

خرابی پیشرونده ناشی از اثر بار انفجار در ساختمان‌های بتن آرمه و روش‌های مقاوم‌سازی ستون‌ها

غلامرضا هوایی^{۱*}، الیاس بیات^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران
 ۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده

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 بررسی‌ها نشان می‌دهد اکثر ساختمان‌ها، بدون در نظر گرفتن میزان آسیب‌پذیری آن‌ها در برابر چنین بارهایی، طراحی و ساخته می‌شوند. 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 نرم‌افزار SAP2000 پایداری کلی ساختمان در برابر انفجار، مورد ارزیابی قرار گرفت و سپس با کمک نرم‌افزار 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، مدل‌سازی عددی به روش اجزا محدود، عملکرد مواد و مصالح تحت نرخ کرنش بالا و تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مورد بررسی قرار گرفته است. در این خصوص، برای افزایش ظرفیت باقی‌مانده 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.

کلمات کلیدی: انفجار، خرابی پیشرونده، ساختمان بتن آرمه، تحلیل دینامیکی غیرخطی، شاخص خرابی.

*نویسنده مسئول: غلامرضا هوایی

پست الکترونیکی: havaei@aut.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.77550.1076

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.77550.1076>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۵/۲۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۱/۰۹

۱- مقدمه

در حوادث ناشی از انفجار، خسارات اولیه ناشی از ضربه مستقیم انفجار می‌باشد، در حالی که امکان فروپاشی اجزای سازه‌ای ممکن است بعد از انفجار باعث افزایش خسارات و در نهایت باعث فروپاشی کلی سازه شود، که می‌تواند خسارات جانی و مالی گسترده‌ای را متحمل کند. به عنوان مثال، در آوریل سال ۱۹۹۵ میلادی، ساختمان ۹ طبقه بتن آرمه فدرال مورا در شهر اوکلاه‌های آمریکا، در اثر انفجار مواد انفجاری در فاصله ۵ متری از وجه شمالی ساختمان، تخریب شد. بررسی‌های بعد از حادثه نشان داد که خرابی پیشرونده در این ساختمان، توسط فقدان کامل چهار ستونی که خرابی را پس از تأثیرات انفجار مستقیم توسعه داده است، شروع شده است [۱].

بررسی‌ها نشان می‌دهد اکثر ساختمان‌ها، بدون در نظرگیری میزان آسیب‌پذیری آن‌ها در برابر چنین انفجاراتی، طراحی و ساخته می‌شوند. بنابراین، ارزیابی آسیب‌پذیری و ظرفیت باقی‌مانده ساختمان‌ها در برابر انفجارات، بمنظور ارائه راهکارهایی برای کاهش خسارات جانی و مالی حائز اهمیت می‌باشد. لذا در مطالعات اخیر بارهای انفجاری و تأثیر آن‌ها بر روی ساختمان‌ها توجهات زیادی را به خود جلب کرده است، که در ادامه برخی از این مطالعات آورده شده است.

اگنیو و همکاران [۳] در سال ۲۰۰۷، جزئیات یک نوع بتن، جهت مقاوم بودن و شکل‌پذیر بودن در برابر خرابی پیشرونده را ارائه دادند. در مطالعه آن‌ها، جزئیات اصلی فولاد مورد نیاز برای ستون‌های بتن آرمه، آورده شده بود، با این حال، جزئیات ارائه شده در این مطالعه، تنها به مقاومت ستون بتن آرمه در برابر انفجار در طول مدت زمان بارگذاری انفجار مرتبط می‌گردید. لذا آن‌ها هیچ توصیه‌ای به منظور افزایش ظرفیت ستون بتن آرمه پس از انفجار، از طریق جزئیات آرماتوربندی ارائه ندادند.

شی و همکاران [۴] در سال ۲۰۰۸، روش جدیدی جهت بررسی پاسخ قاب بتن آرمه تحت اثر بار انفجار ارائه دادند. در این مطالعه، تحلیل خرابی پیشرونده یک ساختمان، با استفاده از رویکرد "حذف عضو" انجام شد. در این رویکرد، المان خسارت دیده از سازه حذف و سپس سازه جهت ارزیابی خسارت، دوباره تحلیل گردید. در این حالت، با توجه به شرایط اولیه غیرصفر و خسارت اولیه اعضای مجاور عضو حذف‌شده تحلیل انجام می‌شود و نمودارهای بار-ضربه برای بارهای انفجار گسیختگی مشخص می‌شود، لذا این مطالعه بر روی ارزیابی آسیب‌پذیری سازه تحت اثر خرابی پیشرونده تمرکز داشت. با این حال، در این مطالعه، کارایی مدل عددی، بعد از انفجار، در شرایط خسارت جزئی ارزیابی نگردید.

لاسکار و همکاران [۵] در سال ۲۰۰۹، یک رویکرد دو مرحله‌ای به منظور تحلیل خرابی پیشرونده ساختمان‌ها، تحت اثر بارگذاری انفجاری را ارائه دادند. آن‌ها مدل‌های قاب بتن آرمه دو بعدی را به منظور شناسایی آسیب‌پذیری آن‌ها به هنگام خرابی پیشرونده ناشی از خسارات محلی اجزای کلیدی تحت اثر بارگذاری انفجار، مورد توسعه و تحلیل قرار دادند. با این حال در این مطالعه، یک قاب سه بعدی کامل بررسی نگردید و تنها یک ناحیه خسارت دیده برای یک حالت بارگذاری انفجار ارزیابی شد.

سیلوا و همکاران [۶] در سال ۲۰۰۹، روشی جهت تخمین خسارت ناشی از برخی حالات بارگذاری انفجار را از طریق یک سری آزمایشات بر روی دال بتن آرمه، مشخص کردند. این مطالعه تنها به دال‌های بتن آرمه محدود می‌گردید. از این رو، سایر اجزای سازه‌ای از قبیل ستون‌های کلیدی ساختمان، به یک بررسی مشابه جهت شناسایی پاسخ اجزای سازه‌ای در برابر انفجار و میزان خسارات وارد شده به آن‌ها، نیاز داشتند.

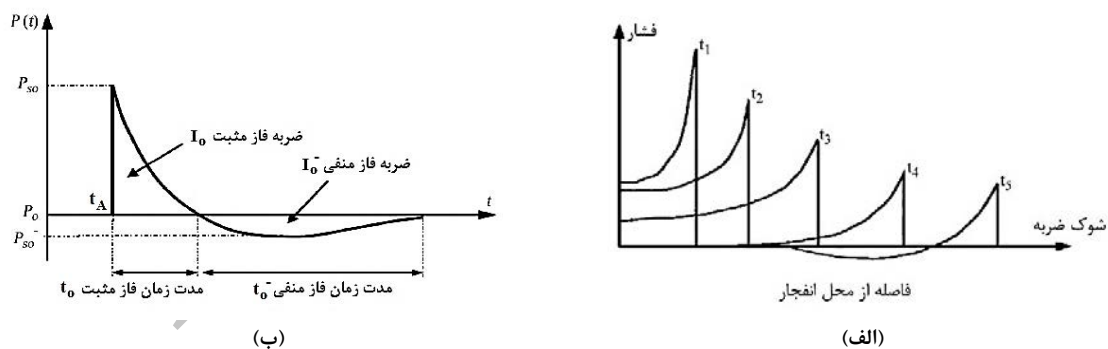
باو و همکاران [۷] در سال ۲۰۱۰، با انجام یک مطالعه عددی، پاسخ دینامیکی و مقاومت محوری باقی‌مانده‌ی ستون‌های بتن آرمه را بررسی کردند. در این مطالعه، تأثیر پارامترهای ستون بتن آرمه از قبیل میزان آرماتور مصرفی، میزان بار محوری و ابعاد ستون، بر روی پاسخ سازه تحت اثر انفجار بررسی گردید. آن‌ها رابطه‌ای جهت برآورد میزان ظرفیت محوری باقیمانده، براساس نسبت جابجایی وسط ستون به ارتفاع ستون، ارائه دادند. آنها دریافتند رفتار بتن آرمه تحت شرایط خسارت، ممکن است به دلیل از دست رفتن حالت محصورشدگی بتن، به دلیل گسیختگی آرماتورها، تغییر کند. بنابراین، تخمین ظرفیت باقیمانده براساس معیار جابجایی، روش مناسبی برای سازه‌های بتن آرمه نمی‌باشد و معیاری جدید براساس تسلیم مصالح و محصورشدگی بتن مورد نیاز می‌باشد.

هادیان فر و همکاران [۹۰۸] در سالهای ۲۰۱۲ و ۲۰۱۶، اثر بار انفجار را بر روی ستون‌های فولادی با مقاطع مختلف بررسی و رفتار غیرخطی آن‌ها را بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که مقاطع بال پهن (IPB) بهترین عملکرد را در برابر انفجار دارند. همچنین آن‌ها با بکارگیری نرم‌افزارهای تحلیل سازه، پاسخ غیرخطی قاب‌های مختلف ساختمان‌های فولادی را در مقابل بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار محاسبه و مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین آن‌ها با مقایسه‌ی رفتار غیرخطی قاب‌های ساختمانی با تعداد دهانه‌ها و طبقات مختلف، عوامل تاثیرگذار بر پاسخ سازه را شناسایی کردند.

هونگ هاو و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۵، به بررسی تحلیل قابلیت اعتماد ستون‌های بتن آرمه معمولی و تقویت شده با FRP، تحت بارهای انفجاری تصادفی، پرداختند. در مطالعه‌ی آن‌ها، ابعاد ستون، میزان آرماتور و مقاومت مصالح با توزیع نرمال و با پارامترهای طراحی به صورت مقادیر میانگین در نظر گرفته شده بود. همچنین، برای مقدار میانگین و انحراف استاندارد حداکثر فشار و مدت زمان بار انفجاری در مسافت‌های مقیاس‌شده‌ی مختلف، از فرمول‌های تجربی موجود استفاده گردیده بود. آن‌ها احتمالات گسیختگی ستون‌های بتن آرمه تحت اثر بارهای انفجاری با مسافت‌های مقیاس‌شده مختلف را تخمین زده بودند، اما به پاسخ کلی و خرابی پیشرونده ساختمان بتن آرمه تحت اثر بارهای انفجاری نپرداخته بودند.

۲- بارگذاری انفجاری بر روی ساختمان و پارامترهای مرتبط با آن

هنگامی که یک انفجار رخ می‌دهد، امواج ضربه‌ای انفجار با یک جبهه با فشار زیاد که در حالت لحظه‌ای در حال افزایش است، حرکت می‌کنند. بعد از یک دوره کوتاه زمانی، موج فشاری، کاهشی ناگهانی یافته و یک پیشانی موجی شکل را شبیه شکل (۱-الف) ایجاد می‌نماید. حداکثر اضافه فشار در پیشانی موج اتفاق می‌افتد که "اضافه فشار حداکثر" نامیده می‌شود. بعد از یک مدت زمان کوتاه، در یک فاصله خاص از مرکز انفجار، فشار پشت پیشانی موج کوچکتر از فشار هوای اطراف شده و اصطلاحاً فاز منفی^۲ یا مکش ایجاد می‌شود. همچنین جبهه امواج انفجار با حرکت به سمت جلو ضعیف می‌شوند. شکل (۱-الف)، انتشار موج یک انفجار به صورت نیم‌کره‌ای را براساس فاصله از مبدا انفجار را نشان می‌دهد. همچنین، منحنی تغییرات فشار نسبت به زمان در یک فاصله مشخصی از مرکز انفجار، در شکل (۱-ب) نشان داده شده است. این منحنی نشان‌دهنده مدت زمان فاز مثبت و فاز منفی موج انفجار می‌باشد [۱۱].



شکل ۱: منحنی تغییرات فشار انفجار نسبت به (الف) مکان انفجار و (ب) زمان موج انفجار در یک فاصله مشخص از محل انفجار [۱۱].

