

Study on the Effect of the Reinforcement Percentage (ρ) and the Dimensions of the Building Span on the Behavior of Concrete Structures with Open Shear Walls Against Progressive Failure under FEM Finite Element Analysis

Seyyed Ali Mousavi Davoudi

Graduated Student Of Structural Engineering, Tabari University

(Ali_mousavii@yahoo.com)

Abstract

One of the challenges that threaten buildings today is the discussion of the progressive devastation caused by earthquakes and fires. In most seismic and explosive events, most of the casualties have been caused by the demolition of buildings compared to any other direct impact; therefore, ensuring the sustainability and non-demolition of buildings is of primary importance. However, even if properly designed ductile buildings are exposed to certain undesirable features, they will suffer extensive damage. Therefore, it is necessary to apply the principles of earthquake and explosion resistant design in three different levels of structural forms, building plans and ductility for all building. This can cause problems for structures designed on the basis of current regulations during severe earthquakes and even lead to total demolition. In other words, any weaknesses in the design or implementation of the components may lead to the progressive failure of structures during the loading of an explosion or earthquake. Pop-up shear walls in concrete buildings are designed due to architectural limitations. These walls are less resistant than conventional shear walls, but they increase the structural ductility. Although the design of such walls is based on valid regulations and regulations, it is not considered progressive failure and in cases where the structure does not have the necessary resistance to progressive damage, reinforcement is required. The Progressive Damage Issue in Concrete Reinforced Shear Wall Structures, which form the basis of the present study, examines the effect of reinforcement percentage (ρ) on the progressive failure. Progressive failure has not been investigated so far, considering the importance of this issue in this study, we investigate the effect of parametric change of reinforcement percentage (ρ) on the behavior of concrete structures under progressive failure. At the end of the study, the results showed that the effect of increasing the percentage of reinforcement (ρ) on reinforced concrete structures under an explosive load and progressive failure would improve the performance of the structures.

Keywords: Concrete Shear Wall, Poplar, Progressive Failure, Finite Element Analysis.

مطالعه و بررسی تاثیر اثر درصد آرماتور (ρ) و ابعاد دهانه پلان ساختمان بر روی رفتار سازه‌های بتن مسلح با دیوار برشی بازشودار در برابر خرابی پیش‌رونده تحت تحلیل اجزای محدود FEM

دریافت مقاله: ۲۰-۰۷-۱۳۹۷

پذیرش مقاله: ۱۳-۰۸-۱۳۹۸

سیدعلی موسوی داودی

فارغ التحصیل کارشناس ارشد سازه- مرکز آموزش عالی طبری

Ali_mousavii@yahoo.com

چکیده

یکی از چالش‌هایی که امروزه ساختمان‌ها را تهدید می‌کند بحث خرابی پیش‌رونده در اثر زلزله، انفجار و آتش سوزی می‌باشد. در اکثر رویدادهای لرزه‌ای و انفجاری، بیشتر تلفات جانی و مالی به واسطه انهدام ساختمان‌ها در قیاس با هر اثر مستقیم دیگری صورت پذیرفته است؛ بنابراین اطمینان از پایداری و عدم انهدام ساختمان در درجه اول حائز اهمیت بوده که مستلزم افزایش قابل ملاحظه شکل‌پذیری ساختمان است. با این وجود، در صورت وجود مشخصه‌های نامطلوب خاص، حتی ساختمان‌های شکل‌پذیری که به درستی طراحی شده‌اند نیز دچار خسارات گسترده می‌شوند. از این رو، لازم است که اصول طراحی مقاوم در برابر زلزله و انفجار در سه سطح مختلف اشکال سازه‌ای، پلان ساختمانی و شکل‌پذیری برای کلیه ساختمان‌ها خصوصاً ساختمان‌های دولتی اعم از ادارات، مدارس و بیمارستان‌ها و ساختمان‌های عمومی اعم از مراکز فروش، بانک‌ها و ... در نظر گرفته شود. این پدیده می‌تواند برای سازه‌های طراحی شده براساس آیین‌نامه‌های جاری حین رخداد زلزله‌های شدید مشکلاتی را به وجود آورد و حتی منجر به ویرانی کل سازه گردد. به عبارت دیگر هرگونه ضعف در طراحی و یا اجرای اجزای سازه‌های ممکن است باعث به وجود آمدن پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها حین بارگذاری انفجار یا زلزله گردد. دیوارهای برشی دارای بازشو در ساختمان‌های بتنی به دلیل محدودیت‌های معماری طراحی می‌گردند. این دیوارها مقاومت کمتری نسبت به دیوار برشی معمولی دارند ولی باعث افزایش شکل‌پذیری سازه می‌گردند. هرچند طراحی اینگونه دیوارها بر اساس مقررات و آیین‌نامه‌های معتبر صورت می‌گیرد لیکن بررسی خرابی پیش‌رونده در آنها لحاظ نمی‌گردد و در مواردی که سازه در برابر خرابی پیش‌رونده مقاومت لازم را ندارد نیاز به مقاوم سازی الزامی می‌باشد. موضوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های بتنی دارای دیوار برشی بازشو دار، که اساس تحقیق حاضر را تشکیل داده به بررسی تاثیر درصد آرماتور (ρ) بر روی خرابی پیش‌رونده می‌پردازد، پیش از این پژوهش، محققان اثر پارامتری درصد آرماتور (ρ) را بر روی خرابی پیش‌رونده تا بحال مورد بررسی قرار نداده‌اند، با توجه به اهمیت موضوع در این پژوهش به بررسی اثر تاثیر پارامتریکی تغییر درصد آرماتور (ρ) بر روی رفتار سازه‌های بتنی تحت خرابی پیش‌رونده پرداخته شد. در انتهای این پژوهش نتایج نشان داد که اثر افزایش درصد آرماتور (ρ) در سازه‌های بتن‌آرمه تحت یک بار انفجاری و خرابی پیش‌رونده ایجاد شده باعث بهبود عملکرد رفتاری سازه خواهد شد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی بتنی، بازشو، خرابی پیش‌رونده، تحلیل اجزای محدود.

وقوع خرابی پیش رونده در سازه‌ها در هنگام زلزله و حتی در یک انفجار نزدیک به سازه به چالشی مهم تبدیل شده است. خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای منجر به شکست اعضای مجاور آن و فروریزش اضافی در ساختمان می‌گردد. به طور کلی ساختمان‌ها برای شرایط بارگذاری با احتساب انفجارهای گاز، انفجارهای بمب، برخورد‌های وسایل نقلیه، تصادم‌های هواپیما، طوفان، گردباد و از این قبیل بارها طراحی نمی‌شوند. از اینرو زمانی که ساختمان‌ها در معرض چنین بارهای غیر معمولی قرار می‌گیرند، ممکن است متحمل آسیب‌های بزرگی شوند. بلافاصله بعد از ویرانی مشهور ساختمان آپارتمانی رون پوینت شکل (۱) دستورالعمل‌های ساختمانی بریتانیا لازم دانست که ساختمان‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند خرابی موضعی را با یکپارچه کردن اعضای سازه‌ای، بهبود بازپخش انرژی و توزیع مجدد بارها با ایجاد مسیرهای جایگزین انتقال بار محدود نموده و در مقابله با بارهای غیر معمول مقاومت کنند. این احتیاجات به منظور ساخت سازه‌های مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده، مورد توجه قرار می‌گیرند که سازه‌هایی شکل‌پذیر و با توانایی بازپخش بارهای مختلف می‌باشند. [۱]



شکل ۱- ساختمان رون پوینت

پدیده خرابی پیش‌رونده را می‌توان با روش‌های تحلیلی متنوعی که از آنالیزهای بسیار ساده تا آنالیزهای بسیار پیچیده را شامل می‌شوند، مورد بررسی قرار داد که عموماً این تحلیل‌ها با به کارگیری نرم افزارهای اجزاء محدود رایجی مانند SAP2000 که قابلیت کاملی برای در نظر گرفتن خواص دینامیکی و غیرخطی دارد قابل انجام است. واضح است که پدیده خرابی پیش‌رونده، به دلیل وقوع آن در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییر شکل‌های غیر خطی به المان‌ها پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی و غیرخطی می‌باشد. قاسمی و همکاران (۱۳۹۴) در مطالعه‌ای عنوان نمودند که ستون‌های بتن‌آرمه در سازه‌های قاب‌بندی شده بتنی به عنوان کلیدی ترین اعضا جهت تحمل بارها محسوب می‌شوند، از طرفی ستون‌های پیرامونی آسیب‌پذیرترین اعضای می‌باشند که در معرض حملات تروریست‌ها قرار می‌گیرند. معمولاً شکست ستون‌ها یکی از مهمترین دلایل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های سازه‌ای می‌باشد. بنابراین بررسی مکانیزم خرابی و مد شکست ستون‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری انفجار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. قاسمی و همکاران در پژوهش خود به پاسخ دینامیکی و مکانیزم شکست ستون‌های

