

Economic Comparison of LRFD and Performance-Based Design Methods for Short-Rise Reinforced Concrete Moment Frames under Blast Loading

Pouya Hassanvand¹, Sajjad Mohammadian Abi^{2*}, Mojtaba Hosseini³

1- Assistant professor, Department of civil engineering, Ayatollah Boroujerdi university, Boroujerd, Iran

2-Ph.D, Department of civil engineering, Islamic Azad University science and research Branch, Tehran, Iran

3- Professor, Department of civil engineering, Lorestan university, khoramabad, Iran

ABSTRACT

Given the high costs associated with the construction and operation of a structure, economics plays a crucial role in structural design. A proper design, in addition to meeting building requirements and regulations, must also be optimized from an economic standpoint. In designing structures to withstand explosions, there is no method analogous to using a behavior factor, and the existing behavior factor for seismic design does not apply to the behavior of structures against explosions. This research compares LRFD design and performance-based design in two 2-story reinforced concrete frames with reinforced concrete shear walls subjected to two explosions: 1 ton of TNT at a distance of 20 meters and 10 tons of TNT at a distance of 30 meters from the structure. Initially, two samples of combined moment frame and reinforced concrete shear wall systems under two surface explosion loading conditions (explosive load combination according to the sixth chapter of the National Building Regulations) have been designed using the LRFD method through linear dynamic analyses. Subsequently, the resulting designs have been analyzed against the aforementioned load combination using non-linear dynamic analysis, and the performance levels provided by these structures have been evaluated. In the next step, the mentioned models have been designed using the performance-based design method to achieve three performance levels: Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention. The results indicate a significant difference between the weight of materials used in the designs resulting from the LRFD method and those designed for IO, LS, and CP performance levels. This difference in the 30-ton TNT explosion in frames with shear walls in the side spans is 10, 41, and 48 percent, respectively, while in the shear wall model in the middle span, it is 7, 54, and 60 percent, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 24 June 2025

Revise Date: 31 August 2025

Accept Date: 17 September 2025

Keywords:

Explosion

LRFD

Performance-based design

Economic design

Performance levels

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.529656.3758

*Corresponding author: Sajjad Mohammadian Abi

Email address: Sajjad.mohammadian@srbiau.ac.ir

مقایسه اقتصادی طراحی به روش *LRFD* با روش عملکردی در طراحی قاب‌های

خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه تحت بارگذاری انفجاری

پویا حسونود^۱، سجاد محمدیان آبی^{۲*}، مجتبی حسینی^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آیت الله العظمی بروجردی، بروجرد، ایران

۲- دکتری، دانشکده عمران معماری و هنر، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه لرستان، خرم‌آباد، ایران

چکیده

با توجه به هزینه‌های بالای ساخت و بهره‌برداری یک سازه، اقتصاد نقش حیاتی را در طراحی سازه‌ها ایفا می‌کند. یک طراحی مناسب علاوه بر رعایت الزامات و مقررات‌های ساختمان باید از منظر اقتصادی نیز بهینه طراحی گردد. در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار، از آن جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند. لذا این پژوهش به مقایسه طراحی به روش *LRFD* و طراحی بر اساس عملکرد در دو قاب ۲ طبقه بتن آرمه به همراه دیوار برشی بتن مسلح که تحت دو بار انفجار ۱ تن *TNT* به فاصله ۲۰ متری و ۱۰ تن *TNT* به فاصله ۳۰ متری از سازه قرار دارد، می‌پردازد. در ابتدا دو نمونه سامانه توام قاب خمشی و دیوار برشی بتن مسلح تحت دو حالت بارگذاری انفجار سطحی (ترکیب بار انفجاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)، با انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، به روش *LRFD* طراحی شده‌اند. سپس طرح‌های حاصل در مقابل ترکیب بار فوق‌الذکر به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل شده و سطوح عملکرد تامین شده توسط این سازه‌ها، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در مرحله بعد مدل‌های مذکور، به روش طراحی براساس عملکرد، جهت تامین سه سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش طراحی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که اختلاف قابل توجهی میان وزن مصالح مصرفی طرح حاصل از روش *LRFD* و طرح‌های حاصل از طراحی برای سطوح عملکرد *LS*، *IO* و *CP* مشاهده می‌شود. این اختلاف در انفجار ۳۰ تن *TNT* در قاب با دیوار برشی در دهانه‌های کناری به ترتیب برابر ۱۰، ۴۱ و ۴۸ درصد و در مدل دیوار برشی در دهانه‌ی وسط به ترتیب برابر ۷، ۵۴ و ۶۰ درصد می‌باشد.