با توجه به شکل (۱-ب)، t_A ، زمان صرف شده بعد از انفجار برای رسیدن فشار انفجار به یک نقطه با فاصله مشخص از مرکز انفجار می‌باشد، همچنین، P_{s0} ، مقدار مثبت حداکثر فشار موج انفجاری نسبت به فشار محیطی (P_0)، در یک فاصله مشخص از مرکز انفجار می‌باشد. از آنجایی که یک انفجار می‌تواند توسط انواع مختلفی از مواد منفجره و در فواصل مختلفی از هدف رخ دهد، قوانین مقیاس‌بندی جهت شناسایی یا ارزیابی مشخصات امواج انفجار، براساس وزن خرج انفجاری و فاصله مرکز انفجار تا نقطه مورد نظر (فاصله رویارویی) بیان

می‌شوند. یکی از این قوانین پرکاربرد، قانون مقیاس‌بندی هاپکینسون-کرنز است که معمولاً با نام مقیاس‌بندی ریشه سوم شناخته می‌شود و در مقیاس‌بندی موج انفجار بیشترین کاربرد را دارد. رابطه و پارامترهای قانون هاپکینسون-کرنز به شرح زیر می‌باشد [۱۲].

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (1)$$

با توجه به رابطه (۱)، Z ، فاصله مقیاس‌شده بر حسب $(m/kg^{1/3})$ ، R ، فاصله رویارویی بر حسب (m) و W ، وزن خرج انفجاری کروی معادل TNT بر حسب (kg) می‌باشد.

بمنظور تعیین پارامترهای انفجار، تاکنون مطالعات زیادی توسط محققین انجام شده است که نتایج این مطالعات، ارائه روابط و نمودارهایی جهت محاسبه پارامترهای انفجار بوده است. برای مثال، براد روابط (۲) و (۳) را جهت تخمین حداکثر اضافه فشار مثبت ناشی از انفجار کروی را براساس پارامتر فاصله مقیاس شده Z ، برای مواد منفجره با قدرت بالای متعارف، ارائه کرده است [۱۳]:

$$P_{SO} = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \quad (P_{SO} > 10bar) \quad (2)$$

$$P_{SO} = \frac{5.85}{Z^3} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{0.975}{Z} - 0.019 \quad (0.1 bar < P_{SO} < 10bar) \quad (3)$$

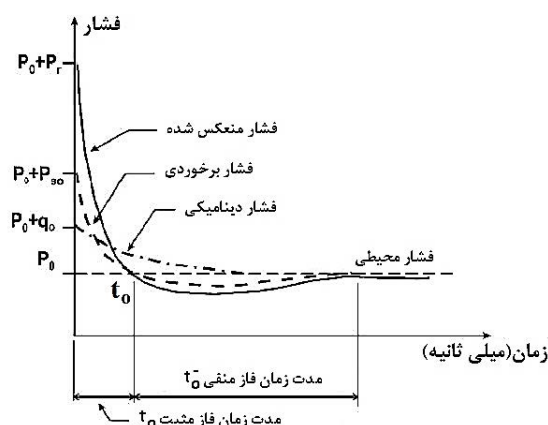
پس از آن، نیومارک و هانسن، رابطه (۴) را جهت محاسبه حداکثر اضافه فشار مثبت درحالتی که انفجار در سطح زمین رخ دهد، ارائه دادند [۱۳]:

$$P_{SO} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{1/3} \quad (4)$$

همچنین میلز جهت محاسبه حداکثر اضافه فشار مثبت براساس فاصله مقیاس‌شده Z ، رابطه (۵) را معرفی کرده است [۱۳]:

$$P_{SO} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{144}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (5)$$

بارهای وارد شده بر روی سطوحی از ساختمان که در معرض انفجار قرار دارند، تابعی از عوامل مختلفی شامل اضافه فشار مثبت، حداکثر فشار منعکس شده (P_r)، حداکثر فشار دینامیکی (q_0)، اندازه و شکل ساختمان و موقعیت و جهت انفجار بستگی دارد. مجموع فشار اعمال‌شده به یک سطح، به تمامی تاثیرات محتمل موج ضربه بستگی دارد که در شکل ۲، به طور شماتیک نشان داده شده است [۱۴].



شکل ۲: پروفایل‌های فشار-زمان اعمال شده بر یک سطح [۱۴].

حداکثر فشار دینامیکی (q_0)، می‌تواند با استفاده از روابط تجربی توسعه یافته توسط نیومارک، تعیین شود [۱۳]:

$$q_0 = \frac{2.5 P_{SO}^2}{7 P_0 + P_{SO}} \quad (6)$$

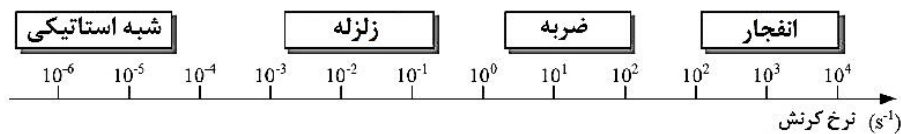
همچنین، حداکثر فشار منعکس شده (P_r)، که در اثر جمع شدن فشار حاصل از برخورد و بازتاب موج از سطح سازه ایجاد می‌شود، به صورت زیر قابل محاسبه است [۱۳]:

$$P_r = P_{So} \left[2 + \frac{6P_{So}}{7P_o + P_{So}} \right] \quad (7)$$

نمودارهای استاندارد بسیار شناخته‌شده و پرکاربردی در مرجع [۱۱] جهت تخمین بار انفجاری برای تحلیل‌های متعارف و طراحی، ارائه شده است. در این مرجع، نمودارهایی ارائه شده است که براساس آن می‌توان با توجه به فاصله مقیاس‌شده، پارامترهایی نظیر بیشینه انفجار در فاز مثبت و منفی، مدت زمان فاز مثبت و منفی، ضربه ناشی از انفجار در فاز مثبت و منفی و... را تعیین نمود.

۳- پاسخ مصالح تحت اثر بارهای انفجاری

بارهای انفجاری معمولاً نرخ‌های کرنش بسیار بالایی را در مصالح ساختمانی ایجاد می‌کنند. این نرخ بارگذاری بالا، خصوصیات مکانیکی-دینامیکی سازه‌های هدف را تغییر داده که براساس آن، مکانیزم‌های خسارت مورد انتظار نیز برای اجزای مختلف سازه‌ای تغییر می‌کنند. برای سازه‌های بتن آرمه تحت اثر انفجار، مقاومت بتن مسلح و آرماتورهای فولادی به سبب تأثیرات نرخ کرنش به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. شکل ۳، حدود تقریبی نرخ‌های کرنش مورد انتظار برای شرایط مختلف بارگذاری را نشان می‌دهد.

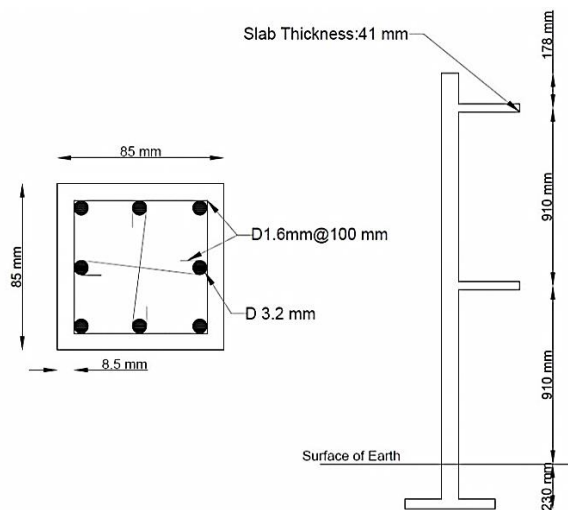


شکل ۳: نرخ‌های کرنش در بارگذاری‌های مختلف [۱۳].

برای در نظر گرفتن تأثیر افزایش مقاومت مصالح با نرخ کرنش بالا، ضریب افزایش دینامیکی که مقادیر مقاومت استاتیکی اعمال می‌شود. ملوار و همکاران [۱۵]، روابط عددی را برای تعیین ضریب افزایش دینامیکی برای بتن با انواع مختلف ارائه دادند. همچنین با و همکاران [۷]، نمودار تغییرات ضریب افزایش دینامیکی برای نرخ‌های کرنش مختلف را برای حالت‌های بتن در کشش و فشار ارائه دادند.

۴- نحوه مدل‌سازی و صحت‌سنجی

صحت‌سنجی مدل‌های عددی ایجاد شده در نرم‌افزارهای اجزا محدود به منظور تایید صحت روش مدل‌سازی و نتایج مرتبط با آن‌ها انجام می‌شود. این صحت‌سنجی با توجه به نتایج آزمایشگاهی انجام شده توسط وودسن و همکاران [۱۶]، بر روی یک اسکلت بتن آرمه‌ای دو طبقه با مقیاس یک‌چهارم، صورت گرفته است. در این مطالعه، از هر دو روش آزمایشگاهی و عددی استفاده شده است. در آزمایشات میدانی انجام شده، تحقیقات بر روی یک ستون میانی و خارجی اسکلت بتن آرمه که تحت اثر مستقیم بار انفجار قرار دارد، تمرکز شده است. صحت‌سنجی در این مطالعه براساس بررسی‌های انجام‌شده در آزمایش شماره ۲ توسط وودسن و همکاران می‌باشد و رفتار ستون میانی خارجی اسکلت بتن آرمه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. جزئیات هندسی و مشخصات آرماتورهای استفاده شده در ستون مدل‌شده، در شکل ۴ نشان داده شده است. در این صحت‌سنجی، از یک تحلیل غیرخطی مرتبه دوم، به کمک نرم‌افزار اجزا محدود LS DYNA 970، استفاده شده است.



شکل ۴: مشخصات هندسی و آرماتورهای ستون مورد مطالعه [۱۶].

در مدل آزمایشگاهی انجام شده توسط وودسن و همکاران، مقاومت فشاری متوسط بتن محصور نشده ۴۲،۲۳ مگاپاسکال بوده است. همچنین چگالی متوسط بتن ۲۰۶۸ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول الاستیسیته ۲۸،۷ گیگاپاسکال بوده است. آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شده در مدل آزمایشگاهی دارای تنش تسلیم متوسط ۴۵۰ مگاپاسکال بوده است. همچنین پارامترهای بار انفجاری برای آزمایش شماره ۲، شامل وزن خرج انفجاری ۷،۰۸۷ کیلوگرم ماده منفجره C4، فاصله رویارویی ۱،۰۷ متری از ستون مورد نظر و دارای ارتفاع ۰،۲۲۹ متری از سطح زمین می باشد.

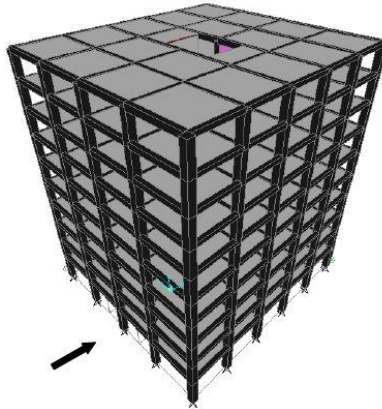
در این مطالعه، بتن به صورت المان های حجمی شش وجهی هشت گرهی مدل سازی شده است. همچنین، برای مدل کردن بتن از سابروتین MAT72 REL3 در نرم افزار LS DYNA استفاده شده است. همچنین، آرماتورها بصورت المان های تیر دو گرهی مدل سازی شده است و برای مدل کردن آرماتورها از سابروتین PLASTIC_KINEMATIC، استفاده شده است که آن یک مدل مصالح الاستیک-پلاستیک با اثر نرخ کرنش می باشد. برای مدل کردن بتن و آرماتورها نیز به ترتیب المان حجمی و المان تیر با ابعاد ۱۰ میلیمتر مناسب می باشد.

