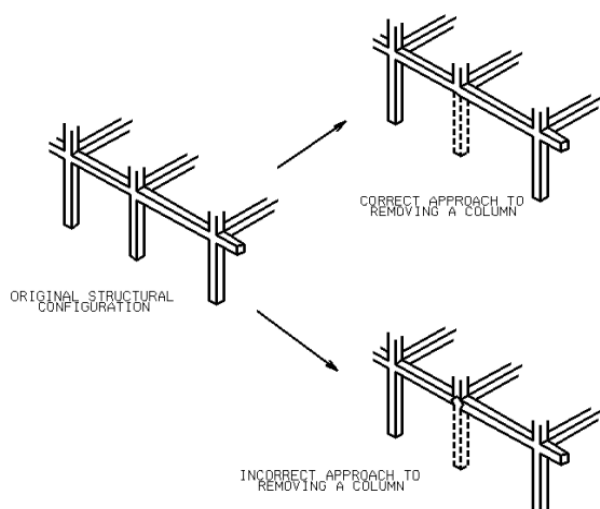
شکل ۱. تعریف رفتار تغییرشکل کنترل و نیروکنترل مطابق دسته بندی ASCE41

وقتی رفتار یک عضو اصلی به عنوان تغییرشکل کنترل فرض می‌شود که رفتار آن از نوع ۱ یا ۲ بوده و در منحنی رفتاری آن $e \geq 2g$ باشد.

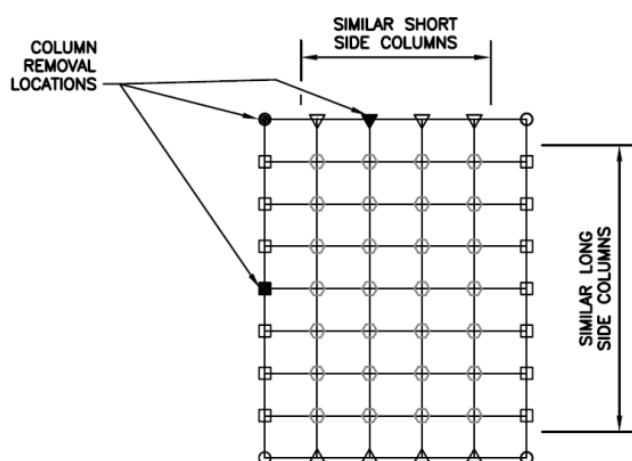
بررسی رفتار سازه در برابر حذف اعضای باربر، چهار روش تحلیل رایج است: استاتیکی و دینامیکی خطی و استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در دستورالعمل‌های طراحی، به‌ویژه در UFC 4-023-03، استفاده از هر چهار روش مجاز دانسته شده است؛ با این تفاوت که برای روش‌های ساده‌تر مانند تحلیل خطی، محدودیت‌هایی در دامنه کاربرد لحاظ شده است. رویکردهای تحلیلی مختلفی برای بررسی خرابی پیشرونده در سازه‌ها استفاده می‌شود که از جمله آن‌ها می‌توان تحلیل‌های المان محدود با جزئیات زیاد [۸] و [۹] و یا تحلیل‌های المان محدود با نرم افزارهای تیر ستونی [۱۰] و [۱۱] را نام برد. بررسی پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که تحلیل خطی به دلیل سادگی، سرعت و نیاز کمتر به داده‌های غیرخطی، همچنان یکی از روش‌های متداول در ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در ساختمان‌های متعارف است [۱۲، ۱۳]. با توجه به اهمیت موضوع و حوادث اخیر، پژوهش حاضر با هدف بررسی رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح معمول در ایران، تحت سناریوهای مختلف حذف ستون به روش تحلیل خطی و بر اساس دستورالعمل‌های بین‌المللی و آیین‌نامه‌های ملی انجام شده است.

۲. روش مسیر بار جایگزین در تحلیل خرابی پیشرونده

روش تحلیل و طراحی در برابر خرابی پیشرونده در دستورالعمل UFC 4-023-03 بر مبنای فلسفه روش ضرایب مقاومت (LRFD) مطابق با آیین‌نامه ASCE7 و البته با ضرایب اصلاح شده برای بارهای ناشی از حوادث غیرمترقبه است. روش طراحی عملکردی در این دستورالعمل هم‌اساس کار طراحی اعضا می‌باشد. در این روش کلیه اعضایی که برای تحمل و بازتوزیع نیروهای ناشی از حذف عضو سازه‌ای ظرفیت تامین می‌کنند به عنوان اعضای اصلی و سایر اعضا به عنوان اعضای غیراصلی دسته بندی می‌شوند. رفتار اجزای سازه‌ای هم بر اساس تلاش‌های داخلی آن‌ها و رفتار نیرو تغییر شکل، به دو دسته تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل تقسیم‌بندی خواهند شد. دسته بندی اعضا به اعضای نیروکنترل و تغییرشکل کنترل بستگی به منحنی رفتاری آن‌ها و همچنین نوع عضو از لحاظ اصلی و غیر اصلی بودن دارد. در شکل ۱ رفتار اعضا بر اساس دسته بندی ASCE41 [۱۴] آورده شده است.