کلمات کلیدی: انفجار، *LRFD*، طراحی بر اساس عملکرد، طرح اقتصادی، سطوح عملکرد

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۴/۰۴/۰۳	۱۴۰۴/۰۶/۰۹	۱۴۰۴/۰۶/۲۶	۱۴۰۴/۰۶/۲۶	۱۴۰۵/۰۲/۳۱	10.22065/jsce.2025.529656.3758
*نویسنده مسئول:		سجاد محمدیان آبی			
پست الکترونیکی:		Sajjad.mohammadian@srbiau.ac.ir			

۱- مقدمه

امروزه با توجه به افزایش حملات تروریستی در سراسر دنیا، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به ویژه در برخی از ساختمان‌های حساس و شریان‌های حیاتی در حوزه پدافند غیر عامل مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است. طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار به عنوان یک ضرورت، علاوه بر سازمان‌های نظامی و دولتی با توجه به تحت الشعاع قرار دادن اقتصاد طرح و بهره‌برداری دراز مدت از یک تحقیق، نظر بخش غیر نظامی را نیز به خود جلب نموده است [۱]. اهمیت بررسی اثرات انفجار بر روی سازه‌ها سبب شده است تا دستورالعمل‌هایی در زمینه طراحی ساختمان‌ها و فضاهای شهری در برابر انفجار تدوین گردد. دستورالعمل 1-855-TM5 [۲] که در سال ۱۹۸۶ توسط دپارتمان نیروی زمینی ارتش آمریکا برای سازه‌های مقاوم در برابر انفجار تهیه شده است را می‌توان به عنوان یکی از اولین دستورالعمل‌ها دانست که از اوایل دهه ۵۰ به بعد تهیه و تکمیل شده است. پس از آن دستورالعمل 57-87-TR [۳] در سال ۱۹۸۹ توسط بخش مهندسی نیروی هوایی آمریکا به منظور آنالیز و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجارهای غیر اتمی ارائه شد. در ادامه، دستورالعمل‌های دیگری همچون *DOE/TIC 11268* توسط دپارتمان انرژی آمریکا در سال ۱۹۹۲ و دستورالعمل‌های *ASCE 1995*، *DAHSCWE 1995*، *FEMA 426*، *FEMA 427*، *FEMA 428* تهیه شده‌اند. نهایتاً در سال ۲۰۰۸ دستورالعمل *UFC 3-340-02* [۴] که نسبت به دستورالعمل‌های پیشین جامعیت بیشتری داشته و نسخه به‌روز شده *TM5-1300* [۵] می‌باشد، توسط دپارتمان دفاعی آمریکا تهیه شد و هم‌اکنون اکثرًا به عنوان مبنای اصلی طراحی و تحقیقات در این حوزه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ایران نیز نخستین تلاش‌ها به تدوین راهنمای مقابله با حملات هوایی به سال‌های دوران دفاع مقدس برمی‌گردد که در آن ضوابط عمومی و طرح‌های اولیه پناهگاه‌ها توسط روزنامه انتشار یافت. اولین گزارش‌های مدون علمی در قالب راهنما و توصیه نامه مربوط به سال ۱۳۶۷ است که توصیه نامه طراحی سازه‌های امن معاونت فنی و اجرایی امور جنگ وزارت مسکن و شهرسازی به صورت ترجمه متن دستورالعمل *TM5-855-1* ارتش آمریکا منتشر شد. پس از تشکیل کمیته عالی پدافند غیر عامل کشور تدوین دستورالعمل‌های پدافند غیر عامل در حوزه‌های مختلف مهندسی و مدیریتی برای تاسیسات و زیر ساخت‌های حیاتی کشور با اولویت بالا در دستور کار قرار گرفت و در حال حاضر مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان با موضوع پدافند غیر عامل منتشر شده است [۶].