۵- بررسی پاسخ ساختمان با اسکلت بتن آرمه در برابر انفجار

در این بخش، از یک روش تحلیلی بمنظور بررسی بار انفجار بر روی ساختمان چند طبقه با اسکلت بتن آرمه سه بعدی استفاده شده است. در این تحقیق، از نرم افزارهای SAP2000 و LS DYNA 970، جهت مدل سازی و تحلیل سازه و اجزای سازه ای تحت اثر انفجار، استفاده شده است. هدف از بکارگیری دو نرم افزار در این تحقیق، به دلیل محدودیت های این نرم افزارها در مدل سازی برخی پارامترهای بارگذاری انفجار می باشد. به طور مثال، نرم افزار SAP2000، دارای محدودیت هایی در مدل سازی برخی پارامترهای مصالح از جمله اثرات نرخ کرنش می باشد، در حالی که می توان در نرم افزار LS DYNA، اثرات نرخ کرنش را در مدل سازی لحاظ کرد. از طرفی، نرم افزار LS DYNA در مقایسه با نرم افزار SAP2000، دارای محدودیت هایی در اندازه مدل می باشد و همچنین مدت زمان تحلیل در این نرم افزار می تواند بسیار زیاد باشد. از یک ساختمان با اسکلت بتن آرمه ۱۰ طبقه، برای بررسی پاسخ سازه تحت اثر انفجار استفاده شده است، که در آن مدل سه بعدی سازه شامل تیرها، ستون ها، دال ها و هسته برشی می باشد. یک تحلیل تاریخچه زمانی خطی برای کل سازه تحت اثر بارهای انفجاری نزدیک ساختمان با استفاده از نرم افزار SAP2000 انجام می شود. لذا از طریق تحلیل خطی سراسری سازه، نواحی بحرانی از سازه که در برابر بارهای انفجاری اعمال شده بسیار آسیب پذیر هستند شناسایی می شوند. بعد از آن با استفاده از نرم افزار LS DYNA تحلیل محلی سازه بمنظور مطالعه رفتار اجزای کلیدی سازه در نواحی بحرانی سازه انجام می شود. این مطالعه، علل بالقوه در خرابی پیشرونده کل سازه را مشخص می کند.

۵-۱ جزئیات مدل ساختمانی مورد مطالعه

در این مطالعه، از یک ساختمان ۱۰ طبقه با اسکلت بتن آرمه استفاده شده است. این ساختمان دارای پنج و چهار دهانه به ترتیب در جهات طولی و عرضی می باشد. طول دهانه ها در جهت طولی و عرضی ساختمان به ترتیب برابر با ۷ و ۸ متر می باشد. همچنین جهت موج انفجار در امتداد طولی ساختمان می باشد. در شکل ۵، نمای سه بعدی از ساختمان و همچنین جهت اعمال بار انفجاری نشان داده شده است.



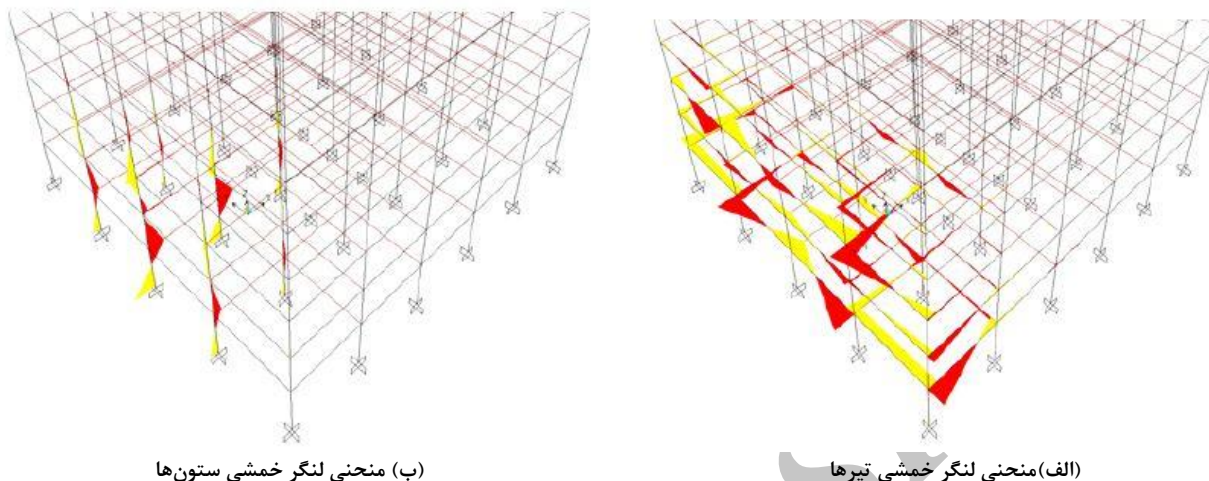
شکل ۵: نمای سه بعدی مدل ساختمانی مورد مطالعه.

این ساختمان برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی و زلزله طراحی شده است. ارتفاع کف تا کف طبقه همکف ۴٫۷ متر می باشد و ارتفاع سایر طبقات ۴ متر می باشد. با توجه به شکل ۵، یک هسته برشی که برای مقاومت در برابر بارهای جانبی طراحی شده است، در مرکز ساختمان تعبیه شده است. همچنین ستون های ساختمان که مربعی شکل می باشند دارای ابعاد ۱۰۰۰ میلی متر می باشند و به میزان ۲٪ کل سطح مقطع، دارای آرماتور طولی می باشند. تیرها در امتداد طولی ساختمان دارای عمق و عرض ۶۰۰ میلی متر می باشند و تیرها در امتداد عرضی ساختمان دارای عمق و عرض به ترتیب ۸۰۰ و ۶۰۰ میلی متر می باشند. همچنین تمامی این تیرها به میزان ۱٫۳٪ کل سطح مقطع خود دارای آرماتور طولی می باشند. همچنین آرماتورهای عرضی تیرها و ستون ها با فاصله ۱۵۰ میلی متر از یکدیگر قرار گرفتند. ضخامت دیوارها در هسته برشی برابر با ۲۵۰ میلی متر و ضخامت دال سقفها برابر با ۲۰۰ میلی متر می باشد. مقاومت فشاری محصورنشده بتن ۴۸ مگاپاسکال و همچنین مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۵۰۰ و ۳۵۰ مگاپاسکال می باشد.

۵-۲ تحلیل سرتاسری ساختمان مورد مطالعه تحت اثر انفجار

برای تحلیل های سرتاسری مورد نیاز در مطالعه، ساختمان با اسکلت بتن آرمه به صورت مدل سه بعدی کامل در نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده است. در این مدل سازی، تیرها و ستون ها با استفاده از المان قاب و همچنین دال ها و دیوارهای برشی با استفاده از المان پوسته مدل سازی شده است. همچنین ستون های طبقه همکف در محل اتصال به زمین به صورت کاملاً گیردار مدل سازی شده است. یک تحلیل تاریخچه زمانی الاستیک خطی مرتبه اول غیرهمبسته از کل ساختمان همراه با بارهای ثقلی و بار انفجار، برای مدل ایجاد شده، انجام شده است. اگرچه پاسخ تحلیل های سازه، خطی می باشند، با این حال، این تحلیل ها قادر هستند نواحی از المان های قاب (تیر و ستون) که دارای رفتار پلاستیک می باشند را شناسایی کنند. سپس یک تکنیک مشابه با تحلیل های لرزه ای برای شبیه سازی رفتار الاستو-پلاستیک بعد از تسلیم مصالح در المان های قاب سازه ای که به حالت مفصل پلاستیکی در می آیند، اتخاذ شده است. این تکنیک با کاهش سختی الاستیک (نرم شدگی) المان هایی که احتمالاً به شکل مفصل پلاستیکی در می آیند به وسیله "اصلاح سختی" در مدل ایجاد شده در نرم افزار SAP2000، تحقق می یابد. سپس قاب ساختمانی با سختی اصلاح شده، دوباره تحلیل می شود. پارامترهای بار انفجاری در این مطالعه شامل یک وزن خرج انفجاری به میزان ۵۰۰ کیلوگرم TNT می باشد که در یک فاصله رویارویی ۵ متری از وجه ساختمان با ارتفاع ۱ متر از سطح زمین قرار دارد. مقادیر دوره تناوب سه مود اول سازه به ترتیب برابر با ۱٫۲۶۷، ۰٫۹۶۶ و ۰٫۹۴۳ ثانیه می باشد که مود اول سازه، یک مود با حرکت انتقالی در جهت انفجار می باشد، در حالی که مود دوم یک مود پیچشی می باشد و مود سوم سازه، یک مود با حرکت انتقالی در جهت عمود بر انفجار

می‌باشد. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که اجزای سازه‌ای در نواحی بحرانی، مقادیر قابل توجهی از نیروها و لنگرها را، به علت فشار انفجار متحمل شده‌اند. به طور مثال، شکل ۶، منحنی لنگر خمشی برخی از تیر و ستون‌های سازه مورد نظر را در زمان ۱۰ میلی‌ثانیه بعد از وقوع انفجار نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۶، اجزای سازه‌ای نزدیک به انفجار را به عنوان نواحی بحرانی ساختمان، برای تحلیل جزئی انتخاب می‌شوند.



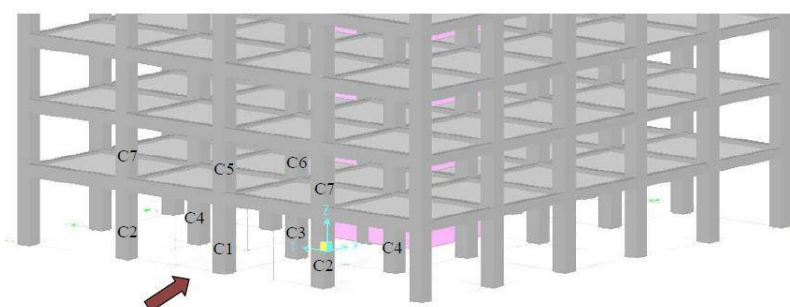
(ب) منحنی لنگر خمشی ستون‌ها

(الف) منحنی لنگر خمشی تیرها

شکل ۶: منحنی لنگر خمشی اجزای سازه‌ای در زمان ۱۰ میلی‌ثانیه پس از انفجار.

با توجه به اینکه ستون‌ها اجزای کلیدی باربر بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند که می‌توانند منجر به فروپاشی کلی یا پیشرونده در کل سازه شوند، لذا ستون‌های آسیب‌پذیر در نواحی بحرانی نیاز به شناسایی دارند. ستون‌هایی که در طول این مطالعه مورد بررسی قرار می‌گیرند، در شکل ۷ نام‌گذاری شده است.

بارهای طراحی و ظرفیت محوری، برشی و لنگر خمشی ستون‌های انتخاب‌شده در جدول ۱ نشان داده شده است. ظرفیت محوری و خمشی ستون‌ها، به وسیله تحلیل مقطع عرضی با توجه به نمودار اندرکنش ستون به دست می‌آید. بار انفجاری نرخ‌های کرنشی را در سازه بتن آرمه ایجاد می‌کند که بر طبق مطالعات ملوار [۱۵]، منجر به افزایش مقاومت آرماتورها به بیش از ۱.۵ برابر و مقاومت فشاری بتن در حدود ۲ برابر خواهد شد. با توجه به محدودیت نرم‌افزاری SAP2000 در بیان اثرات نرخ کرنش، باید مقدار واحدی برای ضریب افزایش دینامیکی بتن و فولاد فرض شود. بنابراین باید از یک مقدار ضریب افزایش دینامیکی معقولی برای قاب بتن آرمه در محدوده ۱.۵ تا ۲ استفاده شود. همچنین ظرفیت برشی یک ستون بتن آرمه در حالت حدی نهایی، مجموع مقاومت برشی حاصل از بتن و آرماتورهای برشی در نظر گرفته می‌شود [۱۷].



شکل ۷: نام‌گذاری ستون‌ها در ناحیه بحرانی سازه.