شکل ۲. نحوه حذف ستون در روش مسیر بار جایگزین



شکل ۳. سناریوی حذف ستون قاب خارجی مطابق UFC 4-023-03

۳. روش تحلیل استاتیکی خطی خرابی پیشرونده

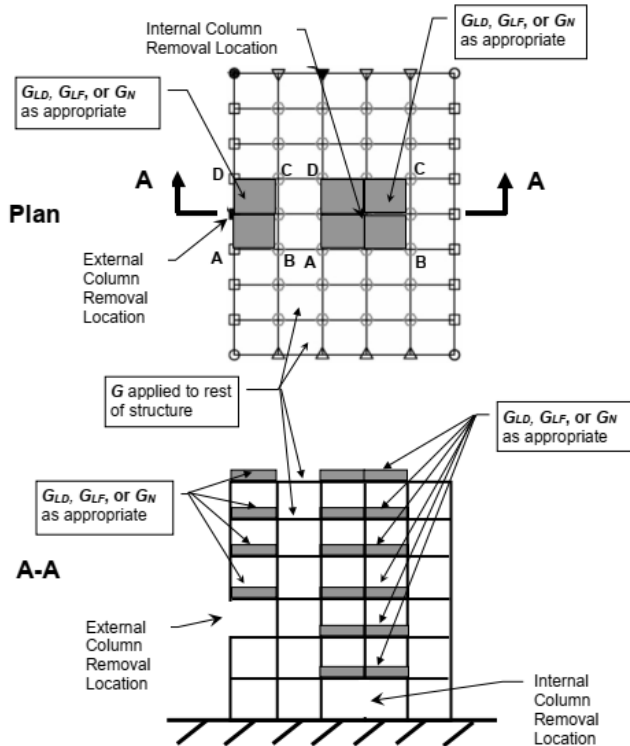
روش تحلیل استاتیکی خطی، ساده ترین و کم هزینه ترین روش تحلیل می باشد و ارزیابی نتایج آن نیز آسان است. به همین دلیل در تحقیق اخیر از روش استاتیکی خطی برای بررسی پتانسیل خرابی پیشرونده استفاده شده است. در این روش تحلیل تحت این فرضیات که سازه تنها متحمل تغییر شکل های کوچک می شود و مصالح در مدل الاستیک خطی پاسخ می دهند انجام می شود. برای

در غیر این صورت رفتار عضو به عنوان نیرو کنترل دسته بندی می شود. رفتار یک عضو غیر اصلی وقتی به عنوان تغییر شکل کنترل فرض می شود که از نوع یک با هر نسبتی از e بر g بوده و یا از نوع رفتار ۲ با $e \geq 2g$ باشد. اعضای غیر اصلی در سایر موارد به عنوان نیرو کنترل دسته بندی می شوند.

برای ارزیابی رفتار اعضا با رفتار تغییر شکل کنترل از مقاومت مورد انتظار عضو QCE و برای ارزیابی رفتار اعضا با رفتار نیرو کنترل از مقاومت کرانه پایین QCL استفاده می شود. نحوه محاسبه مقاومت های مورد انتظار و کرانه پایین بر اساس مقاومت های مصالح فولاد و بتن، به ترتیب برابر متوسط و یا متوسط منهای انحراف معیار، خواهد بود. ظرفیت نیرو و تغییر شکل اعضا مطابق با آیین نامه های طراحی عملکردی از جمله ASCE41 یا در ایران مطابق نشریه ۳۶۰ محاسبه خواهد شد. البته بر خلاف نشریات مذکور که ضرایب کاهش مقاومت ۱ هستند، مقاومت های مورد انتظار و کرانه پایین مطابق استانداردهای طراحی، در ضرایب کاهش مقاومت متناسب ضرب خواهند شد. برای روش تحلیل خطی که در این مقاله مورد نظر است، ظرفیت های اجزا برای تلاش های تغییر شکل کنترل باید از ضرب مقاومت های مورد انتظار در ضرایب m مربوطه و ضریب کاهش مقاومت Φ بدست آورده شوند. ظرفیت اجزا برای تلاش های نیرو کنترل از ضرب مقاومت کرانه پایین در ضرایب کاهش مربوطه تعیین می شوند. حذف عضو باربر در روش مسیر بار جایگزین شامل حذف ستون یا دیوار باربر در طبقاتی از ساختمان است. مطابق دستورالعمل UFC ستون طبقات اول، ستون نگهدارنده طبقه بام، ستون در طبقه ای در وسط ارتفاع ساختمان و ستون در طبقه ای که وصله میلگردها انجام شده و یا ابعاد ستون تغییر یافته، در تحلیل مسیر بار جایگزین مورد نظر قرار خواهد گرفت. نحوه درست حذف ستون که در آن پیوستگی تیر بالای آن حفظ می شود در شکل شماره ۲ نشان داده شده است.

سناریوهای مختلفی در دستورالعمل UFC 4-023-03 برای حذف ستون مشخص شده است. مطابق شکل شماره ۳ حذف ستون های وسط قاب های خارجی و حذف ستون کنج، سناریوهای حذف در قاب های خارجی ساختمان می باشند. همچنین برای قاب های داخلی چند محل بحرانی برای حذف ستون مشخص شده است.

دینامیکی Ω_{LD} و Ω_{LF} از جدول شماره ۱ مطابق UFC 4-023-03 بدست می‌آیند:



شکل ۴. افزایش بار در نواحی حذف ستون در سناریوهای مختلف [۶]

جدول ۱. ضرایب افزایش بار دینامیکی

Material	Structure Type	Ω_{LD} , Deformation controlled	Ω_{LF} , Force controlled
Steel	Framed	$0.9m_{LIF}+1.1$	2.0
Reinforced Concrete	Framed	$1.2m_{LIF}+0.8$	2.0
	Load-Bearing Wall	2.0	2.0

ضریب m_{LIF} در جدول فوق کمترین ضریب m برای اعضا شامل تیر، ستون و یا دیوار در بالای ناحیه متأثر از حذف ستون یا دیوار می‌باشد. ضرایب m ، فاکتور اصلاح نیاز اعضا برای تلاش‌های تغییرشکل کنترل در تحلیل‌های خطی می‌باشند. با اعمال بارهای مشخص شده، تلاش‌های تغییرشکل کنترل QUD و تلاش‌های نیرو

در نظر گرفتن اثرات دینامیکی و غیرخطی مصالح به ترتیب از ضرایب افزایش بار دینامیکی و ضرایب اصلاح مشخصات مصالح استفاده می‌شود.