بیلول و وودسن^۱ در سال ۱۹۹۹ به ارزیابی رفتار قاب بتنی مسلح دو طبقه با مقیاس یک‌چهارم در معرض بارهای انفجار حوزه نزدیک پرداختند. این مطالعه شامل روند عددی و آزمایشگاهی بود و گزارشی کامل از جزئیات مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی در موقعیت‌های مختلف قاب بتن مسلح ارائه شده گردید. با توجه به آزمایش‌های انجام شده و مقایسه آن با مدل شبیه‌سازی شده با نرم‌افزار، هماهنگی مطلوبی میان این دو روش مشاهده شد. نتایج نشان داد که بتن ستون‌های خارجی دچار خردشدگی و فروریزش شده‌اند [۷]. یک مطالعه موردی از تحلیل انفجار و فروپاشی سازه بتن مسلح توسط لوسینی^۲ ارائه شده است. در این مطالعه از نرم‌افزار تجاری *AUTODYN* برای مدل‌سازی جزئیات ساختمان آمیا^۳ در بوینس آیرس که در بمب‌گذاری تروریستی سال ۱۹۹۴ آسیب دیده بود، استفاده شده است. المان‌های سازه‌ای بتنی و جریان هوا با استفاده از مش اویلری و لاگرانژی مدل گردیده است. در این تحقیق فرض شد که آسیب با بار انفجاری معادل ۴۰۰ کیلوگرم *TNT* ایجاد می‌شود. نتایج تحلیل این محققین نشان داد که آسیب واقعی و نتایج تحلیل‌های به دست آمده از مدل‌سازی با یکدیگر تطابق مناسبی دارند [۸]. باو و لی^۴ پاسخ دینامیکی و مقاومت محوری باقیمانده ستون بتنی را به صورت مطالعه پارامتریک مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه تأثیر پارامترهای ستون بتنی شامل نسبت تسلیح، نسبت بارمحوری و نسبت ابعاد ستون بر روی پاسخ سازه تحت بار انفجار بررسی شد. نتایج این تحقیق نشان داد که با توجه به این که بتن یک ماده کامپوزیت است و رفتار بتن مسلح تحت شرایط آسیب به واسطه از دست رفتن محصورشدگی بتن تغییر می‌کند، بنابراین تخمین ظرفیت باقیمانده بر اساس معیار جابجایی روش مناسبی برای سازه‌های بتن مسلح نیست و معیار جدید وابسته به تسلیم مصالح و محصورشدگی بتن مورد نیاز است [۹]. جایاسورییا و همکاران^۵ به بررسی انفجار بر