جدول ۱: بارهای طراحی و ظرفیت ستون‌های انتخاب شده

ستون	نیروی محوری (KN)	نیروی برشی (KN)	لنگر خمشی (KN.m)	ظرفیت برشی (KN)	ظرفیت خمشی (KN.m)	ظرفیت مورد نیاز برشی (KN.m)	ظرفیت مورد نیاز خمشی (KN.m)
C1	۱۰۶۸۷	۶۶۱۲	۳۳۱۰۵	۲۲۱۰	۶۰۵۲	۲،۹۹۱	۵،۴۷۱
C2	۱۰۲۷۳	۶۳۲	۱۵۵۰	۲۱۸۱	۵۹۸۱	۰،۲۹۰	۰،۲۵۹
C3	۱۰۰۶۷	۹۵۸	۴۵۰۹	۲۱۶۶	۵۹۴۱	۰،۴۴۳	۰،۷۵۹
C4	۹۸۱۸	۲۹۸	۱۷۹۳	۲۱۴۸	۵۸۹۲	۰،۱۳۹	۰،۳۰۴
C5	۱۰۵۷۱	۶۴۷۵	۲۱۳۷۳	۲۲۰۲	۶۰۳۲	۲،۹۴۰	۳،۵۴۳
C6	۹۸۳۲	۱۷۲۳	۴۵۱۸	۲۱۴۹	۵۸۹۵	۰،۸۰۱	۰،۷۶۶
C7	۱۰۲۱۴	۷۲۲	۲۵۱۵	۲۱۷۷	۵۹۷۰	۰،۳۳۲	۰،۴۲۲

از جدول ۱، نتیجه می‌شود که ستون‌های C1 و C5، با توجه به اینکه در هر دو حالت خمشی و برشی، نسبت ظرفیت مورد نیاز به ظرفیت موجود، بزرگتر از ۱ می‌باشد، لذا این ستون‌ها کاملاً دچار خرابی می‌شوند. همچنین مشاهده می‌شود که ستون‌های C3 و C6، به حداکثر ظرفیت خود در حالت خمش رسیده‌اند. لازم به ذکر است که این ظرفیت‌های خمشی و برشی بدست آمده برای ستون‌های انتخاب شده، بدون در نظرگیری افزایش مقاومت مصالح ناشی از اثرات نرخ کرنش می‌باشد. از اینرو، تحلیل ظرفیت ستون‌ها با ضریب افزایش دینامیکی ۱،۵ و ۲، بمنظور شناسایی رفتار ستون‌ها به هنگامی که اثرات نرخ کرنش باعث افزایش مقاومت اجزای سازه‌ای شود، باید مورد بررسی قرار گیرد.

جدول ۲، ارزیابی آسیب‌پذیری ستون‌های انتخاب شده، برای ضرایب افزایش دینامیکی ۱،۵ و ۲، برای حالت خمشی را نشان می‌دهد.

جدول ۲: ظرفیت خمشی ستون‌های انتخاب شده برای 2، 1.5=DIF

ستون	نیروی محوری (KN)	لنگر خمشی (KN.m)	ظرفیت خمشی (KN.m)	
			DIF = 1.5	DIF = 2
C1	۱۰۶۸۷	۳۳۱۰۵	۶۷۵۶	۷۲۸۴
C2	۱۰۲۷۳	۱۵۵۰	۶۶۸۹	۷۱۷۹
C3	۱۰۰۶۷	۴۵۰۹	۶۶۳۱	۷۰۸۴
C4	۹۸۱۸	۱۷۹۳	۶۵۷۰	۷۰۳۶
C5	۱۰۵۷۱	۲۱۳۷۳	۶۷۴۳	۷۲۵۶
C6	۹۸۳۲	۴۵۱۸	۶۵۷۵	۷۰۴۴
C7	۱۰۲۱۴	۲۵۱۵	۶۶۷۸	۷۱۶۹

در مرحله‌ی بعد، تحلیل سازه با سختی اصلاح‌شده صفر برای ستون‌های خسارت‌دیده‌ی C1 و C5، دوباره انجام می‌شود. جدول ۳، ارزیابی آسیب‌پذیری ستون‌های انتخاب شده را برای ضرایب افزایش دینامیکی ۱،۵ و ۲، برای حالت خمش، برای زمانی که سختی ستون‌های C1 و C5 برابر با صفر در نظر گرفته شده است را نشان می‌دهد.

جدول ۳: ظرفیت خمشی ستون‌های انتخاب شده برای 2, 1.5 DIF تحت اثر سختی کاهش یافته ستون‌های C1 و C5

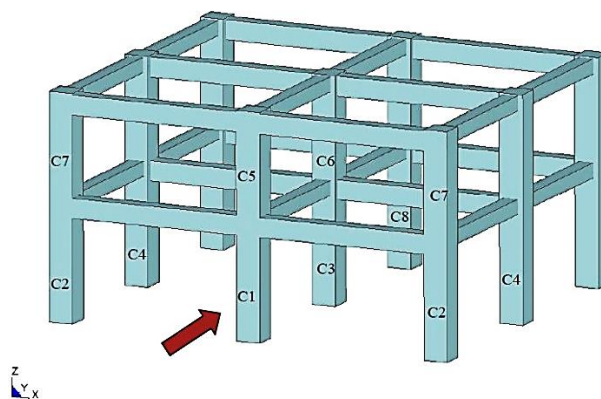
ستون	نیروی محوری (KN)	لنگر خمشی (KN.m)	DIF = 1.5		DIF = 2	
			ظرفیت خمشی (KN.m)	ظرفیت مورد نیاز خمشی (ظرفیت موجود خمشی)	ظرفیت خمشی (KN.m)	ظرفیت مورد نیاز خمشی (ظرفیت موجود خمشی)
C2	۹۷۹۳	۳۸۵۰	۶۵۴۳	۰.۵۸۸	۶۹۹۳	۰.۵۵۱
C3	۱۱۶۰۲	۵۵۱۰	۷۰۵۴	۰.۷۸۲	۷۵۷۷	۰.۷۲۸
C4	۱۱۰۲۳	۲۰۷۷	۶۸۸۷	۰.۳۰۲	۷۳۶۹	۰.۲۸۲
C6	۱۱۵۰۱	۵۷۲۱	۷۰۲۳	۰.۸۱۵	۷۵۱۰	۰.۷۶۲
C7	۹۴۹۹	۵۴۴	۶۴۲۸	۰.۰۸۵	۶۹۲۱	۰.۰۷۹

با توجه به جدول ۳، مشاهده می‌شود که تنش‌های ایجاد شده در ستون‌های C3 و C6، به دلیل صفر کردن سختی ستون‌های C1 و C5، افزایش پیدا کرده است و لذا می‌توان گفت که در شرایط بعد از وقوع انفجار، پس از ستون‌های C1 و C5، ستون‌های C3 و C6، بحرانی‌ترین ستون‌های ساختمان مورد مطالعه می‌باشند و در صورت وقوع انفجاری با چنین شرایطی، این ستون‌ها می‌توانند عامل شروع خرابی پیشرونده در کل ساختمان باشند.

در این بخش، تحلیل تاریخیچه زمانی خطی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 برای کل ساختمان مورد مطالعه، انجام شد. تحلیل‌ها نشان دادند که ستون‌هایی که مستقیماً در معرض بار انفجاری قرار گرفتند، دچار خرابی کامل می‌شوند. همچنین، سایر ستون‌ها ممکن است دچار خرابی‌هایی شوند که می‌توان میزان خرابی آن‌ها را با یک بررسی دقیق، مشخص کرد. بنابراین بدین منظور، در بخش بعدی مطالعه، یک تحلیل الاستوپلاستیک مرتبه دوم غیرخطی برای قسمتی از کل قاب ساختمانی که بیشترین تاثیر را از انفجار می‌گیرد، انجام می‌شود.

۳-۵ تحلیل محلی ساختمان مورد مطالعه تحت اثر انفجار

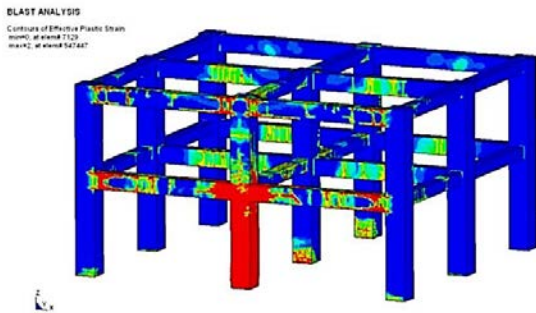
پس از تحلیل کلی سازه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000، که در بخش قبل مورد بررسی قرار گرفت، قسمتی از کل قاب ساختمان، شامل ستون‌های باربر در قسمت پایین ساختمان که در معرض مستقیم انفجار قرار دارد، بیرون کشیده شده تا با استفاده از نرم‌افزار LS DYNA، عملکرد اجزای این قسمت از کل قاب ساختمان را در شرایط بعد از تسلیم مورد تحلیل و بررسی قرار گیرد. در این بررسی با استفاده از نرم‌افزار LS DYNA، تیر و ستون‌ها به صورت مقاطع بتن آرمه با مشخصات مصالح غیرخطی مدل‌سازی می‌شوند. در این حالت تحلیل، اطلاعاتی در مورد تغییرشکل‌های واقعی غیرخطی اجزای بحرانی ساختمان مورد بررسی، تحت شرایط انفجار نزدیک ساختمان بدست می‌آید. مدل عددی ایجاد شده در نرم‌افزار LS DYNA، شامل همان مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی و مشخصات بار انفجاری می‌باشد که در مطالعه انجام شده در نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. در شکل ۸، قسمتی از کل قاب ساختمانی که در نرم‌افزار LS DYNA، مدل‌سازی شده است، همراه با جهت انفجار و نام‌گذاری ستون‌ها، نشان داده شده است.



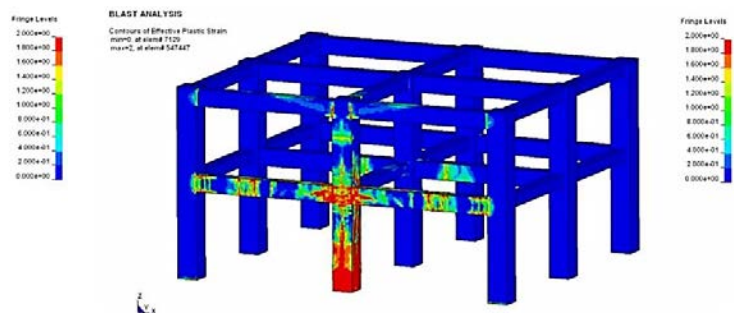
شکل ۸: قسمتی از کل قاب ساختمانی، جهت انجام تحلیل محلی.

شرایط مرزی برای قاب بیرون کشیده شده از کل قاب ساختمانی، از تحلیل پوش اور انجام شده با استفاده از مدل SAP2000، استخراج شده است [۱۸]. در این مطالعه، از مدل مصالح MAT72 REL3 برای بتن استفاده شده است. همچنین اثر نرخ کرنش برای مدل مصالح بتن، با استفاده از ضریب افزایش دینامیکی (DIF) در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح آرماتورها، با استفاده از مدل مصالح PLASTIC_KINEMATIC که آن یک مدل مصالح الاستیک-پلاستیک با اثر نرخ کرنش می باشد، ایجاد شده است.

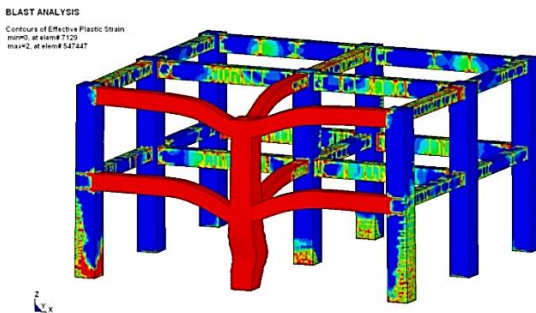
نتایج تحلیل، نشان می دهند که پس از گذشت زمان ۵۰ میلی ثانیه از شروع بارگذاری انفجار، ستون C1 گسیخته می شود و خرابی پیشروندهی ساختمان ناشی از بارهای ثقلی آغاز می شود. شکل ۹، تغییرات کرنش موثر پلاستیک بتن قاب مورد مطالعه، در گام های زمانی مختلف بعد از وقوع انفجار را نشان می دهد. کرنش موثر پلاستیک، پارامتر میزان خرابی در مدل مصالح MAT72 REL3 می باشد که نشان دهنده میزان خسارت وارده به اجزای سازه ای، در محدوده الاستیک تا پلاستیک شدگی کامل را بیان می کند.