روش اصلی تحلیل در دستورالعمل GSA برای ساختمان‌های ساده و کوتاه تا متوسط ارتفاع (کوتاه‌تر از ۱۰ طبقه) تحلیل الاستیک خطی می‌باشد. در دستورالعمل UFC نیز این روش تحلیل برای ساختمان‌های منظم بدون محدودیت و ساختمان‌های نامنظم با DCR کمتر از ۲ برای کلیه المان‌ها قابل انجام است. در دستورالعمل UFC تنها مدل‌سازی سه بعدی مجاز بوده و پایداری جانبی و اثرات P-Δ از طریق اعمال بار جانبی در نظر گرفته می‌شود. در تحلیل استاتیکی خطی دو حالت بار مختلف برای کنترل اعضای تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل اعمال می‌شود. برای بررسی تلاش‌های تغییرشکل کنترل دو ترکیب بار استفاده می‌شود. یک ترکیب بار برای بررسی اعضای که دقیقاً بالای ستون حذف شده هستند که شامل در نظر گرفتن ضریب افزایش بار دینامیکی Ω_{LD} است و یک ترکیب بار هم برای سایر بخش‌های سازه در نظر گرفته می‌شود که در آن ضریب افزایش بار دینامیک وجود ندارد. برای محاسبه تلاش‌های نیرو کنترل هم مشابه همین ترکیبات بار با ضریب افزایش بار دینامیکی Ω_{LF} در نظر گرفته می‌شود. در شکل شماره ۴ نحوه افزایش بارها در سناریوهای مختلف حذف ستون نشان داده شده است.

ترکیبات بار برای محاسبه تلاش‌های تغییرشکل کنترل (GLD) و نیرو کنترل (GLF) در نواحی متأثر از حذف ستون در فرمول‌های زیر به ترتیب ارائه شده است. در سایر نواحی برای همه حالات از ترکیب بار G فرمول شماره ۳ استفاده می‌شود.

$$GLD = \Omega_{LD} [1.2 D + (0.5 L \text{ or } 0.2 S)] \quad (۱)$$

$$GLF = \Omega_{LF} [1.2 D + (0.5 L \text{ or } 0.2 S)] \quad (۲)$$

$$G = 1.2 D + (0.5 L \text{ or } 0.2 S) \quad (۳)$$

در فرمول‌های فوق G_{LD} و G_{LF} به ترتیب بار ثقلی افزایش یافته برای محاسبه تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل و D و L و S به ترتیب بارهای مرده و زنده و برف می‌باشند. ضرایب افزایش بار

میانی در طبقات اول، ششم و آخر انتخاب شده‌اند. دلیل تغییر سناریو و عدم انتخاب ستون وسط قاب های کناری، مطابق توضیحات دستورالعمل UFC، دهانه بیشتر در این محل و بار ثقلی بیشتر ستون انتخاب شده بوده است. تعداد کل مدل ها شامل ۹ مدل با حذف ستون به شرح زیر است:

۱) ستون کنج (A1) در طبقه اول (CS1)

۲) ستون کنج (A1) در طبقه ششم (CS6)

۳) ستون کنج (A1) در طبقه آخر (CS10)

۴) ستون میانی قاب کناری (A2) در طبقه اول (ES1)

۵) ستون میانی قاب کناری (A2) در طبقه ششم (ES6)

۶) ستون میانی قاب کناری (A2) در طبقه آخر (ES10)

۷) ستون وسطی قاب داخلی (B2) در طبقه اول (IS1)

۸) ستون وسطی قاب داخلی (B2) در طبقه ششم (IS6)

۹) ستون وسطی قاب داخلی (B2) در طبقه آخر (IS10)

برای نام گذاری مدل ها حرف اول معرف محل ستون حذف شده (گوشه C، قاب کناری E، ستون میانی I) و حرف و عدد بعد از آن معرف طبقه حذف ستون می باشد. به عنوان مثال CS6 مدل با حذف ستون گوشه در طبقه ششم می باشد. شکل شماره ۵ پلان ساختمان در دست بررسی و سناریوهای مختلف حذف ستون و شکل شماره ۶ نمای قاب محور A و طبقات مورد نظر برای حذف ستون در تحلیل خرابی پیشرونده مورد نظر را مشخص می کنند. مشخصات مقاطع برای قاب A ساختمان ۱۰ طبقه طراحی شده در جدول شماره ۲ نشان داده شده است. میلگرد بالای تیر در محل لنگر منفی و میلگرد پایین تیر در محل لنگر مثبت حداکثر نشان داده شده است.

کنترل Q_{UF} محاسبه شده و معیارهای پذیرش مطابق روابط زیر کنترل می شود:

$$\Phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (4)$$

$$\Phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (5)$$

ضریب m در رابطه ۴ از جداول مشخص شده در UFC 4-023-03 بدست می آید که اصلاح شده جداول ASCE 41 برای تحلیل خرابی پیشرونده می باشند. ضریب m معیاری از شکل پذیری مورد انتظار از عضو می باشد و تابعی از جزئیات میلگردهای طولی و عرضی عضو، شرایط محصور شدگی بتن، سطح نیروی برشی در عضو و نوع تلاش حاکم بر رفتار عضو است.