بتن آرمه تحت انفجار پرداختند [۲]. بدین منظور آنها به منظور ایجاد مدل‌های عددی پاسخ دینامیکی در برابر انفجار از نرم افزار ANSYS AUTODYN استفاده کردند و یک مطالعه بر روی سه نمونه ستون ۴۰×۴۰ با ارتفاع ۳ متر را انجام دادند و تاثیر نوع مقطع آرماتور طولی، با درصد ثابت ۲٫۲ درصد، در پیش بینی خسارت ایجاد شده در ستون و خرابی های بعد از آن تحت اثر انفجار را مورد بررسی قرار دادند. با توجه به نتایج بدست آمده از پژوهش خود، آنان عنوان نمودند که ستون با آرماتور هایی با قطر بیشتر رفتار بهتری نسبت به دیگر نمونه ها دارد و می توان استفاده از آنها را برای سازه‌ها توصیه نمود. هوائی و همکاران (۱۳۹۵) در مطالعه‌ای عنوان نمودند که در حوادث ناشی از انفجار، خسارات اولیه معمولاً ناشی از اثر ضربه مستقیم ناشی از انفجار و در نتیجه آسیب و انهدام جدی اجزای سازه‌ای می‌باشد. در این حالت، فروپاشی اجزای سازه‌ای و متعاقب آن خرابی پیش‌رونده، ممکن است باعث افزایش خسارات و در نهایت باعث فروپاشی کلی سازه شود. از طرفی بررسی ها نشان می‌دهد اکثر ساختمان‌ها، بدون در نظرگرفتن میزان آسیب پذیری آن‌ها در برابر چنین بارهایی، طراحی و ساخته می‌شوند. آنان در این مطالعه، پاسخ‌های کلی و جزئی در یک ساختمان با اسکلت بتن آرمه و میزان خرابی آن‌ها، در برابر بار انفجار، مورد ارزیابی واقع شده است. بدین منظور، با استفاده از روش المان محدود، ابتدا با استفاده از نرم افزار SAP2000 پایداری کلی ساختمان در برابر انفجار، مورد ارزیابی قرار گرفت و سپس با کمک نرم افزار LS DYNA، میزان و نحوه خرابی در اجزای کلیدی ساختمان بعد از وقوع انفجار مورد بررسی واقع شده است. این مطالعه در چهار حوزه‌ی تعیین بار انفجار، مدل سازی عددی به روش اجزا محدود، عملکرد مواد و مصالح تحت نرخ کرنش بالا و تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مورد بررسی قرار گرفته است. [۳] در این خصوص، برای افزایش ظرفیت باقی مانده یا مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه در برابر انفجار، دو نوع روش طراحی توصیه گردید. این روش‌ها، شامل اضافه کردن یک قفسه آرماتور اضافی به ستون و همچنین استفاده از ستون‌های کامپوزیتی دارای هسته فولادی مرکزی می‌باشد. نتایج نشان داد که استفاده از این نوع ستون‌ها، در مقایسه با زمانی که از ستون بتن آرمه متعارف استفاده می‌شود، می‌تواند تاثیر قابل توجهی در افزایش ظرفیت باربری اجزای سازه‌ای، در برابر بارهای ثقلی، بعد از وقوع انفجار، داشته باشند. شایانفر و همکاران (۱۳۹۳) در مطالعه ای خود عنوان نمودند خرابی پیش‌رونده معمولاً ناشی از آتش سوزی، انفجار گاز، حمله تروریستی، برخورد وسایل نقلیه، طراحی و ساخت و ساز اشتباه می‌باشد. لذا مطالعه و بررسی تاثیر این پدیده در سازه‌ها و مقاوم‌سازی ساختمان در برابر آن ضروری به نظر می‌رسد. بر این مبنای، در این تحقیق، به بررسی و ارزیابی برخی راهکارهای پیشنهاد شده در ادبیات فنی برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی مسلح در برابر انهدام پیش‌رونده پرداخته می‌شود. از جمله این راهکارها، می‌توان به استفاده از میلگرد تقویتی در بالا و پایین و همچنین تاثیر چیدمان مقطع تیر برای مشارکت در عملکرد زنجیری در عملکرد مقطع تیر در برابر خرابی پیش‌رونده اشاره کرد. در تحقیق حاضر، یک قاب ۲ طبقه با استفاده از نرم افزار opensees تکنیک‌های فوق مقاوم‌سازی شده و عملکرد نهایی ارزیابی شده است. آنها در این پژوهش به این نتیجه دست یافتند که افزایش میلگرد تقویتی در بالا و پایین و همچنین تاثیر چیدمان مقطع تیر باعث بهبود عملکرد سازه‌ها تحت بار خرابی پیش‌رونده شده است. [۴]

۲- انواع تحلیل‌ها جهت بررسی خرابی پیش‌رونده

در اکثر آئین‌نامه‌های دنیا برای بررسی پدیده فروپاشی پیش‌رونده سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پیشنهاد شده است. در ادامه هر یک از این روش‌ها به اختصار توضیح داده می‌شود: [۵]

۱-۲- تحلیل استاتیکی خطی^۱ (LSP)

این روش ساده ترین روش برای تحلیل به روش مسیر متناوب (APM) می باشد. در این روش دو نوع ترکیب بار معرفی می شود. یکی ترکیب بار کنترل نیرو که مربوط به فعالیت های کنترل نیرو می باشد (controlled Force) و دیگری ترکیب بار کنترل تغییر شکل (Deformation-controlled) که مربوط به فعالیت های کنترل تغییر شکل می باشد. برای فعالیت های کنترل نیرو برای کف های (سقف) که بلافاصله تحت تاثیر عضو برداشته شده قرار می گیرند و در مجاورت آن قرار دارند بارهای افزایش یافته ثقلی زیر بکار می روند. [۶]

$$G_{ud} = \Omega_{LS} [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (1)$$

که در اینجا Ω_{LS} یک ضریب افزایش بار است که تقریباً اثرات دینامیکی و غیرخطی بعد از برداشت را در بر دارد و مقدار آن برابر است با: [۶]

$$\Omega_{LS} = \begin{cases} 2 & \text{Force Controlled} \\ 0.9m_{\min} + 1.1 & \text{Deformation Controlled} \end{cases} \quad (2)$$

در اینجا فاکتور m در برگزیده ظرفیت غیر خطی اجزای ساختمان می باشد و m_{\min} کوچکترین مقدار فاکتورهای m همه اجزای اولیه ساختمان به جز ستون هایی است که به مقاومت در برابر فروپاشی کمک می کند و در داخل قسمتی از ساختمان می باشد که بلافاصله تحت تاثیر نیرو قرار می گیرد. برای سایر نواحی که از محدوده برداشت فاصله دارند نیز همان ترکیب بار فوق بدون اعمال ضریب افزایشی Ω_{LS} به کار می رود. در این ترکیب بار، D بار مرده، L بار زنده و S بار برف می باشد. علاوه بر ترکیب بار ثقلی یک بار جانبی متمرکز در تراز تمامی طبقات به صورت زیر بکار می رود. [۶]

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (3)$$

در اینجا P مجموع بار مرده و زنده موجود در کف هر طبقه می باشند. دو ترکیب بارگذاری فوق به صورت همزمان به سازه اعمال می شوند.

۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی^۲ (NSP)

این آنالیز به صورت گسترده ای برای تحلیل سازه ها در برابر بارهای جانبی کاربرد دارد و در آن به اعضای سازه ای اجازه داده می شود تا رفتار غیر خطی داشته باشند. در این روش بارهای اعمالی عمودی به صورت گام به گام افزایش می یابند تا زمانی که به بار یا تغییر مکان حداکثر برسد. این نوع تحلیل برای سازه هایی که الگوی رفتار دینامیکی آنها به راحتی قابل تشخیص است، مناسب می باشد. از امتیازات این روش در نظر گرفتن تأثیرات غیرخطی و مراحل تشکیل مفاصل خمیری می باشد. در این روش نیز دو ترکیب بار ثقلی و جانبی اشاره شده در حالت استاتیکی خطی به سازه اعمال می شود با این تفاوت ضریب افزایش باری که برای اعمال اثرات دینامیکی و غیر خطی در نظر گرفته می شود برای فعالیت های تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل یکی می باشد این ضریب به صورت زیر می باشد: [۷]

$$\Omega_N = 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0.83\right)} \quad (4)$$

1- Linear Static Procedure

2-Nonlinear Static Procedure

۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی (NDP)

استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده، دقیق‌ترین روش موجود بوده و در آن یک عضو باربر اصلی سازه به صورت دینامیکی حذف می‌گردد در این نوع تحلیل به دلیل در نظر گرفتن خصوصیات غیرخطی مولفه‌های سازه‌ای و مصالح، نسبت به سایر تحلیل‌ها از دقت بیشتری برخوردار است. با توجه به دقیق بودن این روش در این پژوهش نیز از این روش استفاده می‌شود. با توجه به اینکه روش دینامیکی غیرخطی به خوبی رفتارهای غیرخطی و دینامیک را در بر می‌گیرد بنابراین در این روش نیازی به اعمال ضریب افزایشی نیست و ترکیب بارهای زیر به طور همزمان به کار می‌رود: [۸]

$$G_L = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (۵)$$

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (۶)$$

۳- روش تحقیق

۳-۱ معرفی نمونه‌های مورد تحلیل

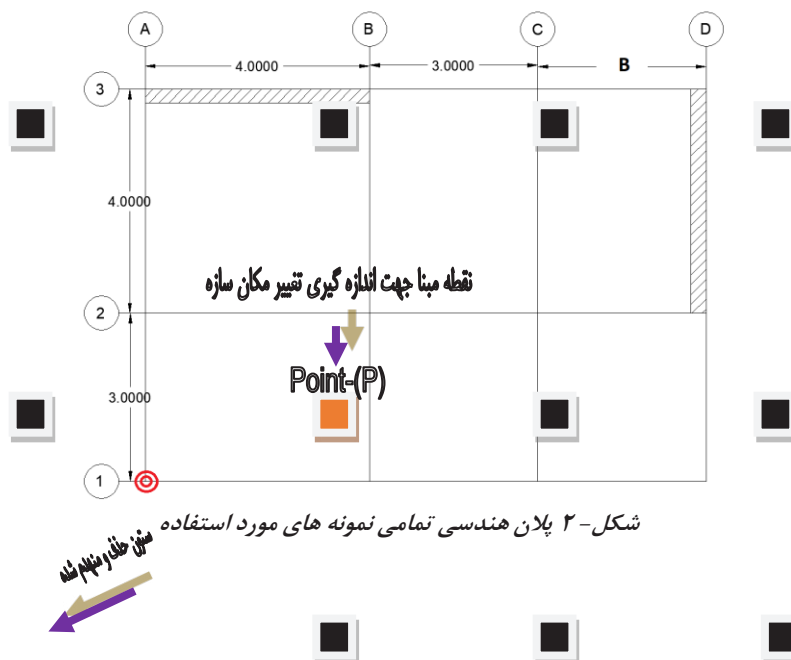
در این پژوهش به منظور مطالعه و بررسی تاثیر اثر درصد آرماتور (ρ) و ابعاد دهانه پلان ساختمان بر روی رفتار سازه‌های بتنی با دیوار برشی بازشودار در برابر خرابی پیش‌رونده تحت تحلیل اجزای محدود (Fem) از سه گروه مطالعاتی با نام‌های A, B, C استفاده گردید، هر یک از این گروه‌های مطالعاتی دارای چهار زیر مجموعه مطالعاتی می‌باشد که در مجموع دوازده نمونه مطالعاتی را در این پژوهش تشکیل داد، مشخصات نمونه‌های مطالعاتی عبارتند از:

- نوع سیستم ساختمانی: سیستم قاب خمشی بتنی متوسط

- تعداد طبقات: ۵، ۱۰، ۱۵ طبقه

نمونه‌های مطالعاتی ابتدا توسط برنامه سپ ۲۰۰۰ براساس آیین‌نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شدند، سپس به منظور بررسی تحلیل اجزاء محدود اثر ابعاد دهانه‌ها و همچنین اثر درصد آرماتور (ρ) بر روی خرابی پیش‌رونده در برنامه آباکوس مدلسازی شدند، پلانی که در این سازه‌ها برای هر سه گروه مطالعاتی مورد استفاده قرار گرفته است مشترک بوده که در شکل (۲) جزئیات ابعادی آن نشان داده شده است، در اشکال (۲) و (۳) مشخصات این گروه‌های مورد آزمایش و پارامترهای موثر این سه گروه مطالعاتی ارائه شده است، که در حالت کلی تشریح شده است. همچنین لازم به ذکر می‌باشد که این دیوارهای برشی در دو سمت دارای بازشوهای به ابعاد ۲×۲ متر هستند که در مرکز دیوارهای برشی ایجاد شده است. همچنین به منظور بررسی و مطالعه اثر افزایشی درصد آرماتور (ρ) بر روی رفتار سازه تحت با خرابی پیش‌رونده، بعد از محاسبه درصد آرماتور طراحی شده بالانس (ρ_{Balance}) بمنظور مطالعه این پارامتر و اثر افزایشی آن بر رفتار سازه مقدار درصد آرماتور (ρ) را تا مقدار ۱۲٪ درصد افزایش داده شد، نمونه‌های طراحی شده که براساس مقدار درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) طراحی شده بودند مقدار درصد آرماتورشان تا ۱۲٪ درصد افزایش داده شد (علت و فلسفه افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) این موضوع می‌باشد، بمنظور مقاومسازی، تقویت و بررسی عملکرد اثر افزایشی پارامتریکی درصد آرماتور (ρ) نیاز به یک درصد افزایشی بودیم، اما انتخاب این عدد محدودیت‌هایی را از لحاظ آیین‌نامه‌ای برای این طرح فراهم می‌نمود، انتخاب این عدد علاوه بر مقاومسازی باید از لحاظ اقتصادی نیز صرفه اقتصادی را در پروژه‌های ساختمانی تامین می‌کرد، این نکته که مهمترین عامل در انتخاب این عدد بود، بعد از انجام محاسبات مشخص گردید بمنظور مطالعه پارامتریکی اثر درصد آرماتور بر خرابی پیش‌رونده می‌توان درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) را ۱۲٪ را افزایش داد تا تمام موارد و ضوابط آیین‌نامه ارضاء گردد، فلسفه روند محاسبه و دست یافتن به این عدد از میانگین‌گیری کلی مقاطع تیر و ستون حاصل شد، که مطابق آیین‌نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بیان می‌کند، حداکثر درصد آرماتور (ρ) سازه برای ستون‌های قاب بتنی با شکل پذیری

متوسط برابر ۶٪ سطح مقطع کل و برای مقاطع تیر نیز نباید از $f_y / 1.4$ کمتر و از نسبت آرماتور کششی نباید از ۰٫۲۵ بیشتر اختیار شود، میانگین محاسبه کلی مقطع تیر و ستون یک عدد حد وسطی را برای ما حاصل کرد که این عدد ۱۲٪ درصد بود، به همین منظور مقدار درصد آرماتور بالانس ($\rho_{Balance}$) به میزان عدد محاسبه شده افزایش داده شد، براساس این مقدار درصد آرماتور بالانس ($\rho_{Balance}$) طراحی شده با درصد افزایش خود جنبه اقتصادی را نیز در پروژه مذکور ارضاء می نمود) مورد مطالعه قرار دادیم، نقطه (P) در پلان سازه مورد مطالعه که در شکل (۱) مشاهده می گردد به عنوان نقطه مبنا بمنظور نقطه اندازه گیری تغییر مکان سازه تحت خرابی پیش رونده در نظر گرفته شده است.

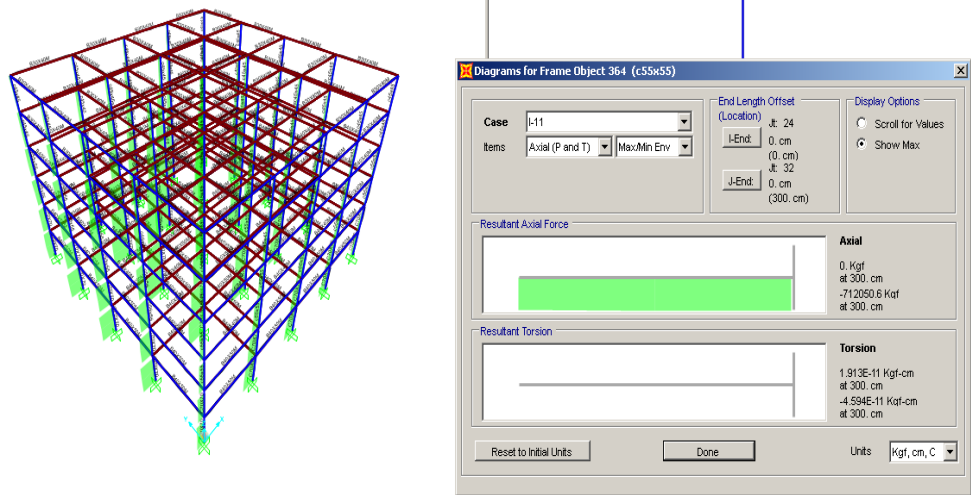


جدول - (۱) معرفی مدل ها با موقعیت حذف ستون گوشه ای

مقدار درصد آرماتور	ابعاد دهانه	حذف ستون و سناریوی تخریب و انهدام	نام مدل	گروه مطالعاتی	
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	12 m × 7m	ستون A-1 به عنوان ستون حذف و منهدم شونده در پلان تعریف شده که در اثر بار ناشی از تصادف یا انفجار از سازه حذف می شود و به عنوان سناریوی تخریب تعریف می گردد	A-1	GROUP-A	
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)			A-2		
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	A-3				
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)	A-4				
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	12 m × 7m		B-1	GROUP-B	
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)			B-2		
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	10 m × 7m		B-3		GROUP-C
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)			B-4		
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	12 m × 7m	C-1	GROUP-C		
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)		C-2			
$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)	10 m × 7m	C-3		GROUP-C	
$\rho_{Balance} 12\%$ (افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل)		C-4			