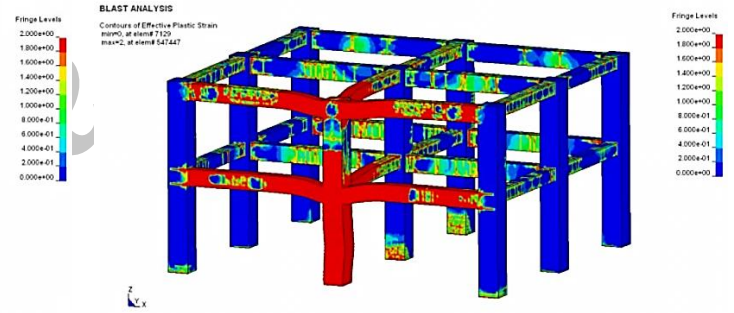
(ب) ۱۵ میلی ثانیه پس از وقوع انفجار



(الف) ۵ میلی ثانیه پس از وقوع انفجار



(د) ۱۰۰ میلی ثانیه پس از وقوع انفجار



(ج) ۵۰ میلی ثانیه پس از وقوع انفجار

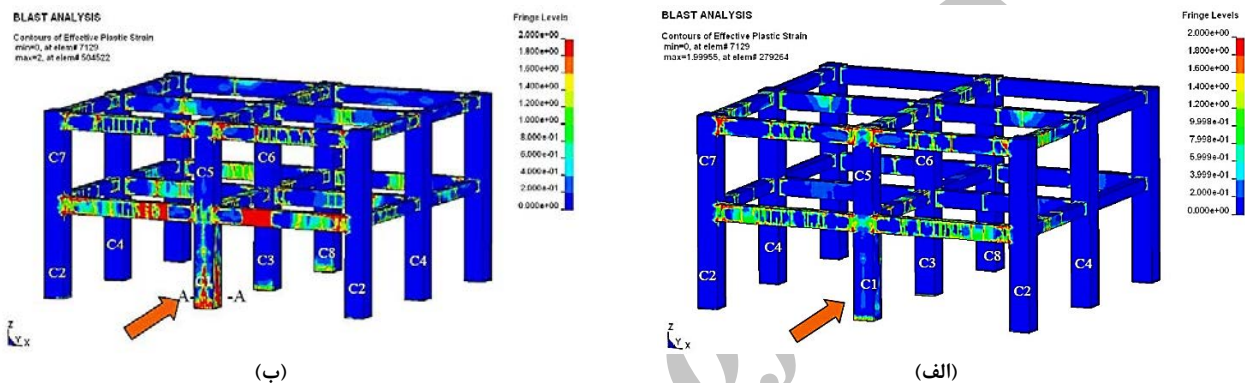
شکل ۹: نمایش کرنش موثر پلاستیک بتن مدل مورد نظر و نحوه گسترش خرابی پس از وقوع انفجار.

۴-۵ تحلیل محلی ساختمان مورد مطالعه، تحت اثر حالات بار انفجاری مختلف

در بخش های قبل، پاسخ سازه ای سرتاسری و جزئی ساختمان با اسکلت بتن آرمه تحت اثر انفجار ماده انفجاری معادل ۵۰۰ کیلوگرم تی ان تی در فاصله رویارویی ۵ متری، مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش، از همان مدل قسمتی از کل قاب، که در نرم افزار LS DYNA مدل سازی شده بود، بمنظور ارزیابی پاسخ سازه و عملکرد بعد از انفجار سازه، تحت اثر بارهای انفجاری مختلف با وزن خرج انفجاری متفاوت و فاصله رویارویی یکسان، استفاده شده است. لذا در این بخش، میزان خرابی اجزای کلیدی سازه (ستون ها) با توجه به وزن خرج انفجاری، مورد ارزیابی قرار می گیرد و همچنین رفتار مقطع عرضی در محل هایی از ستون ها که به طور بحرانی دچار خسارت شده اند، بمنظور شناسایی میزان خرابی و ظرفیت بابرری باقی مانده آن ها پس از وقوع انفجار، مورد بررسی قرار می گیرد. حالات بار انفجاری مختلف، با توجه به تغییر وزن خرج انفجاری و ثابت ماندن فاصله رویارویی برابر با ۵ متر، استفاده شده است. از شش حالت بار انفجاری مختلف که دارای وزن خرج انفجاری معادل ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰، ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلوگرم تی ان تی می باشد، استفاده شده است.

نتایج تحلیل نشان می‌دهد که پاسخ سازه در برابر حالت بار انفجاری نوع ۱ (دارای وزن خرج انفجاری معادل ۵۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی)، کاملاً الاستیک می‌باشد و در این حالت هیچ تسلیم مصالحی در بتن یا آرماتورها رخ نمی‌دهد. بنابراین، هیچ نوع گسیختگی در سازه به وجود نمی‌آید و سازه در این حالت ایمن می‌باشد.

نتایج تحلیل سازه برای بار انفجاری نوع ۲ (دارای وزن خرج انفجاری معادل ۱۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی)، نشان می‌دهد که سازه تحت اثر این حالت بار انفجاری، پاسخ کاملاً الاستیک می‌دهد و بلافاصله پس از انفجار، پایداری کلی سازه برمی‌گردد. با توجه به شکل ۱۰-الف، مشاهده می‌شود که بخش پایینی ستون C1، به دلیل نیروی برشی ایجاد شده توسط فشار مستقیم انفجار، دچار کمی خسارت شده است. همچنین مشاهده می‌شود که در انتهای آن دسته از تیرهای قاب ساختمانی که به طور مستقیم در معرض فشار انفجار بوده‌اند، تسلیم‌شدگی مصالح رخ داده است. اما با این حال، بار انفجاری اعمال شده بر سازه، بر یکپارچگی و پایداری کلی سازه اثر نمی‌گذارد و تمامی اجزای سازه‌ای برای مقاومت کردن در برابر بارهای ثقلی و انتقال این بارها، شرکت می‌کنند.

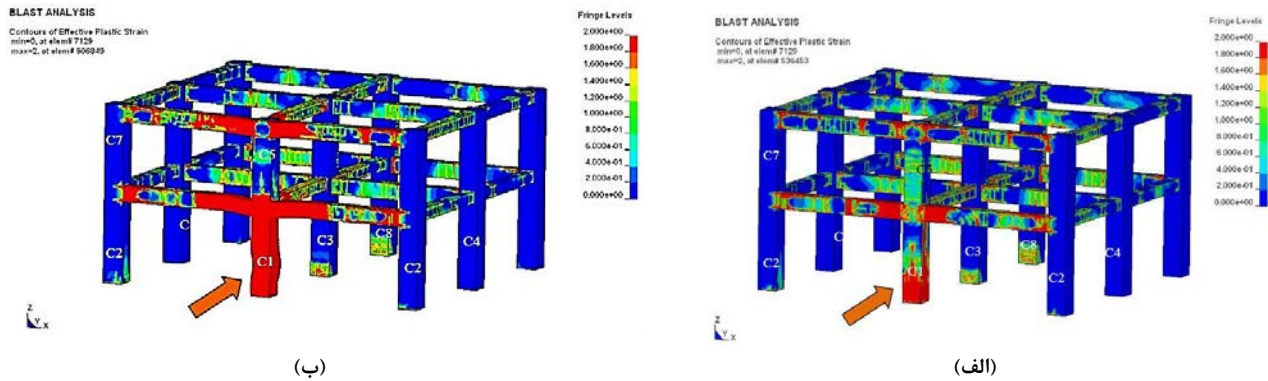


شکل ۱۰: میزان خسارات وارده به سازه تحت اثر حالات بار انفجاری (الف) نوع ۲ و (ب) نوع ۳.

نتایج تحلیل سازه برای بار انفجاری نوع ۳ (دارای وزن خرج انفجاری معادل ۲۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی)، نشان می‌دهد که ستون C1 خسارات قابل توجهی را در بخش پایینی ارتفاع خود متحمل شده است و همچنین خسارات ناشی از انفجار در ستون‌های C2، C3 و C8، نسبت به حالت تحلیل قبل گسترش یافته است. در این حالت تحلیل، ستون C1 تحت اثر گسیختگی برشی مستقیم قرار می‌گیرد، که در نتیجه آن، بتن و فولاد دچار تسلیم‌شدگی می‌شوند (شکل ۱۰-ب).

نتایج تحلیل سازه برای بار انفجاری نوع ۴ (دارای وزن خرج انفجاری معادل ۳۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی)، نشان می‌دهد که در بخش زیادی از ستون C1، تسلیم‌شدگی کامل رخ داده است. همچنین مشاهده می‌شود، انتهای تیرهای طبقه همکف متصل به ستون C1، دچار تسلیم‌شدگی و خسارت کامل می‌شوند. با توجه به این شرایط، مشاهده می‌شود که حتی اگر ستون C1 به طور کامل دچار خسارت شود، با این حال، سازه قادر به تحمل بارهای ثقلی اعمال شده، بدون ایجاد خرابی پیشرونده، می‌باشد (شکل ۱۱-الف).

نتایج تحلیل سازه برای بار انفجاری نوع ۵ (دارای وزن خرج انفجاری معادل ۴۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی)، نشان می‌دهد که کل ستون C1 دچار تسلیم‌شدگی و خرابی کامل ناشی از انفجار می‌شود و پس از آن، خرابی پیشرونده کل ساختمان شروع می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود، بخش‌های زیادی از تیرهایی که در معرض مستقیم فشار انفجار قرار دارند، دچار تسلیم‌شدگی و خسارت کامل می‌شوند و قادر به توزیع بارهای ثقلی به ستون‌های مجاور نمی‌باشند و بنابراین نمی‌توانند بارهای ثقلی را به ستون‌های طبقه همکف منتقل کنند و این موضوع باعث پیشروی فروپاشی در سازه می‌شود. ستون C3، در ابتدای اعمال بارگذاری انفجار، دچار خساراتی ناشی از فشار مستقیم انفجار شده است و پس از آن، به دلیل وقوع خرابی پیشرونده، دچار خسارات بیشتری در بخش پایینی خود می‌شود. شکل (۱۱-ب)، کرنش موثر پلاستیک کل اجزای قاب در شرایط ۷۰ میلی‌ثانیه پس از وقوع این حالت انفجار را (قبل از شروع خرابی پیشرونده) نشان می‌دهد.



شکل ۱۱: میزان خسارات وارده به سازه تحت اثر حالات بار انفجاری (الف) نوع ۴ و (ب) نوع ۵.

در جدول ۴، عملکرد کلی سازه تحت اثر حالت‌های بار انفجاری مورد مطالعه، نشان داده شده است.

جدول ۴: عملکرد کلی سازه تحت حالات بار انفجاری استفاده شده در مطالعات

حالات بار انفجاری	وزن خرج انفجاری، W (kg)	فاصله مقیاس شده، Z ($m/kg^{1/3}$)	عملکرد سازه
۱	۵۰	۱,۳۵۷	ایمن
۲	۱۰۰	۱,۰۷۷	ایمن
۳	۲۰۰	۰,۸۵۵	ایمن
۴	۳۰۰	۰,۷۴۷	حالت بحرانی اما هنوز ایمن
۵	۴۰۰	۰,۶۷۹	غیر ایمن
۶	۵۰۰	۰,۶۳۰	غیر ایمن

شاخص خرابی یک رویکرد عددی جهت تعیین خرابی اجزای سازه‌ای بعد از وقوع انفجار یا زلزله می‌باشد. از آنجایی که میزان بهره‌برداری از یک سازه به عملکرد اجزای کلیدی سازه تحت بارهای اعمال شده بستگی دارد، لذا شاخص خرابی براساس ظرفیت باقی‌مانده اجزای سازه‌ای خسارت‌دیده، می‌تواند تخمین‌های قابل اعتمادتری از میزان و عمر بهره‌برداری سازه ارائه دهد. بنابراین، شاخص خرابی تعریف‌شده در این مطالعه، براساس ظرفیت باقی‌مانده اجزای کلیدی سازه، به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود [۴]:

$$DI = 1 - \frac{P_{Residual}}{P_{Design}} \quad (۸)$$

در رابطه (۸)، P_{Design} ظرفیت باربری محوری طراحی ستون می‌باشد، که با توجه به محاسبات انجام شده، حداکثر بار محوری که ستون‌های مورد نظر می‌توانند تحمل کنند، ۳۷۴۰۰ کیلونیوتن می‌باشد. همچنین ظرفیت باربری محوری باقی‌مانده ($P_{Residual}$) ستون‌های C1، C2، C3 و C8 در جدول ۵ نشان داده شده است. شاخص خرابی برای ستون‌های مورد مطالعه، در جدول ۶ نشان داده شده است.