1 Woodson and Baylot

2 Luccioni

3 AMIA

4 Bao & Li

5 Jayasooriya et al.

روی یک سازه بتنی پرداختند. در این تحقیق به ارزیابی بتن و آسیب به قاب بتن مسلح دویعدی با توجه به تحمل بار اعضای سازه‌ای در انفجارهای حوزه نزدیک پرداخته شد. همچنین در این تحقیق پاسخ و آسیب قاب بتن مسلح با سناریوهای مختلف بار انفجار مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحقیق آنها نشان داد که در لحظات ابتدایی تنها قسمتهایی از ستون در حال خرابی می‌باشد و به مرور زمان که ستون‌ها کاملاً تخریب می‌گردند باعث خرابی تیرهای اطراف خود نیز می‌گردند [۱۰]. لن^۱ و همکاران آسیب وارده بر روی یک ستون بتنی مسلح ناشی از انفجار را توسط شبیه‌سازی عددی تحلیل کردند. نتایج کار این محققین نشان داد که محصور کردن بتن به‌طور مؤثری آسیب وارد به ستون را کاهش می‌دهد [۱۱]. اسدی و همکاران در تحقیقی به بررسی اثر انفجار بر سازه‌های بتن مسلح پرداختند و نتایج حاصل از تحلیل آنها نشان داد که نحوه حرکت کروی موج انفجار در فضا و همچنین استهلاک انرژی آن با افزایش فاصله از مرکز انفجار به خوبی توسط نرم‌افزار مورد استفاده در تحلیل عددی لحاظ شده است [۱۲]. پیمان و همکاران در تحقیقی جامع در خصوص تعیین چیدمان مناسب ورق *FRP* برای مقاوم‌سازی دیوارهای بتنی در برابر بارهای ناشی از انفجار انجام دادند. در این تحقیق از بررسی شکل‌های غیرمرسوم و غیرقابل اجرا در مطالعه المان محدود صرف‌نظر شده است. نتایج تحقیق بیانگر این موضوع می‌باشد که جهت مناسب الیاف *FRP* در راستای میلگردهای طراحی می‌باشد [۱۳]. ایبراهیم^۲ و همکاران مطالعاتی در مورد پاسخ سازه‌های با قاب بتنی مسلح تحت بارگذاری انفجار انجام دادند. در این تحقیق، تجزیه و تحلیل‌های دقیق اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار *ABAQUS* برای ارزیابی عملکرد سازه‌ای یک قاب بتنی ۴ طبقه دو بعدی انجام شد. نتایج نشان داد که تغییر طراحی ستون‌های خارجی، به ویژه با استفاده از مقطع لوله فولادی پر شده با بتن، پاسخ‌های سازه‌ای تحت بار انفجار را بهبود می‌بخشد [۱۴]. فاطیما^۳ و همکاران در مطالعاتی در مورد پاسخ کلی ساختمان‌های دارای قاب بتنی مسلح تحت شکل‌های مختلف پالس بار انفجار انجام دادند. این مطالعه شامل بررسی تأثیر پرکننده بنایی فقط در جهت داخل صفحه بارهای انفجاری با شکل‌های پالس مختلف است. نتایج، آسیب قابل توجهی را به ویژه در نمای جلویی به دلیل شکل‌های پالس انفجاری مقرر و سینوسی نیم سیکل نشان می‌دهد. در عین حال، مقاومت و سختی درون صفحه‌ای پرکننده‌های بنایی به طور قابل توجهی آسیب کلی در اجزای سازه‌ای را کاهش داده است [۱۵]. یوسفی و همکاران در پژوهشی به بررسی اثر انفجار مخازن خودروهای گازسوز بر روی ستون‌های بتنی پرداختند. به همین منظور بررسی جابجایی میانه ستون بتن مسلح ناشی از انفجار با در نظر گرفتن سه متغیر فاصله مخزن *CNG* تا ستون، مقاومت بتن و سطح مقطع ستون مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیق آنها نشان داد که موثرترین پارامترها به ترتیب عبارتند از: (۱) فاصله مخزن تا ستون بتنی و کاهش مقاومت بدنه خودرو (۲) سطح مقطع ستون (۳) مقاومت فشاری بتن. با افزایش فاصله مخزن تا ستون از ۵۰ سانتی‌متر به ۱۳۰ سانتی‌متر جابجایی حداکثر میانه ستون ۶۳٪، با کاهش مقاومت خودرو تا ۸۰ درصد جابجایی حداکثر میانه ستون حدود ۶۴٪، با افزایش مقاومت بتن از ۲۰ مگاپاسکال به ۴۰ مگاپاسکال جابجایی حداکثر میانه ستون ۱۴٪ و با افزایش ابعاد مقطع ستون از ۳۵ سانتی‌متر به ۵۰ سانتی‌متر مقدار جابجایی حداکثر میانه ستون ۴۵٪ کاهش می‌یابد [۱۶]. خیزآب و همکاران در تحقیقی به بررسی عملکرد سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی تحت اثر انفجار پرداختند. در تحقیق آنها، سازه‌های فولادی قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی (۳، ۶ و ۹ طبقه) به صورت سه بعدی در نرم‌افزار *ETABS* بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌ای طراحی و سپس قاب دو بعدی کناری استخراج و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت بارگذاری انفجاری در دو سناریو داخل و خارج صفحه‌ی قاب در نرم‌افزار اجزا محدودی *ABAQUS* انجام شده و در نهایت امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده بررسی و مقایسه گردید. نتایج تحقیق آنها نشان داد که در سناریوی بارگذاری انفجار داخل صفحه‌ی قاب، سیستم دوگانه‌ی دیوار برشی فولادی عملکرد مناسبی در مقایسه با سیستم قاب خمشی داشته و باعث محدود شدن فروریزش پیش‌رونده گردیده درحالی‌که در سناریوی بارگذاری انفجار خارج از صفحه‌ی قاب به دلیل انتشار موج انفجار بر دیوار برشی فولادی، سیستم قاب خمشی عملکرد بهتری داشته است [۱۷]. رضوی طوسی و همکاران در مقاله‌ای به بررسی رفتار دینامیکی دیوار برشی بتن مسلح با اتصالات تعویض پذیر تحت اثر بار انفجار پرداختند. برای این مطالعه تأثیر پارامترهای مختلفی چون: ضخامت ورق محاط شده در دیوار، ضخامت ورق خارجی، ضخامت ورق‌های سخت‌کننده، قطر بولت‌های طولی، فاصله مرکز انفجار از دیوار و همچنین جرم مواد منفجره را در نظر گرفتند. نتایج تحقیق نشان داده‌اند که به غیر از فاصله از مرکز انفجار و جرم مواد منفجره متغیرهای باقیمانده تأثیر چندانی