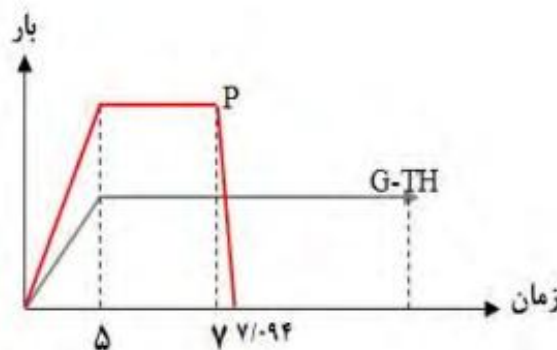
۲-۳ روند مدل‌سازی خرابی پیش رونده

پس از طراحی سازه و مدل‌سازی آن در نرم‌افزار Abaqus لازم است بر طبق جزئیات دقیق مقاطع استخراج شده از نرم‌افزار Sap2000، اقدام به تحلیل سازه نموده و پس از انجام مراحل تحلیل با استفاده از منوی Display در قسمت Show Force/stress/frame /cable/tendon اقدام به بدست آوردن نیروهای ستون‌ها می‌نماییم و سپس نیروی ستونی را که قرار است در سناریوی پیشنهادی مورد انهدام قرار گیرد را استخراج می‌شود تا در آن در مرحله تحلیل سازه بر پایه انهدام پیش‌رونده با توجه به مبانی استاتیکی سازه‌ها و تعادل استفاده گردد، همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌گردد، میزان بار ستون گوشه که مورد انهدام پیش‌رونده قرار می‌گیرد نمایش داده شده است.



شکل ۳- نمایش بار وارد بر ستون حذف شده در نرم‌افزار Sap

روش تحلیل مورد استفاده در این مطالعه، تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. با توجه به اینکه حذف یک عضو، یک اتفاق دینامیکی و رفتار واقعی مصالح، غیر خطی است، واضح است که تحلیل غیر خطی دینامیکی نسبت به سایر روش‌های تحلیل پاسخ دقیق تری ارائه می‌دهد. البته قبل از این تحلیل برای به دست آوردن نیروهای داخلی ستونی که قرار است حذف شود، تحلیل استاتیکی خطی انجام شده است. بعد از محاسبه این نیروهای داخلی آنها را به صورت بار متمرکز بر گره بالای ستون حذف شده اعمال می‌کنیم و یک تابع تاریخچه زمانی برای آنها تعریف می‌شود. در این تابع بایستی دقت شود که نیروهای داخلی در زمان کمتر از یک دهم مقدار پریود سازه، حذف شود تا ضربه ناشی از حذف ستون در حالت واقعی، مدل شود، تابع تعریف شده در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل ۳- تابع تاریخچه زمانی بارهای مرده و زنده و نیروی ستون‌های حذف شده معرفی شده در نرم‌افزار آباکوس

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تایخچه زمانی، بارها به صورت تابعی از زمان بر سازه اعمال میشوند. همچنین به سازه اجازه داده میشود که وارد محدوده غیر خطی شود. در نتیجه انتظار میرود که در نقاط ورود المان به ناحیه غیر الاستیک مفاصل پلاستیک تشکیل شوند که با چرخش خود تا حدودی انرژی جذب کنند. به طور تئوری مفاصل ها میتوانند در هر نقطه ای از طول عضو تشکیل شوند، اما در تحلیل ها معمولاً اجازه شکل گیری معمولاً در دو انتهای عضو و وسط آن داده میشود. مفاصل تشکیل شده در تیرها، معمولاً ناشی از لنگر خمشی است، حال آنکه عمدتاً در یک ستون، اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی سبب ایجاد مفاصل میگردد. در این پژوهش جهت مدلسازی عددی از نرم افزار آباکوس^۴ ورژن ۶،۱۴ استفاده گردید. مشخصات مصالح فولادی استفاده شده در نمونه-های مدلسازی از فولاد S400 می باشد، که به صورت دو خطی در نرم افزار آباکوس تعریف شد، مشخصات مکانیکی محدوده الاستیک و پلاستیک فولاد مصرفی در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۲: مشخصات ایزوتروپیک خطی و غیرخطی مکانیکی فولاد S400

ضریب پواسون	مدول الاستیسیته	کرنش نهایی	تنش تسلیم
	(Mpa)		(Mpa)
0.3	200000	0	370
		0.15	420

جهت مدلسازی بتن در نرم افزار آباکوس به دلیل آنکه مقاومت بتن تحت تنش های چند بعدی تابعی از حالات تنش ها است و نمی تواند توسط محدوده های کشش یا فشار یا برش ساده و به صورت مستقل از هم پیش بینی شود. معمولاً تسلیم بتن به دو فرم کششی و فشاری به وجود می آید. در نوع کششی یک ترک عمده در بتن به وجود آمده و مقاومت کششی بتن در جهت عمود بر آن افت خواهد کرد. در نوع فشاری ترک های کوچک بی شماری در بتن به وجود می آیند که منجر به از دست رفتن عمده مقاومت المان بتنی خواهند گردید. تحت تنش های کششی و فشاری کوچک شکست بتن به صورت ترد و به همراه یک جریان پلاستیک خیلی کم خواهد بود. اما تحت تنش های فشاری بتن همانند مصالح شکل پذیر تسلیم شده و جاری خواهد شد [۱۴]. به همین منظور جهت مدلسازی رفتاری مکانیکی مصالح بتن از مدل رفتاری پلاستیسیته آسیب دیده بتن^۵ استفاده شد، مقاومت مشخصه فشاری بتن (f_c) که در مدلسازی عددی مورد استفاده قرار گرفت دارای مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال با رفتار محصور شده است، جهت مدلسازی بتن از المان سالیید^۶ C3D8R استفاده شد و برای مدلسازی مقطع میلگردهای فولادی از المان وایر^۷ استفاده گردید، جهت اتصال تمامی لبه های جوش شونده به یکدیگر از قید تای^۸ و برای تعریف وضعیت سطح تمامی صفحات دارای تماس با یکدیگر از قید کانتکت^۹ به صورت سطح به سطح^{۱۰} استفاده شد و برای تعریف خاصیت سطوح میلگردهای مدفون در بتن از کانتکت Emedded Regione استفاده شد.