جدول ۵: ظرفیت باربری محوری باقی‌مانده ستون‌های مورد مطالعه

ظرفیت باقیمانده (کیلونیوتن)					
حالت بار انفجاری	۱	۲	۳	۴	۵
ستون C1	۳۷۴۰۰	۱۳۲۰۰	۰	۰	۰
ستون C2	۳۷۴۰۰	۳۷۴۰۰	۲۲۹۶۸	۱۱۸۸۰	۶۶۰۰
ستون C3	۳۷۴۰۰	۲۱۱۲۰	۱۳۲۰۰	۶۶۰۰	۲۶۴۰
ستون C8	۳۷۴۰۰	۳۷۴۰۰	۱۵۴۸۰	۶۶۰۰	۸۴۴۰

جدول ۶: شاخص خرابی ستون‌های مورد مطالعه

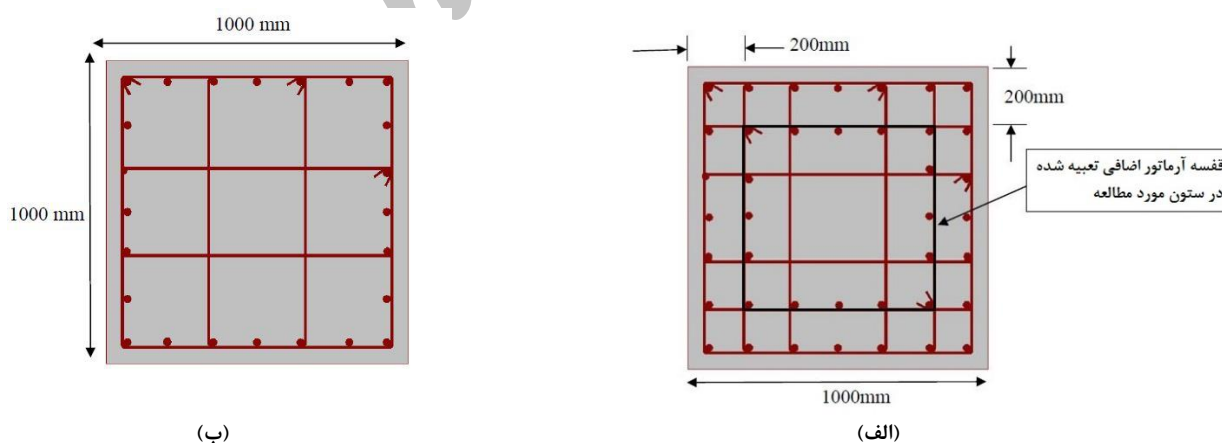
شاخص خرابی					
حالت بار انفجاری	۱	۲	۳	۴	۵
ستون C1	۰	۰.۶۵	۱	۱	۱
ستون C2	۰	۰	۰.۳۹	۰.۶۸	۰.۸۲
ستون C3	۰	۰.۴۳	۰.۶۵	۰.۸۲	۰.۹۳
ستون C8	۰	۰	۰.۵۸	۰.۸۲	۰.۷۷

۶- بررسی عملکرد ستون‌های بتن آرمه همراه با قفسه آرماتور اضافی، تحت اثر انفجار

در این بخش، عملکرد ستون بتن آرمه دارای یک قفسه آرماتور اضافی، تحت اثر بار انفجاری و شرایط پس از انفجار، مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج مطالعات انجام شده در بخش ۵ نشان داد که انفجار نزدیک ساختمان موجب خسارات قابل توجهی در قسمت‌های پایینی ستون‌ها، به دلیل گسیختگی برشی ناشی از انفجار می‌شود. انفجار با شدت فشار بالا، موجب خسارت به پوشش بتن و آرماتورهای ستون‌های بتن آرمه می‌شود که این امر باعث از بین رفتن محصورشدگی بتن می‌شود. لذا اگر از یک قفسه آرماتور اضافی در ستون بتن آرمه استفاده شود، ممکن است ظرفیت ستون بتن آرمه پس از وقوع انفجار، کمتر کاهش پیدا می‌کند. در این حالت، بتن محصورشده در قفسه آرماتور اضافی، به صورت یک ستون مستقل با ابعاد کاهش‌یافته عمل می‌کند. لذا در این بخش، تاثیر تقویت ستون با یک قفسه آرماتور اضافی، در حفظ ظرفیت باربری ستون‌های بتن آرمه، تحت شرایط بعد از انفجار مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در مطالعات انجام شده در این بخش، از ستون بخش ۵ با یک قفسه آرماتور اضافی مربعی شکل استفاده شده است، که با توجه به شکل (۱۲-الف)، مرکز این مربع بر مرکز ستون مربعی شکل منطبق شده است، به طوری که فاصله لبه‌های قفسه آرماتور اضافی با لبه‌های ستون مورد نظر ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در این حالت، سطح مقطع کل آرماتورهای طولی ۳.۲٪ سطح مقطع کل ستون می‌باشد.

لازم به ذکر است که ستون مورد مطالعه در بخش ۵، دارای سطح مقطع کل آرماتورهای طولی ۲٪ سطح مقطع کل ستون بوده است و آرماتورهای طولی در فاصله ۱۵۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار می‌گرفتند. همچنین از آرماتورهای عرضی با قطر ۱۰ میلی‌متر با فاصله ۱۵۰ میلی‌متر از یکدیگر استفاده شده است، که این مشخصات در شکل ۱۲-ب نشان داده شده است.



شکل ۱۲: جزئیات مقطع ستون مورد مطالعه در (الف) بخش ۶ و مقایسه آن با ستون استفاده شده در (ب) بخش ۵.

در جدول ۷، عملکرد کلی ستون‌های بتن آرمه، با و بدون قفسه آرماتور اضافی، تحت حالات مختلف خرابی مختلف، نشان داده شده است و با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهند که با تقویت ستون بتن آرمه با قفسه آرماتور اضافی، شاخص‌های خرابی بدست آمده برای ظرفیت باربری محوری ستون‌ها، نسبت به حالتی که از یک ستون بتن آرمه متعارف استفاده می‌شود، به طور قابل توجهی کاهش پیدا

کرده است. در جدول ۷، به طور مثال، منظور از C2-LC3، ستون شماره ۲ (شکل ۸) تحت حالات بار انفجاری ۳ (جدول ۴) می‌باشد. با توجه به جدول ۷، مشاهده می‌شود که بیشترین تاثیر تعبیه قفسه آرماتور اضافی، در ستون شماره ۳ تحت حالت بار انفجاری نوع ۲ می‌باشد که باعث کاهش ۶۷٪ شاخص خرابی ستون نسبت به حالت استفاده از ستون بتن آرمه متعارف می‌شود. لذا با توجه به این نتایج، می‌توان در طراحی‌های آینده، برای بهبود و حفظ ظرفیت باقی‌مانده ستون‌های بتن آرمه معمولی تحت اثر انفجارات نزدیک ساختمان، از راهکار اضافه کردن یک قفسه آرماتور اضافی به ستون، استفاده کرد.

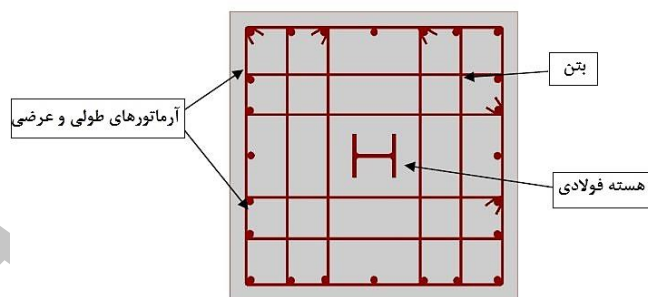
جدول ۷: بررسی عملکرد قفسه آرماتور اضافه شده به ستون بتن آرمه متعارف

حالت بار انفجاری-ستون مورد مطالعه	C1-LC2	C2-LC3	C3-LC2	C8-LC3	C8-LC4
شاخص خرابی ستون بتن آرمه متعارف	۰٫۶۵	۰٫۳۹	۰٫۴۳	۰٫۵۸	۰٫۸۲
شاخص خرابی ستون بتن آرمه تقویت شده	۰٫۴۹	۰٫۱۸	۰٫۱۴	۰٫۳	۰٫۶
عملکرد	٪۲۵	٪۵۴	٪۶۷	٪۴۸	٪۲۷

۷- بررسی عملکرد ستون‌های بتن آرمه همراه با هسته فولادی مرکزی، تحت اثر انفجار

در این بخش عملکرد ستون بتن آرمه دارای هسته فولادی را تحت اثر بار انفجار، در مقایسه با زمانی که از ستون بتن آرمه متعارف استفاده شود، مورد بررسی و مطالعه قرار می‌گیرد. این مطالعه بر روی ستون‌های طبقه همکف ساختمان‌های چند طبقه متقارن انجام شده است. ستون مورد مطالعه در این بخش دارای ارتفاع ۴٫۷ متر و دارای مقطع عرضی مربعی به ابعاد ۱۰۰۰ میلیمتر می‌باشد. با توجه به شکل (۱۳)، سطح مقطع کل آرماتورهای طولی و هسته فولادی، ۲٪ سطح مقطع کل ستون می‌باشد و آرماتورهای طولی در فاصله ۱۵۰ میلیمتر از یکدیگر قرار می‌گیرند. همچنین از آرماتورهای عرضی با قطر ۱۰ میلیمتر با فاصله ۱۵۰ میلیمتر از یکدیگر استفاده شده است.

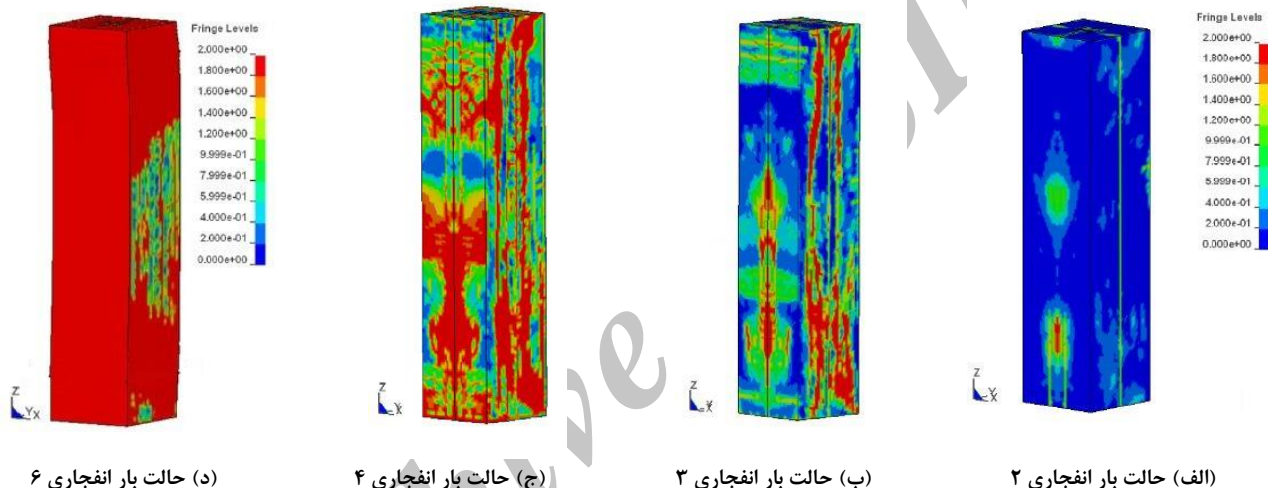
برای هسته فولادی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه، از پروفیل IPB200 استفاده شده است. مشخصات مصالح این پروفیل بدین صورت است که دارای مدول یانگ ۲۰۵ گیگاپاسکال، ضریب پواسون ۰٫۳، مقاومت تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال و چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. همچنین مشخصات مصالح آرماتورها و بتن مصرفی در این بخش، همانند بخش ۵ می‌باشد.