۴. مشخصات مدل های مورد مطالعه

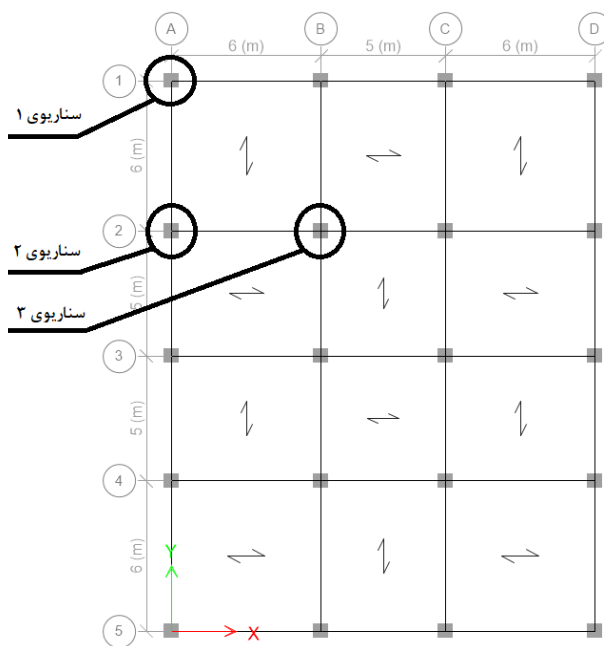
مدل های مورد مطالعه در این پژوهش، مدل هایی از یک ساختمان ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی بتن مسلح و شکل پذیری متوسط می باشند. ساختمان مورد مطالعه بر اساس مببحث ششم مقررات ملی ساختمان بارگذاری و بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ و مببحث نهم مقررات ملی ایران با فرض شتاب لرزه ای $A=0.35$ و تیپ خاک ۲ تحلیل و طراحی شده است. ارتفاع تمام طبقات ۳/۲۴ متر و عرض دهانه های میانی قاب ها ۵ متر و دهانه کناری ۶ متر می باشند. سیستم سقف مطابق بیشتر ساختمان های معمول در ایران تیرچه بلوک انتخاب شده است. اگرچه که استفاده از سیستم های سقف دال بتن مسلح در حال افزایش می باشد، اما در این مطالعه سیستم با گستردگی استفاده بیشتر در نظر گرفته شده است. تمام طبقات دارای بار مرده ۵/۵ و بار زنده ۲ کیلونیوتن بر مترمربع هستند. مقاومت مشخصه بتن ۲۵ مگاپاسکال، مدول الاستیسته بتن برابر ۲۳۵۰۰ مگاپاسکال، مطابق ساختمان های معمول انتخاب شده است. کرنش متناظر با حداکثر مقاومت بتن برابر ۰/۲ درصد، کرنش نهایی بتن برابر ۰/۳ درصد، مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۴۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسته فولاد برابر ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. سناریوهای مختلف حذف ستون شامل ستون کنج، ستون دوم از سمت بیرون و یک ستون

جدول ۲. مشخصات مقاطع قاب طراحی شده

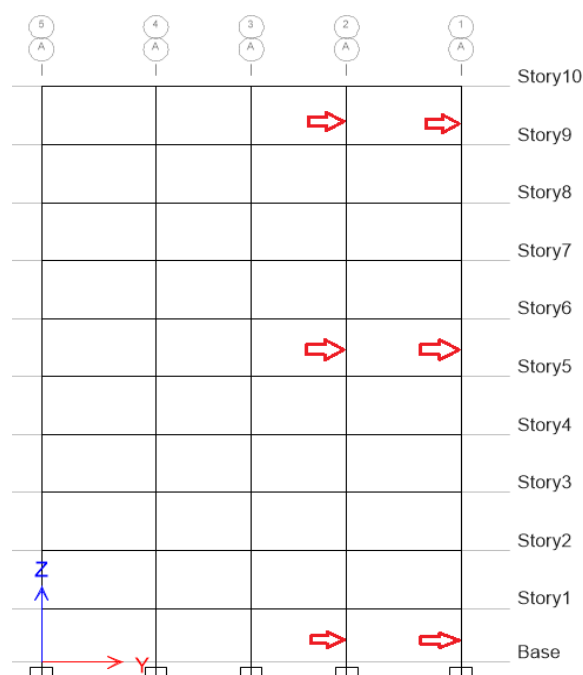
طبقه	اندازه ستون (سانتی‌متر)	میلگرد طولی ستون	اندازه تیر (سانتی‌متر)	میلگرد پایین تیر	میلگرد بالای تیر
۱	۶۰×۶۰	۱۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶۰×۵۰	۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶ میلگرد با قطر ۲۵
۱	۶۰×۶۰	۱۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶۰×۵۰	۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶ میلگرد با قطر ۲۵
۳	۵۵×۵۵	۱۶ میلگرد با قطر ۲۲	۵۵×۵۰	۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶ میلگرد با قطر ۲۵
۴	۵۵×۵۵	۱۶ میلگرد با قطر ۲۲	۵۵×۵۰	۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶ میلگرد با قطر ۲۵
۵	۵۰×۵۰	۱۶ میلگرد با قطر ۱۸	۵۰×۵۰	۶ میلگرد با قطر ۲۲	۶ میلگرد با قطر ۲۵
۶	۵۰×۵۰	۱۶ میلگرد با قطر ۱۸	۵۰×۵۰	۵ میلگرد با قطر ۲۲	۵ میلگرد با قطر ۲۵
۷	۵۰×۵۰	۱۶ میلگرد با قطر ۱۸	۵۰×۵۰	۴ میلگرد با قطر ۲۲	۵ میلگرد با قطر ۲۵
۸	۴۵×۴۵	۱۲ میلگرد با قطر ۱۸	۴۵×۴۰	۳ میلگرد با قطر ۲۲	۴ میلگرد با قطر ۲۵
۹	۴۵×۴۵	۱۲ میلگرد با قطر ۱۸	۴۵×۴۰	۳ میلگرد با قطر ۱۸	۴ میلگرد با قطر ۲۲
۱۰	۴۵×۴۵	۱۲ میلگرد با قطر ۱۸	۴۵×۴۰	۳ میلگرد با قطر ۱۸	۴ میلگرد با قطر ۲۲