^۴ Abaqus6.14

^۵ Concrete Damage Plasticity

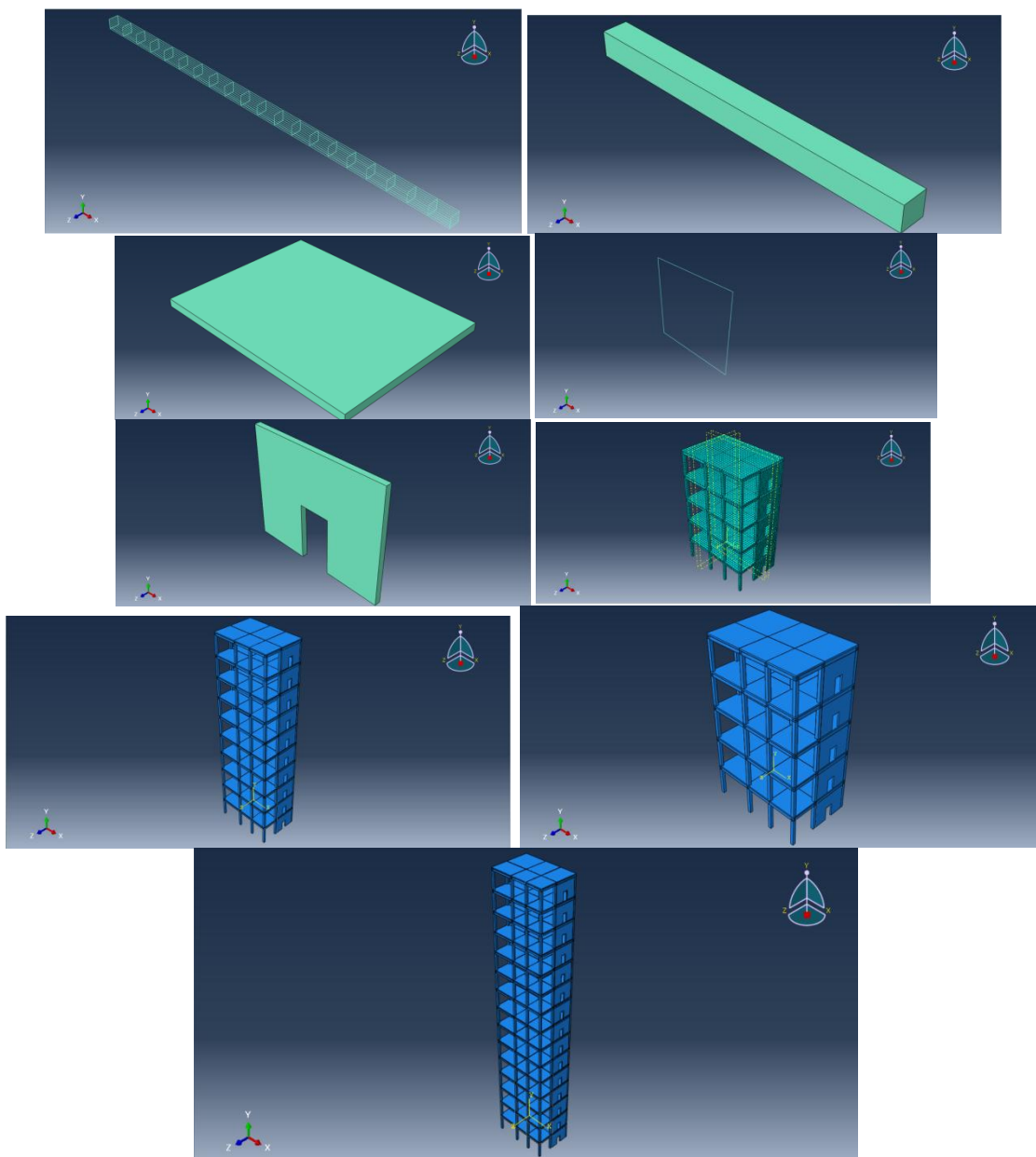
^۶ Solid

^۷ Shell

^۸ Tie

^۹ Contact

^{۱۰} Surface to Surface

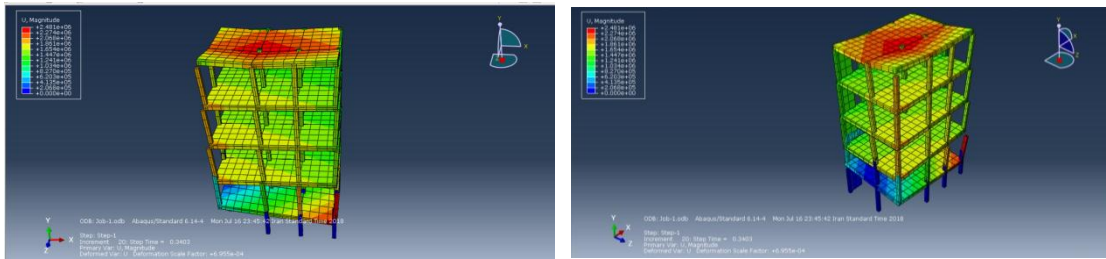


شکل ۴- پارت و دتایل جزئیات مدلسازی شده در محیط برنامه آباکوس

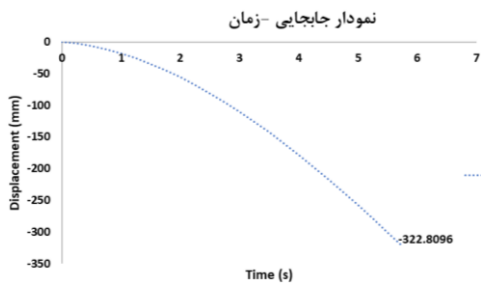
۴- نتایج حاصل از تحلیل

۴-۱ نتایج گروه A

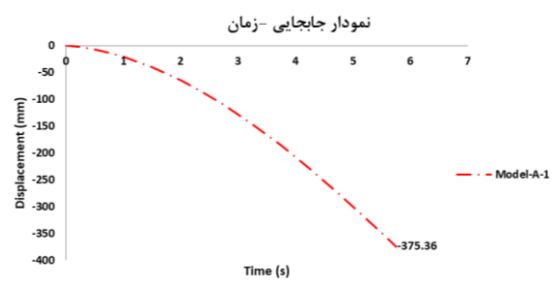
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی A که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی A-1, A-2, A-3, A-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، در شکل (۵) می‌توان کانتور تغییر مکان ایجاد شده در اعضای تیر و ستون ایجاد شده مشاهده می‌گردد، همچنین نیز نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی A در نمودارهای تغییر مکان-زمان شکل (۶) الی (۹) نشان داده شده است.



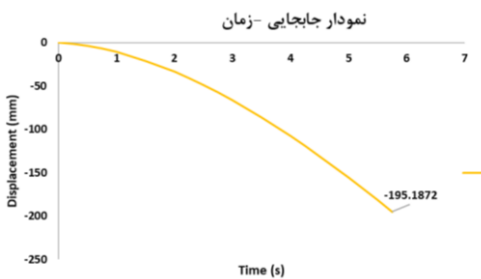
شکل ۵- کانتور توزیع تغییرمکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ای ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (A)



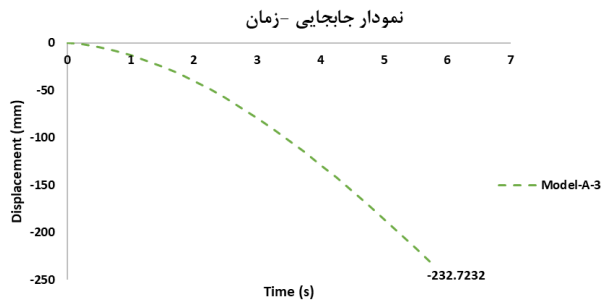
شکل ۷- نمودار تغییرمکان-زمان مدل A-2



شکل ۶- نمودار تغییرمکان-زمان مدل A-1



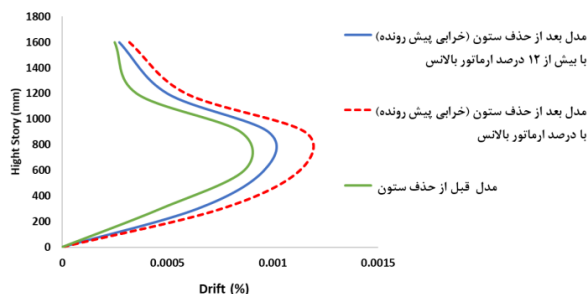
شکل ۹- نمودار تغییرمکان-زمان مدل A-4



شکل ۸- نمودار تغییرمکان-زمان مدل A-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییرمکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل A-1 و مدل A-2 با ابعاد دهانه 12×7 متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آما تور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه‌گیری تغییرمکان بود از $375/36$ میلی‌متر به $322/80$ میلی‌متر کاهش تغییرمکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل A-3 و مدل A-4 نیز که دارای ابعاد دهانه 10×7 متر می‌باشد نسبت به مدل‌ها قبل دهانه این مدل‌ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل A-3 و مدل A-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آما تور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه (P) از 598 میلی‌متر به 412 میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های A-1 و A-3 که دارای درصد آما تور (ρ) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییرمکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آما تور با افزایش دهانه مدل A-3 از 10 متر به مدل A-1 به دهانه 12 متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با افزایش دهانه از $232/72$ میلی‌متر به مقدار $195/18$ میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل A-2 و A-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آما تور (ρ) با افزایش دهانه از 10 به 12 متر مقدار تغییرمکان سازه از 412 میلی‌متر به 684 میلی‌متر افزایش داشته است. در شکل (۱۰) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (A) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0086$ درصد می‌باشد، که

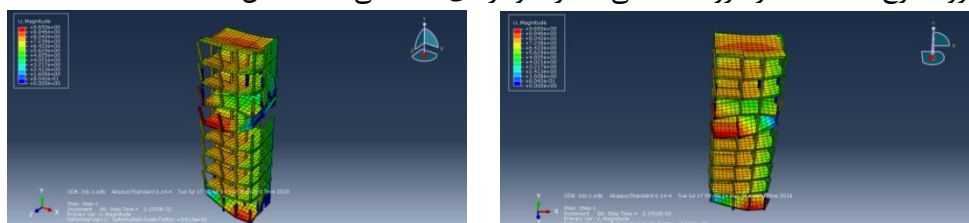
این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0\cdot115$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دریفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دریفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دریفت سازه از $0/0\cdot115$ درصد به مقدار $0/0\cdot098$ درصد کاهش داشته است.