شکل ۱۳: مقطع عرضی ستون بتن آرمه دارای هسته فولادی مورد مطالعه.

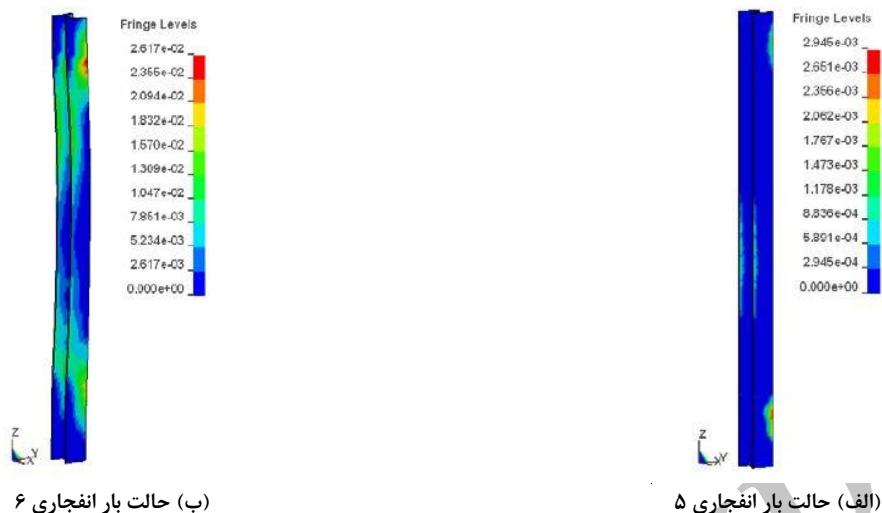
در این مطالعه، شرایط پیش تنش مختلفی برای ستون، با توجه به میزان ظرفیت باربری محوری ستون در نظر گرفته شده است. در مرحله اول از تحلیل‌ها، بار ثقلی اولیه اعمال شده به ستون مدل شده، ۲۵٪ ظرفیت باربری ستون می‌باشد [۴]. اگر در این شرایط، ستون مورد مطالعه قادر به تحمل بارهای انفجاری باشد، در مراحل بعدی تحلیل، بار ثقلی اولیه اعمال شده به ستون مدل شده، ۵۰٪ و ۷۵٪ ظرفیت باربری ستون می‌شود. برای مقایسه عملکرد ستون کامپوزیتی پیشنهادی با ستون بتن آرمه متعارف (شکل ۱۲-ب)، تمامی حالات تحلیل برای هر دو نوع ستون انجام می‌شود و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود. حالات بار انفجاری استفاده شده، همان حالات بار انفجاری بخش‌های قبل می‌باشد که در جدول ۴، نشان داده شده است و برای تمامی این حالات بار انفجاری، فاصله رویارویی برابر با ۵ متر می‌باشد.

نتایج نشان می‌دهند که در حالت بار انفجاری ۱، هیچ تسلیم مصالح در فولاد یا بتن اتفاق نمی‌افتد و ستون رفتار کاملاً الاستیک از خود نشان می‌دهد. حالات بار انفجاری ۲ و ۳ باعث خسارات جزئی به بتن ستون کامپوزیتی می‌شوند که به ترتیب در شکل‌های ۱۴-الف و ۱۴-ب نشان داده شده است. همچنین مشاهده می‌شود در این حالات هیچگونه تسلیمی در هسته فولادی ستون کامپوزیتی اتفاق نمی‌افتد. شکل ۱۴-ج کرنش موثر پلاستیک ستون کامپوزیتی مورد مطالعه تحت اثر بار انفجاری ۴ نشان می‌دهد، که مشاهده می‌شود بتن ستون کامپوزیتی خسارات بیشتری را نسبت به حالات قبلی انفجار تجربه می‌کند. هسته فولادی ستون کامپوزیتی تحت حالات بار انفجاری ۱، ۲ و ۳ دچار خسارت نمی‌شود، اما تحت اثر حالت بار انفجاری ۴ مقداری خسارت به بخش پایینی هسته فولادی وارد می‌شود. نتایج بدست آمده برای حالات بار انفجاری ۵ و ۶ تقریباً مشابه هستند و در این حالات هیچ نشانه‌ای از گسیختگی کل ستون وجود ندارد. اما با این حال بتن ستون کامپوزیتی در این حالات به طور کامل دچار خسارت و خرابی می‌شوند و همچنین فولاد محصورشدگی خود را از دست می‌دهد و پیوستگی بین بتن و هسته فولادی ستون کامپوزیتی از بین می‌رود. در شکل ۱۴-د، کرنش موثر پلاستیک بتن ستون کامپوزیتی مورد مطالعه پس از وقوع حالت بار انفجاری ۶ نشان داده شده است. در این حالت آرماتورهای طولی در حالت الاستیک باقی می‌مانند ولی با این حال دچار تغییرشکل جانبی دائمی ناشی از کمانش قفسه آرماتورها می‌شوند و دیگر نمی‌توانند در انتقال بارهای ثقلی موثر باشند.



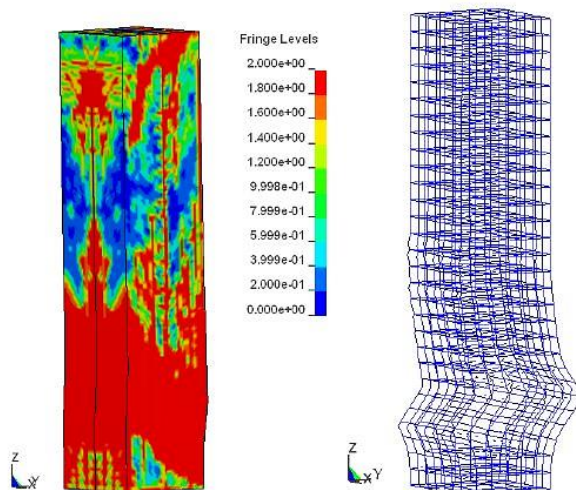
شکل ۱۴: کرنش موثر پلاستیک بتن ستون کامپوزیتی مورد مطالعه.

در بخش‌هایی از هسته فولادی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه تحت اثر حالات بار انفجاری ۵ و ۶، تسلیم‌شدگی رخ می‌دهد، ولی با این حال پایداری خود را در شرایط پس از انفجار حفظ کرده است و قادر به انتقال بارهای ثقلی می‌باشد. لذا ستون کامپوزیتی مورد مطالعه در این حالات بار انفجاری دچار فروپاشی نمی‌شود، که این موضوع به دلیل قابلیت انتقال بارهای ثقلی (پس از شرایط انفجار)، توسط هسته فولادی ستون کامپوزیتی می‌باشد. شکل ۱۵ میزان خسارات وارده به بخش‌های مختلف هسته فولادی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه، تحت شرایط بار انفجاری ۵ و ۶ را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵: دیاگرام کرنش هسته فولادی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه تحت حالات بار انفجاری ۵ و ۶.

برای بررسی عملکرد ستون بتن آرمه با هسته فولادی در برابر بار انفجاری، از مقایسه عملکرد آن را با یک ستون بتن آرمه متعارف استفاده شده است. نتایج کلی نشان می‌دهند که ستون بتن آرمه متعارف تحت حالات بار انفجاری ۴، ۵ و ۶ به طور کامل دچار خسارت می‌شود و در این حالات، ستون بتن آرمه متعارف ظرفیت کافی برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی، در شرایط پس از انفجار را ندارد. در ادامه جزئیات خسارات وارد شده به ستون بتن آرمه متعارف تحت حالت بار انفجاری ۵ مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد و همچنین در شکل ۱۶، میزان خسارت وارده به ستون بتن آرمه متعارف تحت حالت بار انفجاری ۵، نشان داده شده است.



شکل ۱۶: خسارات وارده به بتن و آرماتورهای ستون بتن آرمه متعارف تحت حالت انفجاری ۵.

با توجه به شکل ۱۶، در بخش پایینی ستون بتن آرمه متعارف، بتن به بالاترین سطح کرنش پلاستیک رسیده است و به طور کامل دچار خرابی و خسارت شده است و همچنین با توجه به اینکه در این قسمت آرماتورها محصورشدگی ناشی از بتن را از دست داده‌اند، دچار کمانش شده‌اند و لذا قادر به انتقال بارهای ثقلی نمی‌باشند. در نتیجه، ستون بتن آرمه متعارف تحت اثر گسیختگی برشی مستقیم در بخش پایینی خود قرار گرفته است، که این موضوع به دلیل اثرات مشترک فشار انفجار و بارهای ثقلی می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهد که ستون فولادی در ستون کامپوزیتی پیشنهادی، منجر به جلوگیری از فروپاشی کل ستون (در شرایط پس از انفجار) شده است. لذا این موضوع

نشان‌دهنده این است که ستون بتن آرمه دارای هسته فولادی در مقایسه با یک ستون بتن آرمه متعارف معادل، دارای عملکرد بسیار بهتری در انتقال بارهای ثقلی پس از شرایط انفجار می‌باشد.

در مراحل بعدی، بار ثقلی اولیه اعمال شده به ستون مدل شده، ۵۰٪ و ۷۵٪ ظرفیت باربری ستون می‌شود. عملکرد کلی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه در مقایسه با ستون بتن آرمه متعارف، به طور خلاصه در جدول ۸ نشان داده شده است. جدول ۸، یک مقایسه از عملکرد ستون کامپوزیتی پیشنهادی با ستون بتن آرمه متعارف را در برابر حالات بار انفجاری و بارهای محوری مختلف نشان می‌دهد.

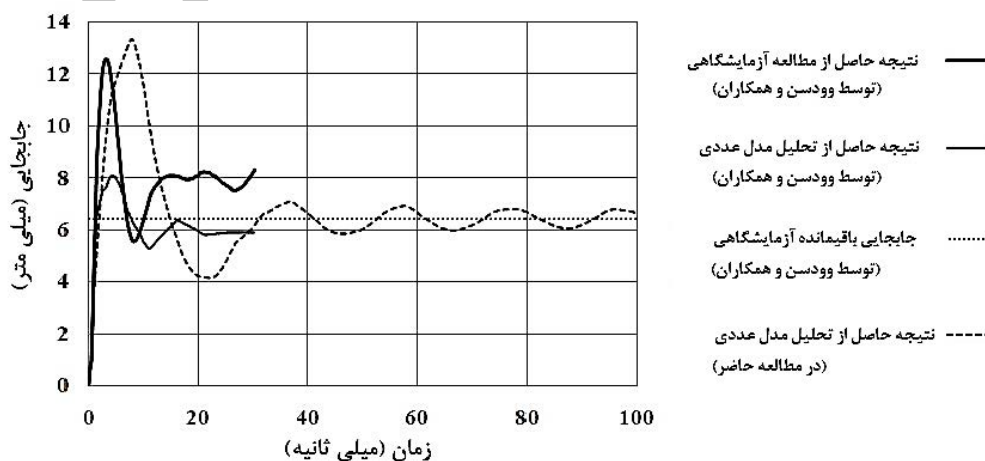
جدول ۸: بررسی عملکرد قفسه آرمانور اضافه شده به ستون بتن آرمه متعارف

نسبت بار ثقلی به ظرفیت محوری ستون		۲۵٪		۵۰٪		۷۵٪	
وزن خرج انفجاری (kg)		ستون کامپوزیتی پیشنهادی	ستون بتن آرمه متعارف	ستون کامپوزیتی پیشنهادی	ستون بتن آرمه متعارف	ستون کامپوزیتی پیشنهادی	ستون بتن آرمه متعارف
۵۰	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن
۱۰۰	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن
۲۰۰	ایمن	ایمن	ایمن	غیرایمن	غیرایمن	ایمن	غیرایمن
۳۰۰	ایمن	غیرایمن	ایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن
۴۰۰	ایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن
۵۰۰	ایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن	غیرایمن

نتایج نشان می‌دهد که ستون کامپوزیتی پیشنهادی در مقایسه با ستون بتن آرمه متعارف، در تمامی حالات بار انفجاری مورد بررسی، عملکرد بهتری در برابر گسیختگی از خود نشان می‌دهد. ستون کامپوزیتی پیشنهادی، هنگامی که تحت اثر انفجارات با خرج انفجاری کمتر یا مساوی معادل ۲۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی قرار می‌گیرد می‌تواند حتی تحت شرایط اعمال بارهای محوری زیاد، مقاومت کند و دچار گسیختگی نمی‌شود. بار محوری اعمال شده به ستون، به طور قابل توجهی رفتار ستون کامپوزیتی را تحت اثر خود قرار می‌دهد، به طوری که گسیختگی ستون به دلیل ناتوانی ستون در انتقال بارهای ثقلی در حالت بهره‌برداری پس از انفجار می‌باشد. بنابراین، گسیختگی ستون کامپوزیتی پیشنهادی، تابعی از ترکیب شدت بارهای انفجاری و محوری می‌باشد.