۵. تحلیل و بررسی پاسخ‌ها

برای بررسی عملکرد سازه مورد نظر در برابر سناریوهای حذف ستون، از دو شاخص آسیب، تغییر مکان عمودی محل حذف ستون و نسبت نیرو به ظرفیت D/C استفاده می‌کنیم. مقادیر جابجایی محل حذف ستون تحت ترکیب بار کنترل تغییر شکل GLD برای همه مدل‌ها در شکل شماره ۷ مشاهده می‌شود. نتایج مدل‌های سناریوی اول با حرف C و سناریوی دوم با حرف E و سناریوی سوم با حرف I ارائه شده است. همانطور که مشخص است تغییر مکان در سناریوهای حذف ستون گوشه در طبقات اول و ششم حدود ۳۵ و ۵۰ درصد از تغییر مکان متناظر در سناریوهای حذف ستون کناری و میانی بیشتر است. این تفاوت در حذف ستون طبقه دهم به حدود ۹۰ و ۱۱۰ درصد می‌رسد.

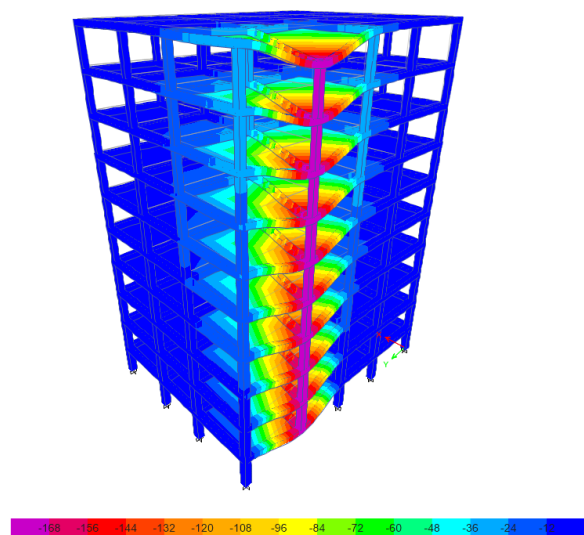


شکل ۵. پلان ساختمان و سناریوهای حذف ستون



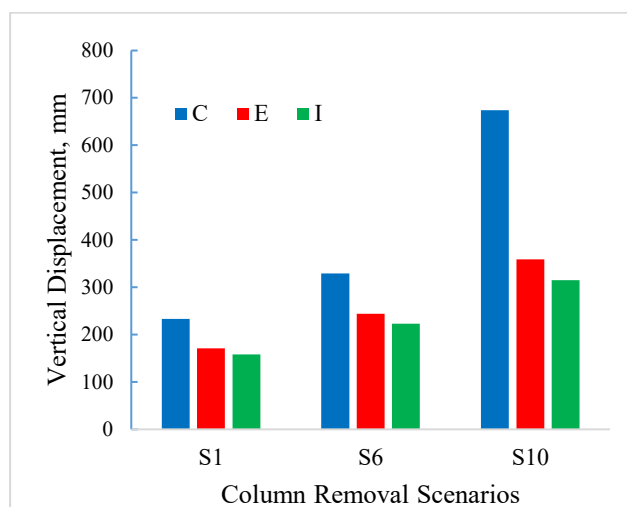
شکل ۶. نمای قاب محور A و سناریوهای حذف ستون طبقات

مکانیزم بازتوزیع نیروها در سناریوی حذف ستون می تواند توجیه کننده این اختلاف زیاد باشد. با حذف ستون، نیروها در قاب های کناری و میانی بیشتر از طریق عمل ویرندیل و عمل قوسی فشاری تیرها بازتوزیع می شود. هرچه سختی قاب های باقیمانده بیشتر باشد، تغییر مکان محل حذف ستون هم کمتر خواهد بود. در سناریوی حذف ستون گوشه، بازتوزیع نیروها از طریق عملکرد خمشی تیرهای کنج به صورت کنسول و تا حدی عملکرد کششی آنها انجام می شود. به دلیل سختی کمتر تیرهای کنسول شده، میزان تغییر مکان و در نتیجه آسیب پذیری سازه در این سناریو بیشتر خواهد بود. در شکل ۹ تغییر مکان سازه در سناریوی حذف ستون میانی قاب کناری در طبقه اول نشان داده شده است.