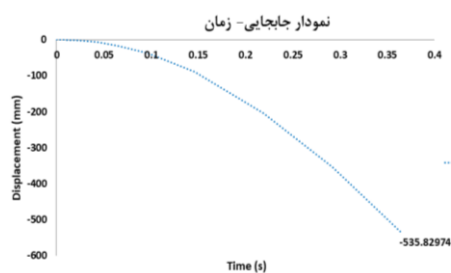
شکل-۱۰ نمودار جابجایی نسبی (دریفت سازه) گروه (A) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۴-۱ نتایج گروه B

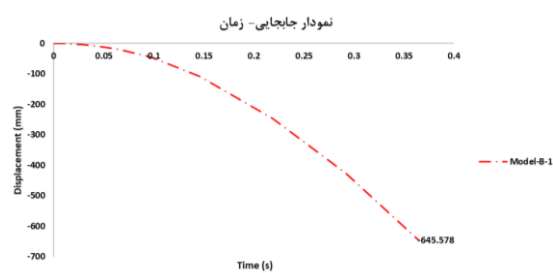
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی B که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی B-1, B-2, B-3, B-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، در شکل (۱۱) می‌توان کانتور تغییر مکان ایجاد شده در اعضای تیر و ستون ایجاد شده مشاهده می‌گردد، همچنین نیز نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی B در نمودارهای (۱۱) الی (۱۲) نشان داده شده است.



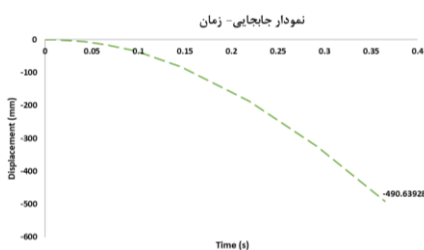
شکل-۱۱ کانتور توزیع تغییر مکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ایی ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (B)



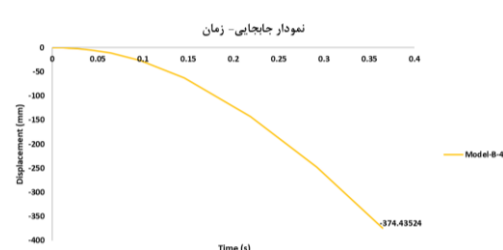
شکل-۱۳ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-2



شکل-۱۲ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-1

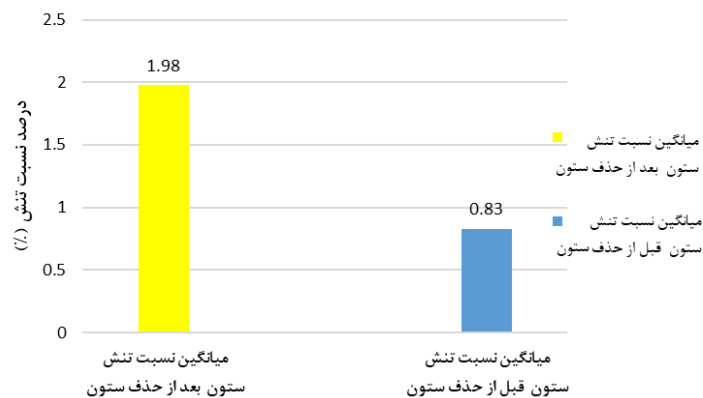


شکل-۱۵ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-4

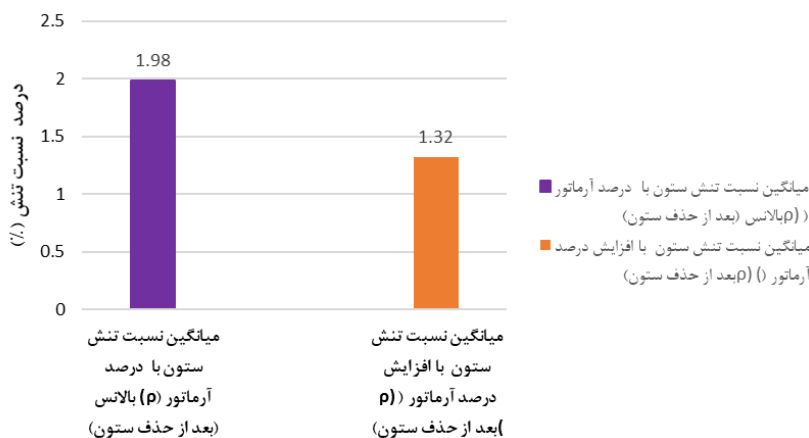


شکل-۱۴ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییرمکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل B-1 و مدل B-2 با ابعاد دهانه ۱۲×۷ متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه گیری تغییرمکان بود از ۶۴۵/۵۷ میلی‌متر به ۵۳۵/۸۲ میلی‌متر کاهش تغییرمکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل B-3 و مدل B-4 نیز که دارای ابعاد دهانه ۱۰×۷ متر می‌باشد نسبت به مدل‌ها قبل دهانه این مدل‌ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل B-3 و مدل B-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه (P) از ۴۹۰/۶۳ میلی‌متر به ۳۷۴/۴۳ میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های B-1 و B-3 که دارای درصد آرماتور (ρ) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییرمکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آرماتور با افزایش دهانه مدل B-3 از ۱۰ متر به مدل B-1 به دهانه ۱۲ متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با افزایش دهانه از ۵۹۸ میلی‌متر به مقدار ۸۱۲ میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل B-2 و B-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آرماتور (ρ) با افزایش دهانه از ۱۰ به ۱۲ متر مقدار تغییرمکان سازه از ۴۱۲ میلی‌متر به ۶۸۴ میلی‌متر افزایش داشته است. مقدار میانگین نسبت تنش (Ratio stress) ایجاد شده در کلیه اعضای باربر سازه‌ایی قبل و بعد از حذف ستون مطابق سناریوی تخریب در شکل (۱۶) ارائه گردیده است، با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش دو نمونه مشاهده گردید، که در اعصاب باربر ستون‌ها میانگین نسبت تنش قبل از خرابی پیش‌رونده ۰/۸۳ می‌باشد، اما بعد از خرابی پیش‌رونده یعنی (حذف ستون) به طور ناگهانی نسبت تنش در اعضای سازه‌ایی از میانگین مقدار ۰/۸۳ به میزان ۱/۹۸ درصد افزایش خواهد یافت.

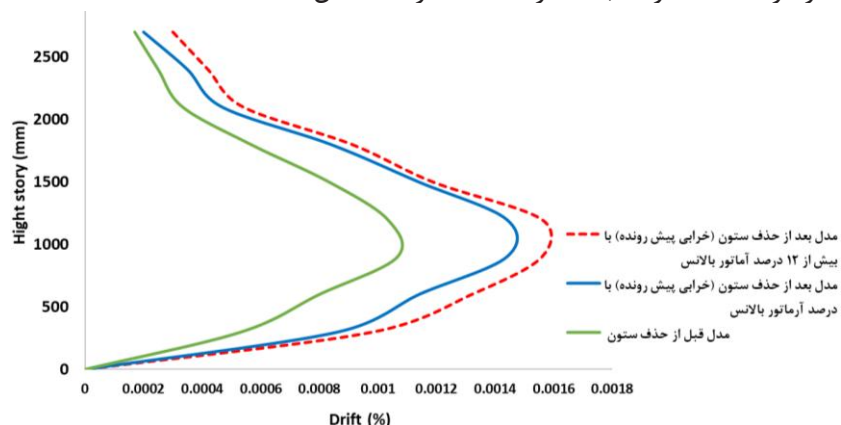


شکل ۱۶- میانگین نسبت تنش ستون قبل و بعد از حذف ستون (خرابی پیش‌رونده)



شکل ۱۷- میانگین نسبت تنش ستون قبل و بعد از اضافه کردن درصد آرماتور (ρ) نسبت به آرماتور بالانس

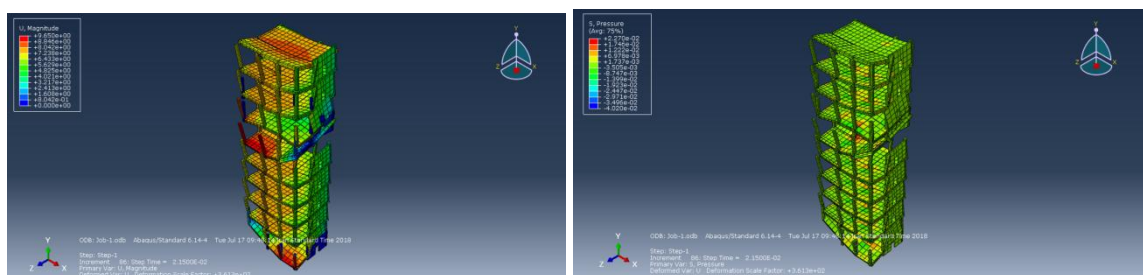
در ادامه با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش برای نمونه‌های مطالعاتی گروه (A,B,C) نمودار شکل (۱۶) مشاهده گردید، مقدار نسبت تنش از مقدار $1/98$ با افزایش 12% درصدی در صد آما تور نسبت آرماتور بالانس (ρ)، به میزان $1/32$ کاهش داشته است، که این موضوع بیانگر این مطلب می‌باشد، که افزایش درصد آرماتور سبب بهبود عملکرد سازه‌ای خواهد شد. در شکل (۱۸) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (B) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0016$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دریفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دریفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوری که مقدار دریفت سازه از $0/0016$ درصد به مقدار $0/0014$ درصد کاهش داشته است.