۸- ارزیابی صحت مدل‌ها

در شکل ۱۷، نمودار تاریخچه زمانی جابجایی افقی وسط ستون مورد نظر بدست آمده از نتایج تحلیل در این مطالعه با نتایج آزمایشگاهی و عددی بدست آمده توسط وودسن و همکاران، جهت صحت‌سنجی، مقایسه شده است.



شکل ۱۷: نمودار تاریخچه زمانی جابجایی وسط ستون مورد نظر در تحلیل‌های مختلف.

با توجه به شکل ۱۷، جابجایی افقی باقیمانده وسط ستون مورد نظر که توسط وودسن و همکاران در انتهای آزمایش اندازه‌گیری شده، برابر با ۶,۳ میلیمتر بوده است. همچنین مشاهده می‌شود که پیش‌بینی‌های عددی ارائه شده در این مطالعه از نتایج تحلیلی بدست آمده توسط وودسن و همکاران بهتر است، که این موضوع می‌تواند به دلیل پیشرفته‌تر بودن نرم‌افزار LS DYNA در تعریف بهتر مشخصات مصالح بتن و فولاد باشد. حداکثر جابجایی افقی بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیل انجام شده در این مطالعه، به ترتیب برابر با ۱۲,۵ میلیمتر و ۱۳ میلیمتر می‌باشد، که نشان‌دهنده یک خطای ۴٪ در مدل‌سازی انجام شده در مطالعه حاضر می‌باشد. دوره تناوب ارتعاش افقی بدست آمده از نتایج تحلیل مطالعه حاضر، با دوره تناوب ارتعاش افقی نتایج آزمایشگاهی در حدود ۱۰ میلی ثانیه تفاوت دارد. همچنین با توجه به شکل، مشاهده می‌شود که تغییر شکل باقیمانده در مطالعه حاضر، در انتهای زمان تحلیل، مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی پیدا کرده است. با توجه به اینکه در این مطالعه به ارزیابی خرابی سازه تحت اثر انفجار پرداخته می‌شود، بطور کلی، نتایج صحت‌سنجی نشان می‌دهند که نتایج بدست آمده از تحلیل در مطالعه حاضر مطابقت قابل قبولی با نتایج آزمایش شماره ۲ وودسن و همکاران دارد، لذا می‌توان با توجه به این روش مدل‌سازی، نتایج قابل اعتمادی استخراج کرد.

۹- نتیجه گیری

۱. مطالعه پاسخ سرتاسری ساختمان ۱۰ طبقه بتن آرمه تحت اثر بار انفجاری (با مشخصات $R = 5 m$ و $W = 500kg(TNT)$) با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی الاستیک خطی در نرم‌افزار SAP2000 نشان داد که اجزای سازه‌ای در نواحی نزدیک به انفجار، متحمل مقادیر قابل توجهی از نیروهای برشی و لنگرهای خمشی ناشی از فشار مستقیم انفجار می‌شوند. همچنین با توجه به بار انفجاری مورد مطالعه، ستون‌های C1 و C5 بحرانی‌ترین ستون‌های ساختمان بودند که تحت اثر گسیختگی‌های خمشی و برشی قرار گرفتند. در این حالت بمنظور ملاحظه افزایش مقاومت مصالح ناشی از اثرات نرخ کرنش از ضرایب افزایش دینامیکی (DIF) مختلف برای مصالح، و در حالت $DIF = 1$ برای ستون C1 مقدار نسبت ظرفیت مورد نیاز خمشی به ظرفیت موجود خمشی ۵,۴۷۱ بدست آمد در حالی که برای ۲ و $DIF = 1.5$ ، این نسبت به ترتیب ۴,۹ و ۴,۵۴ بدست آمد. تحلیل مجدد نحوه خرابی پیشرونده ساختمان، با سختی اصلاح شده‌ی صفر برای ستون‌های گسیخته شده C1 و C5 نیز نتایج نشان داد که پس از گسیختگی این ستون‌ها، ستون‌های C3 و C6 دچار گسیختگی می‌شوند.

۲. نتایج مطالعه دقیق رفتار اجزای کلیدی و بحرانی سازه پس از تحلیل خطی سرتاسری ساختمان بتن آرمه در نرم‌افزار SAP2000 و مشخص شدن نواحی بحرانی سازه در برابر انفجار، با استفاده از نرم‌افزار LS DYNA، تحلیل محلی سازه در برابر بارهای انفجاری مختلف (با فاصله رویارویی یکسان $R = 5 m$)، نشان داد که در خرج انفجاری $W = 300kg(TNT)$ ، ستون C1 دچار گسیختگی کامل می‌شود و بحرانی‌ترین مقاطع ستون‌های C2، C3 و C8، به ترتیب دچار ۳۹٪، ۶۵٪ و ۵۸٪ دچار خرابی می‌شوند. با این حال، در این حالت، خرابی پیشرونده در سازه آغاز نمی‌شود. اما در خرج انفجاری $W = 400kg(TNT)$ ، خرابی پیشرونده در سازه شروع می‌شود و در این حالت بحرانی‌ترین مقاطع ستون‌های C2، C3 و C8، به ترتیب دچار ۶۸٪، ۸۲٪ و ۸۲٪ دچار خرابی می‌شوند، که این میزان خرابی ناشی از اثر مستقیم انفجار بوده و قبل از شروع خرابی پیشرونده می‌باشد.

۳. نتایج نشان داد که انفجار با شدت زیاد، موجب از بین رفتن پوشش بتن هسته ستون و در نتیجه کماتورها می‌شود. لذا در این مطالعه بمنظور افزایش ظرفیت باربری ستون در شرایط پس از انفجار و جلوگیری از خرابی پیشرونده، ستون با یک قفسه آرماتور اضافی، مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان داد که با تقویت ستون با یک قفسه آرماتور اضافی، شاخص‌های خرابی بدست آمده برای ظرفیت باربری محوری ستون‌ها، نسبت به حالتی که از یک ستون بتن آرمه متعارف استفاده می‌شود، به طور قابل توجهی کاهش پیدا می‌کند. با توجه به نتایج، مشاهده شد که ستون پیشنهادی در بهترین عملکرد خود، موجب کاهش ۶۷٪ میزان خرابی می‌شود، که این کاهش مربوط به ستون C3 تحت اثر بار انفجاری نوع ۲ می‌باشد. همچنین ستون پیشنهادی در حالتی که جهت برخورد فشار انفجار با وجه روبرویی ستون به صورت مورب باشد، می‌تواند عملکرد بهتری از خود نشان دهد. این موضوع در ستون C2 تحت اثر بار انفجاری نوع ۳ باعث کاهش ۵۴٪ میزان خرابی ستون بتن آرمه شده است.

۴. با اعمال بار ثقلی به میزان ۲۵٪ ظرفیت باربری بهره‌برداری ستون به ستون بتن آرمه کامپوزیتی با هسته فولادی، به عنوان یک راه حل دیگر برای افزایش مقاومت در برابر بارهای ثقلی بهره‌برداری در شرایط پس از انفجار معلوم گردید که تحت حالات بار انفجاری ۱ و ۲، تقریباً هیچگونه تغییرشکل پلاستیک در ستون کامپوزیتی پیشنهادی اتفاق نمی‌افتد و در نتیجه ستون تا فاصله مقیاس شده در حدود ۱۰۰۸ $(m/kg^{1/3})$ دارای رفتار کاملاً الاستیک می‌باشد. در این شرایط، آرماتورهای طولی دچار تغییرشکل‌های جانبی دائمی ناشی از کمانش قفسه آرماتورها می‌شوند و در این حالت، بتن و آرماتورها دیگر نمی‌توانند در انتقال بارهای ثقلی موثر باشند. با این حال، مشاهده شد که هسته فولادی ستون کامپوزیتی مورد مطالعه، قادر به انتقال بارهای ثقلی اعمال شده بوده و همچنین از مقاومت کافی برای حفظ یکپارچگی سازه برخوردار است. اما تحت همین شرایط، مشاهده شد که ستون بتن آرمه متعارف، از حالت بار انفجاری ۴ به بعد دچار گسیختگی کامل می‌شود. در مرحله بعد، با افزایش بار ثقلی اعمال شده به میزان ۵۰٪ و ۷۵٪ ظرفیت باربری بهره‌برداری ستون، مشاهده شد که ستون کامپوزیتی پیشنهادی، به ترتیب از حالت بار انفجاری ۵ و ۳ به بعد دچار گسیختگی کامل می‌شود، در صورتی که در این شرایط، ستون بتن آرمه متعارف، به ترتیب از حالت بار انفجاری ۳ و ۲ به بعد، دچار گسیختگی کامل می‌شود. لذا، ستون کامپوزیتی پیشنهادی، تحت اثر انفجارات با فاصله مقیاس شده کمتر از $(m/kg^{1/3}) ۰.۸۵$ می‌تواند حتی تحت شرایط اعمال بارهای محوری زیاد، مقاومت کرده و دچار گسیختگی نشود.

مراجع

- [1] Oстераas, J. D. (2006). Murrah building bombing revisited: A qualitative assessment of blast damage and collapse patterns. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4), 330-335.
- [2] Ambrosini, D., Luccioni, B., Jacinto, A., & Danesi, R. (2005). Location and mass of explosive from structural damage. *Engineering Structures*, 27(2), 167-176.
- [3] Agnew, N., Marjanishvili, S., & Gallant, S. (2007). Concrete detailing for blast. *STRUCTURE magazine-Discussions on design issues for structural engineers* January.
- [4] Shi, Y., Hao, H., & Li, Z. X. (2008). Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads. *International Journal of Impact Engineering*, 35(11), 1213-1227.
- [5] Laskar, A., Gu, H., Mo, Y. L., & Song, G. (2009). Progressive collapse of a two-story reinforced concrete frame with embedded smart aggregates. *Smart Materials and Structures*, 18(7), 075001.
- [6] Silva, P. F., & Lu, B. (2009). Blast resistance capacity of reinforced concrete slabs. *Journal of Structural Engineering*, 135(6), 708-716.
- [7] Bao, X., & Li, B. (2010). Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns. *International journal of impact engineering*, 37(3), 295-308.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] Army, U. S., U. S. Navy, and US Air Force. (1990). Structures to resist the effects of accidental explosions. TM5-1300: 1400
- [12] Krauthammer, T., & Otani, R. K. (1997). Mesh, gravity and load effects on finite element simulations of blast loaded reinforced concrete structures. *Computers & structures*, 63(6), 1113-1120.
- [13] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A., & Ramsay, J. (2007). Blast loading and blast effects on structures—an overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 7, 76-91.
- [14] Remennikov, A., & Carolan, D. (2006). Blast effects and vulnerability of building structures from terrorist attack. *Australian Journal of Structural Engineering*, 7(1), 1-11.
- [15] Malvar, L. J., Crawford, J. E., Wesevich, J. W., & Simons, D. (1997). A plasticity concrete material model for DYNA3D. *International Journal of Impact Engineering*, 19(9-10), 847-873.
- [16] Woodson, S. C., & Baylot, J. T. (1999). Structural collapse: quarter-scale model experiments (No. WES/TR/SL-99-8). ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION VICKSBURG MS STRUCTURES LAB.
- [17] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۹۲).
- [18] Kadid, A., & Boumrkik, A. (2008). Pushover analysis of reinforced concrete frame structures. *Asian journal of civil engineering (Building and Housing)*, 9(1), 75-83.