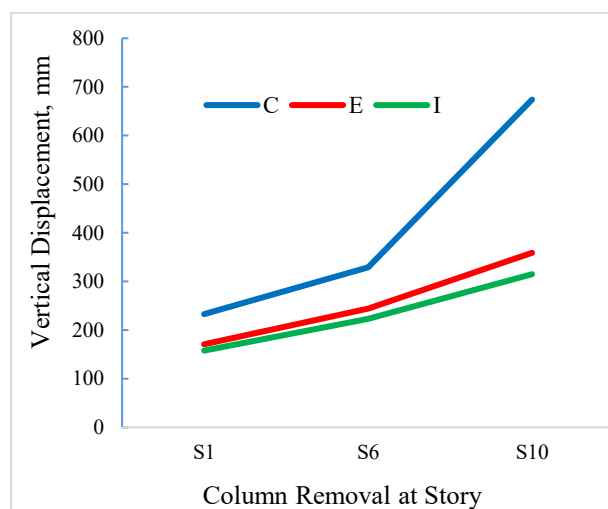
شکل ۹. تغییر شکل تحت سناریوی حذف ستون کناری ES1

برای بررسی پتانسیل آسیب پذیری سازه، در گام بعدی نسبت نیرو به ظرفیت D/C در تیرها و ستون ها در ناحیه حذف ستون بررسی می شود. در شکل شماره ۱۰ این نسبت برای تیرها و ستون ها در مدل ES1 نشان داده شده است. همچنان که در بخش ۳ ذکر شد تلاش های تغییر شکل کنترل QUD و تلاش های نیرو کنترل QUF از ترکیبات بار فرمول های ۱ و ۲ محاسبه شده و برای کنترل معیارهای پذیرش، از روابط ۳ و ۴ با اعمال ضریب اصلاح m برای تلاش های تغییر شکل کنترل استفاده خواهد شد. برای مقایسه

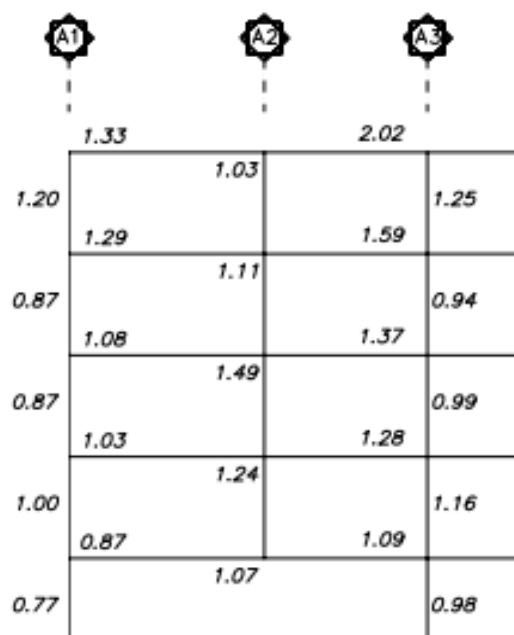


شکل ۷. مقادیر جابجایی تحت ترکیب بار GLD در محل ستون حذف شده

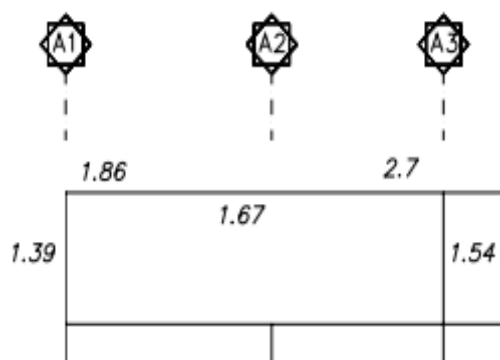
همانطور که در شکل ۸ مشاهده می شود، اختلاف تقریباً یکسان در تغییر مکان مدل های C به نسبت مدل های E و I در حذف ستون طبقات اول و دوم به یکباره در حذف ستون طبقه دهم بسیار فاحش تر می شود. به عبارتی به نظر آسیب پذیر سازه در حذف ستون طبقه دهم در گوشه بسیار بیشتر خواهد بود.



شکل ۸. مقایسه مقادیر جابجایی محل حذف ستون در سناریوهای مختلف



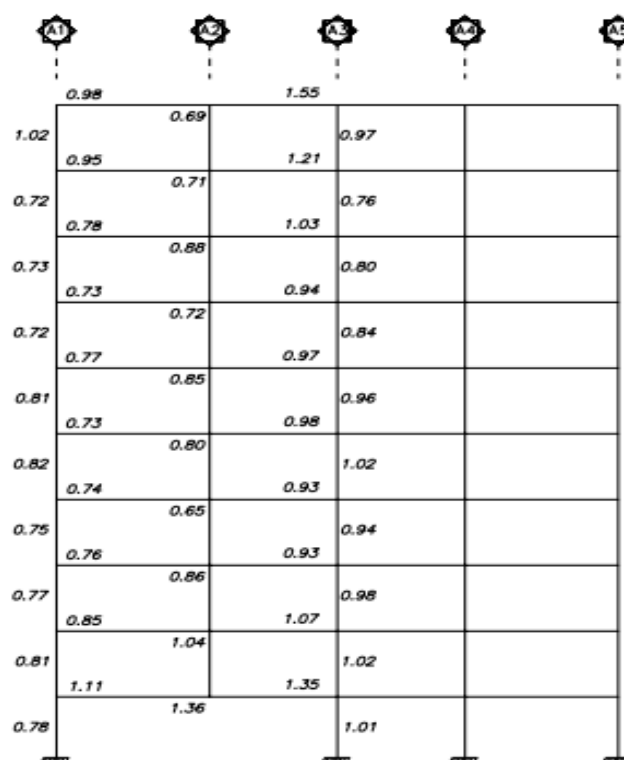
شکل ۱۱. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت تیر و ستون در مدل ES6



شکل ۱۲. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت تیر و ستون در مدل ES10