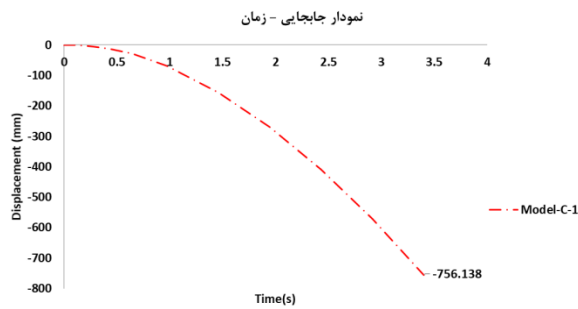
شکل-۱۸ نمودار جابجایی نسبی (دریفت سازه) گروه (B) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۳-۵ نتایج گروه C

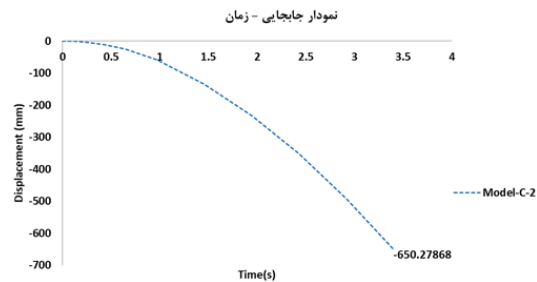
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی C که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی C-1, C-2, C-3, C-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی C را می‌توان مشاهده کرد.



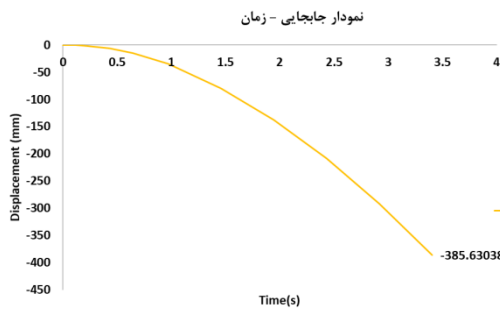
شکل-۱۹ کانتور توزیع تغییر مکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ای ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (C)



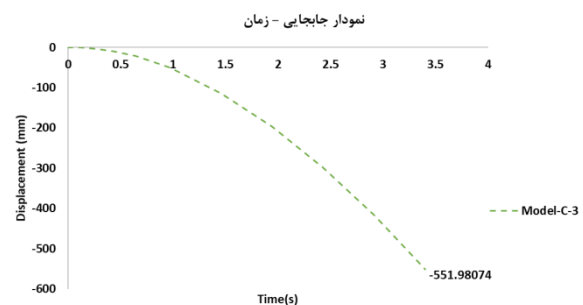
شکل-۲۱ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-2



شکل-۲۰ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-1

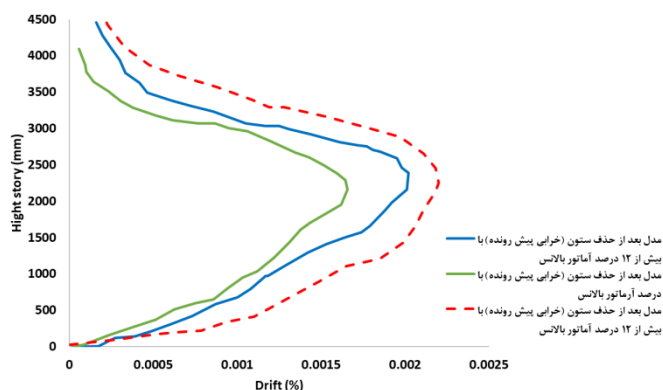


شکل-۲۳ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-4



شکل-۲۲ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییر مکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل C-1 و مدل C-2 با ابعاد دهانه 12×7 متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه گیری تغییر مکان بود از $756/138$ میلی‌متر به $650/27868$ میلی‌متر کاهش تغییر مکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل C-3 و مدل C-4 نیز که دارای ابعاد دهانه 10×7 متر می‌باشد نسبت به مدل‌ها قبل دهانه این مدل‌ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل C-3 و مدل C-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه (P) از 598 میلی‌متر به 412 میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های C-1 و C-3 که دارای درصد آرماتور (ρ) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییر مکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آرماتور با افزایش دهانه مدل C-3 از 10 متر به مدل C-1 به دهانه 12 متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با افزایش دهانه از $551/98074$ میلی‌متر به مقدار $385/63038$ میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل C-2 و C-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آرماتور (ρ) با افزایش دهانه از 10 به 12 متر مقدار تغییر مکان سازه از 412 میلی‌متر به 684 میلی‌متر افزایش داشته است. در شکل (۲۴) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (C) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/015$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دریفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دریفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دریفت سازه از $0/015$ درصد به مقدار $0/023$ درصد کاهش داشته است.

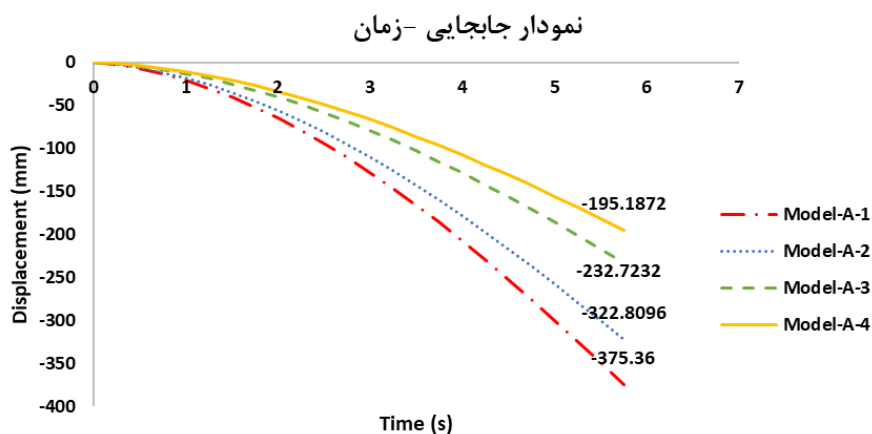


شکل-۲۴ نمودار جابجایی نسبی (دریغ سازه) گروه (C) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۶- مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه های A,B,C

۶-۱ مقایسه جابجایی-زمان گروه A

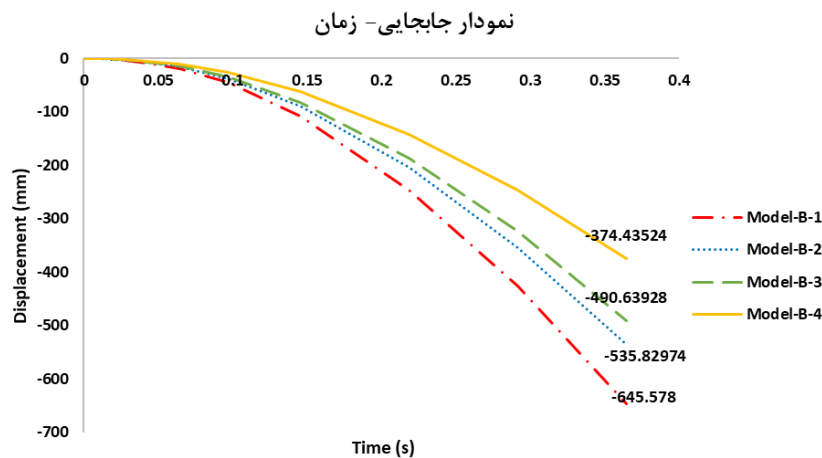
بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های A می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های A-1, A-2, A-3, A-4 مشاهده می‌شود که با افزایش درصد آرماتور (ρ) برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است. همچنین با مقایسه نمودارهای جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌شود، که برای یک درصد (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، و این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.



شکل ۲۵: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی A تحت خرابی پیش‌رونده

۶-۲ مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه B

بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های B می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های B-1, B-2, B-3, B-4 مشاهده شده است که با افزایش درصد آرماتور (ρ) برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است. همچنین با مقایسه نمودارهای جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌شود، که برای یک درصد (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه که نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، و این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.

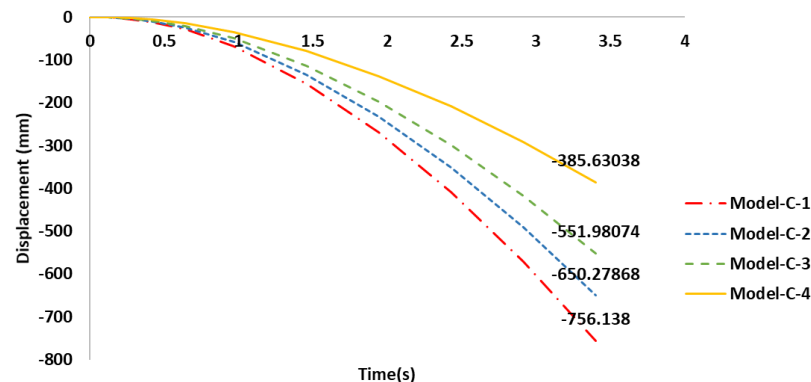


شکل ۲۶: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی B تحت خرابی پیش رونده

۳-۶ مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه C

بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های C می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های C-1, C-2, C-3, C-4 مشاهده شده است که با افزایش درصد آرماتور p برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است، با مقایسه نمودار-های جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌کنیم، که برای یک درصد p (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه مشاهده کرده‌ایم که نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، مشاهده می‌کنیم که این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.

نمودار جابجایی - زمان



شکل ۲۷: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی C تحت خرابی پیش‌رونده

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش از سه گروه مطالعاتی به نام گروه‌های A, B, C استفاده کردیم، هر یک از این گروه‌ها مطالعاتی دارای زیر مجموعه ایی با چهار نمونه مطالعاتی را تشکیل می‌داد، که در مجموع دوازده نمونه مطالعاتی که نام‌های A-1- A-4 A-3- A-2- A-1- B-1- B-2- B-3- B-4, C-1- C-2- C-3- C-4 نامگذاری شده‌اند را تشکیل دادند. بعد از مدلسازی و انجام تحلیل‌های اجزاء محدود توسط برنامه آباکوس نتایج زیر در این پژوهش حاصل شد:

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل A-1 و A-2 مشاهده شد، با ثابت نگه داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (p) شاهد کاهش ۲۳/۴۸٪ درصدی نمودار جابجایی - زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (p) نمونه A-2 نسبت به نمونه A-1

با یک پلان ثابت می توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه A-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل A-4 و A-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۲/۴۸٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه A-1 نسبت به نمونه A-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) مشاهده می‌شود که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه A-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل B-2 و B-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) کاهش ۲۱/۳۶٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه B-2 نسبت به نمونه B-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه B-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل B-4 و B-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۴/۳۱٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه B-1 نسبت به نمونه B-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه B-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل C-2 و C-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) کاهش ۲۳/۷۴٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه C-2 نسبت به نمونه C-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه C-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل C-4 و C-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۳/۴۲٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه C-1 نسبت به نمونه C-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) می‌بینیم که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه C-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل D-2 و D-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) شاهد کاهش ۲۶/۳۲٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه D-2 نسبت به نمونه D-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه D-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل D-4 و D-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۷/۳۵٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه D-1 نسبت به نمونه D-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه D-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (A) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/00086$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/00115$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/00115$ درصد به مقدار $0/00098$ درصد کاهش داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (B) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0016$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/0016$ درصد به مقدار $0/0014$ درصد کاهش داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (C) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0015$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/0023$ درصد به مقدار $0/0015$ درصد کاهش داشته است.

با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش مشاهده گردید، که در اعضای باربر ستون‌ها بعد از خرابی پیش‌رونده (حذف ستون) مقدار نسبت تنش به میزان $41/91\%$ درصد افزایش خواهد یافت. در ادامه با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش برای نمونه‌های مطالعاتی گروه (A,B,C) مشاهده گردید، مقدار نسبت تنش با افزایش 12% درصدی درصد آرماتور (ρ) نسبت به آرماتور بالانس، به میزان $0/66$ کاهش خواهد داشت، که می‌توان نتیجه گرفت که افزایش درصد آرماتور سبب بهبود عملکرد سازه‌ای خواهد شد.

۹- مراجع

- [۱]- بی گناه قلعه سری، سیدمحمد و محسنعلی شایانفر، ۱۳۹۷، تاثیرافزایش درصد آرماتور تیر قاب بتن مسلح در برابر خرابیپیش‌رونده، کنفرانس عمران، معماری و شهرسازی کشورهای جهان اسلام، تبریز، دانشگاه تبریز - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان - دانشگاه علمی کاربردی شهرداری تبریز،
- [۲]- قاسمی، علیرضا؛ ایمان منصوری و امیر یونسی، ۱۳۹۵، بررسی اثر آرماتورهای طولی در ستون بتن آرمه تحت اثر انفجار، همایش ملی مهندسی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار، تهران، مرکز توسعه پایدار علم و صنعت فرزین، دانشگاه شهید بهشتی.
- [۳]- مرتضایی، ع. ۱۳۹۵. مطالعه موردی یک ساختمان بتن آرمه مقاوم در برابر زلزله تحت اثر بار گذاری انفجار.
- [۴]- صفاری، م و قهرمانی، ر. ۱۳۹۲. بررسی تأثیر آرایش فولاد گذاری در مقاومت نهایی و شکل پذیری دیوارهای برشی کوپله مسلح، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان.
- [۵]- مسلمان، ح. ۱۳۹۴. پیش بینی پارامترهای مؤثر در طراحی دیوارهای برشی بتنی دارای بازشو با استفاده از شبکه های عصبی مصنوعی.
- [۶]- شابختی، ن و حشمتی، ع. ۱۳۹۲. بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی دارای بازشو به روش طراحی بر اساس عملکرد.
- [۷]- آیین نامه ۱۳۹۲ طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ایران، ویرایش چهارم.

- [۸]- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲
- [9]-Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2012). On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 44(4), 449-463.
- [10]-Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2016). Investigation of Steel Column Behavior with Different Cross Section under Blast Loading. *Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)*, 16(4), 265-278.
- [11]-Hao, H., Li, Z. X., & Shi, Y. (2015). Reliability analysis of RC columns and frame with FRP strengthening subjected to explosive loads. *Journal of Performance of constructed Facilities*, 30(2), 04015017.
- [12]-Marjanishvili, S. and Agnew, E. 2006. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20 4: Pp 365 -374
- [13]-Pandey, A.K., Kumar, R., Paul, D.K. and Trikha, D.N. 2006. Non linear response of reinforced concrete containment structure under blast loading, *Nuclear Engineering and Design*, 2369: Pp 993 1002.
- [14]-Khandelwal, K., et al. 2002. Macromodel-based simulation of progressive collapse: Steel frame structures. *Journal of structural engineering*, 134 7: Pp 1070 -1072 .
- [15]-Powell, G. 2005. "Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis," *Forensic Engineering Symposium*, RAM International, Carlsbad, California.
- [16]-Marius, M. 2013. Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011, *Engineering Failure Analysis*. 34: Pp 537-565.
- [17]-Remennikov, A.M. 2003. A review of methods for predicting bomb blast effects on buildings, *Journal of Battlefield Technology*, 63: Pp 155-161.
- [18]-Li, H., Cai, X., Zhang, L., Zhang, B., & Wang, W. (2017). Progressive collapse of steel moment-resisting frame subjected to loss of interior column: Experimental tests. *Engineering Structures*, 150, 203-220.
- [19]-Ding, Y., Song, X., & Zhu, H. T. (2017). Probabilistic progressive collapse analysis of steel-concrete composite floor systems. *Journal of Constructional Steel Research*, 129, 129-140.
- [20]-Rezvani, F. H., Yousefi, A. M., & Ronagh, H. R. (2015, August). Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. In *Structures*(Vol. 3, pp. 81-89). Elsevier.
- [21]-Ventura, A., Chiaia, B., & De Biagi, V. (2017, October). Robustness assessment of RC framed structures against progressive collapse. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 245, No. 3, p. 032033). IOP Publishing.
- [22]-Li, S., Shan, S., Zhai, C., & Xie, L. (2016). Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. *Engineering Failure Analysis*, 59, 57-68.
- [23]-Alashker, Y., El-Tawil, S., & Sadek, F. (2010). Progressive collapse resistance of steel-concrete composite floors. *Journal of Structural Engineering*, 136(10), 1187-1196.
- [24]-Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N. (2015). Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65-79.
- [25]-Shan, S., Li, S., Xu, S., & Xie, L. (2016). Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Engineering Structures*, 111, 80-92.
- [26]-Gao, S., Xu, M., & Zhang, S. (2017). Dynamic analysis of concrete-filled steel tube composite frame against progressive collapse based on benchmark model. *Advances in Structural Engineering*, 1369433217737117