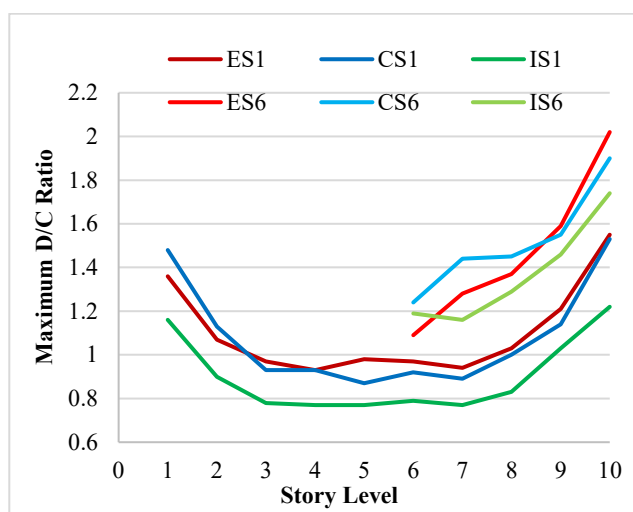
در شکل ۱۱، به بررسی مقادیر نیرو به ظرفیت در مدل ES6 پرداخته شده است. همانطور که مشخص است میزان آسیب‌پذیری در حذف ستون طبقه ششم به نسبت حذف ستون طبقه اول، در طبقات بالاتر بسیار بیشتر است. در این سناریو به طور متوسط حدود ۳۰ درصد آسیب‌پذیری بیشتری نسبت به حذف ستون در طبقه اول وجود خواهد داشت (نسبت نیاز به ظرفیت در شکل

میزان آسیب‌پذیری سازه در سناریوهای مختلف، نسبت نیرو به ظرفیت در سناریوهای ES10 و ES6 در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است. همانطور که در شکل‌ها مشهود است، با حذف ستون طبقه اول میزان آسیب‌پذیری در طبقه اول با نسبت نیرو به ظرفیت ۱.۳۵ به نسبت زیاد است و در طبقات میانی این نسبت کمتر می‌شود. در طبقات بالاتر دوباره نسبت نیرو به ظرفیت به طور تدریجی زیاد شده و در دو طبقه بالایی این نسبت بیشتر از ۱ می‌شود. بازتوزیع نیرو در قاب عمود بر قاب A در محل حذف ستون (قاب ۲) به نحوی است که تیرها و ستون‌ها نسبت نیرو به ظرفیت کمتر از ۱ دارند و جوابگوی نیروهای وارد شده هستند. دلیل این موضوع سختی بیشتر قاب A در راستای تغییر شکل ایجاد شده به واسطه سختی خمشی و محوری تیرها و ایجاد سختی‌های تکیه گاهی در گره‌های انتهایی تیرهای متصل است. در راستای عرضی تیرهای متصل به مانند تیر کنسول با طول زیاد رفتار می‌کنند که سختی خمشی کمتری دارند.

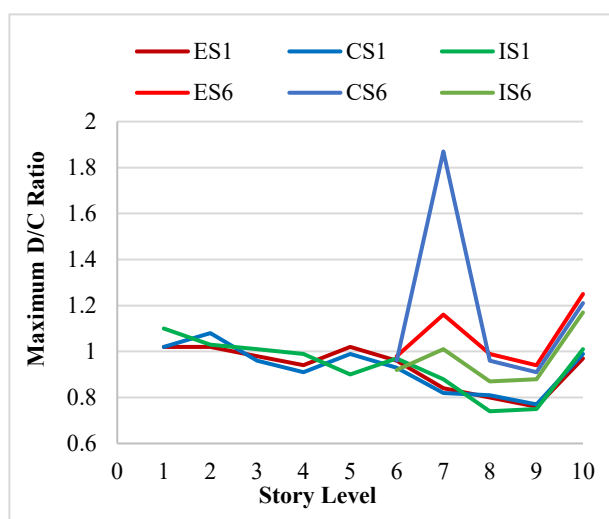


شکل ۱۰. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت تیر و ستون در مدل ES1

در شکل شماره ۱۵ نسبت نیرو به ظرفیت برای ستون ها در سناریوهای مختلف و در طبقات مقایسه شده است. روند مشابهی در مورد ستون ها نیز وجود دارد با این تفاوت که ستون ها در بیشتر موارد جوابگوی نیروهای بازتوزیع شده هستند. تنها استثنا در مورد حذف ستون در طبقه ششم می باشد که موجب نسبت نیرو به ظرفیت خیلی زیاد در ستون طبقه بالاتر می شود و نیاز به بررسی بیشتری دارد.

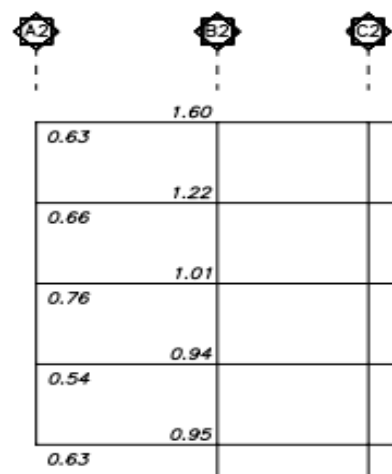


شکل ۱۴. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت تیرها در سناریوهای مختلف



شکل ۱۵. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت ستون ها در سناریوهای مختلف

شماره ۱۱ در مقایسه با شکل شماره ۱۰). بازتوزیع نیرو در راستای عرضی هم منجر به آسیب پذیری بیشتر آن ها تا نسبت نیرو به ظرفیت ۱.۶ شده است. تفاوت در تغییر مکان مدل ها در شکل شماره ۷ نیز این آسیب پذیری بیشتر را نشان می داد. در شکل شماره ۱۳ نسبت نیرو به ظرفیت قاب عرضی در مدل ES6 نشان داده شده است.



شکل ۱۳. مقدار نسبت نیاز به ظرفیت تیرهای عرضی در مدل ES6

شکل شماره ۱۴ نسبت نیرو به ظرفیت حداکثر را برای تیرهای ساختمان، تحت کلیه سناریوهای حذف ستون در طبقات اول و ششم نشان می دهد. محور افقی طبقه ساختمان و محور عمودی حداکثر نسبت نیرو به ظرفیت می باشد. مطابق این شکل مشخص است که حذف ستون در طبقات بالایی آسیب پذیری بیشتری نسبت به حذف ستون در طبقات پایینی ایجاد می کند. این روند برای هر سه سناریو حذف ستون در قاب گوشه، کناری و میانی برقرار است. با وجود اینکه نیروی ستون ها در طبقات پایینی بسیار بیشتر است، اما آسیب پذیری در سناریوهای حذف ستون طبقات بالاتر بیشتر است. این موضوع در مورد حذف ستون قاب های میانی هم صادق است. به عبارتی با وجود میزان نیروی بیشتر در ستون های قاب های داخلی، آسیب پذیری حذف ستون در قاب های کناری و گوشه بالاتر است. دلیل این موضوع مسیرهای بیشتر برای بازتوزیع نیروهای ناشی از حذف ستون و نامعینی بیشتر سیستم باقیمانده می باشد.

References

- [1] Starossek, U., & Haberland, M. (2011). "Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures." *Structural Engineering International*, 21(4), 404–411.
- [2] ASCE/SEI7. "Minimum design loads for buildings and other structures." American Society of Civil Engineers; 2010.
- [3] BSI. (1968). "Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Canning Town. London.
- [4] Ellingwood, B. R., & Dusenberry, D. O. (2005). "Building Design for Abnormal Loads and Progressive Collapse." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 20(3), 194–205.
- [5] ACI 318-19. (2019). "Building Code Requirements for Structural Concrete." American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [6] DOD. "Design of building to resist progressive collapse." Unified Facilities Criteria, UFC4-023-03. Washington (DC): US Department of Defense; 2016.
- [7] GSA (US General Services Administration) (2003) "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects." The US General Services Administration, Washington, DC.
- [8] Long, X. et al., (2024). "Numerical predictions of progressive collapse in reinforced concrete beam-column sub-assemblages: A focus on 3D multiscale modeling" *Engineering Structures*, 315, 118485
- [9] Alshaikh, I. et al., (2021). "Finite element analysis and experimental validation of progressive collapse of reinforced rubberized concrete frame" *Structures*, 33, 2361-2373
- [10] Siadati, S., Broujerdian, V., Mohammadi Dehcheshmeh, E., (2022). "Evaluation of Intermediate Reinforced Concrete Moment Frame Subjected to Truck Collision", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 10(3), 6480.
- [11] Ghahremannejad, M., Park, Y., (2016). "Impact on the number of floors of a reinforced concrete building subjected to sudden column removal" *Engineering Structures*, 111, 11-23
- [12] Kim, J., & Kim, T. (2009). "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel and

۶. بحث و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی پتانسیل خرابی پیشرونده در قاب‌های خمشی بتن مسلح به وسیله تحلیل خطی روش مسیر بار جایگزین پرداخته شد. روش خطی بسیار سریع و کم هزینه بوده و قابل انجام برای کلیه ساختمان‌های طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ و مباحث مقررات ملی می‌باشد. با بررسی‌های انجام شده در این تحقیق، نتایج زیر قابل استنباط است:

- ۱) ساختمان‌های طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم مقررات ملی، حتی با در نظر گرفتن ضوابط پیوستگی و یکپارچگی در جزئیات میلگردگذاری، در برابر خرابی پیشرونده ناشی از حذف ستون آسیب‌پذیر می‌باشند. این موضوع در مورد ستون در قاب‌های کناری و گوشه بیشتر حائز اهمیت است.
- ۲) بررسی میزان تغییر مکان محل حذف ستون و نسبت نیاز به ظرفیت تیر و ستون‌ها در سناریوهای مختلف نشان می‌دهد که حذف ستون گوشه پتانسیل گسترش تخریب بالاتری به همراه دارد. در رتبه بعدی حذف ستون در قاب خارجی می‌باشد.
- ۳) نتایج نشان می‌دهند که در سناریوی حذف ستون در طبقات فوقانی احتمال گسترش آسیب بیشتر خواهد بود. این موضوع لزوم توجه به تیپ‌بندی مناسب‌تر اعضا در طراحی ساختمان‌ها را بیشتر نشان می‌دهد.
- ۴) ستون‌ها در بیشتر حالات جوابگوی نیروهای بازتوزیع شده هستند ولی با گسترش تخریب و حذف اعضای بیشتر از سیستم باربر نیازمند بررسی با مدل‌های تحلیلی کامل‌تر است.
- ۵) با وجود محدودیت‌های تحلیل خطی، با توجه به اعتبار آیین‌نامه‌های موجود، لزوم بررسی ساختمان‌های طراحی شده جدید با ضوابط دستورالعمل‌های مقاومت در برابر خرابی پیشرونده ضروری به نظر می‌رسد.

- RC frames.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), 169–179.
- [13] Qian, K., & Li, B. (2012). “Experimental and analytical assessment on RC frames against progressive collapse.” *Engineering Structures*, 42, 154–165.
- [14] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17).” Reston, VA: ASCE.