1 Lan

2 Ibrahim

3 Fatima

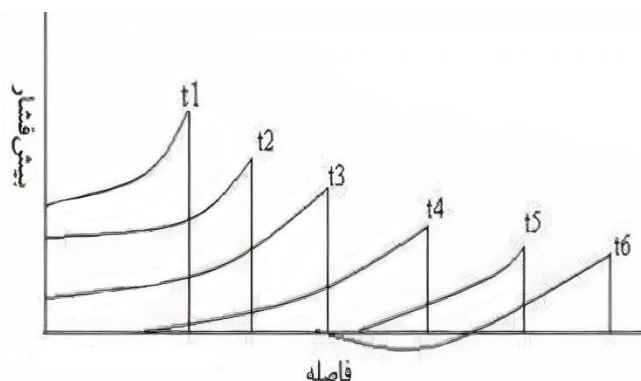
در مقادیر انرژی کرنشی و تغییر مکان حداکثر ندارند. همچنین مشاهده گردید که در تمامی مدل ها در اثر تغییر مشخصات ابعادی اجزای سازه و همچنین تغییر در فاصله و وزن مواد منفجره، هیچ کدام از اجزای سازه ای وارد ناحیه تسلیم خود نشده‌اند [۱۸]. یزدانی و همکاران در مقاله‌ای آسیب‌پذیری آشیانه هواپیما تحت بار انفجار و مقاوم‌سازی آن به کمک نوارهای FRP و قاب الحاقی را بررسی نمودند. به همین منظور جهت مدل‌سازی پاسخ آشیانه هواپیما در برابر بار انفجار، از نرم‌افزار ABAQUS استفاده نمودند. نتایج پژوهش آنها نشان داد که ورق‌های FRP مورد استفاده قادر به کاهش تغییر شکل های دیوار و نیز افزایش قابل توجه میزان استهلاک انرژی حاصل از موج انفجار می‌باشند و در نهایت آرایش بهینه پیشنهادی، استفاده از نوارهای FRP با الیاف کربن به صورت افقی، با ضخامت ۱ میلی‌متر، عرض ۲۰ سانتی‌متر و پوشش ۵۰ درصد سطح دیوار و در هر دو وجه آن می‌باشد [۱۹]. ضیا توحیدی و همکاران در پژوهشی به بررسی ارزیابی پاسخ الاستوپلاستیک پوسته‌های تک‌انحنایی فولادی تحت فشار ناشی از انفجار TNT با استفاده از روش ConWep پرداختند. آنها با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS، پاسخ الاستوپلاستیک پوسته‌های تک‌انحنایی فولادی با و بدون بازشو و سخت‌کننده در برابر بارهای انفجاری بررسی نمودند. نتایج تحقیق آنها حاکی از عملکرد بهتر پوسته با شرط تکیه‌گاهی گیردار در مقایسه با سایر شرایط تکیه‌گاهی بوده است. از سوی دیگر، نتایج نشان دهنده‌ی این واقعیت است که ایجاد بازشوی دایره‌ای و مربعی باعث کاهش سختی پوسته و به دنبال آن افزایش مقدار تغییر مکان شده است که میزان افزایش تغییر مکان برای بازشوی مربعی بیشتر از بازشوی دایره‌ای بوده است [۲۰]. معینی و همکاران در مقاله‌ای به بررسی تحلیل رفتار دال عرشه پل بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار پرداختند. پارامترهای مورد بررسی در تحقیق آنها، شامل جابجایی و خیز عرشه، تنش، حذف المان، مقدار تخریب عرشه و نحوه شکل‌گیری ترک‌ها، تغییر فاصله مقیاسی و جرم ماده منفجره است. همچنین، از نرم‌افزار اجزای محدود LS-DYNA، برای مدل‌سازی استفاده نمودند. نتایج نشان داد که، بر روی عرشه‌های بتنی در پل‌ها، متغیرها و محل انفجار بسیار حائز اهمیت و موثر بوده به نحوی که خرابی‌های وسیعی را در سطح انفجارهای نزدیک به وجود می‌آورد. بر اساس نتایج بدست آمده با افزایش وزن ماده منفجره، مقادیر جابجایی و تنش در سازه افزایش می‌یابد به گونه‌ای که بعد از انفجار ۲۵۰ کیلوگرم ماده منفجره در هوا ترک‌هایی خطی شکل ایجاد گردید در حالی که، بعد از انفجار ۵۰۰ کیلوگرم ماده منفجره بر روی سطح عرشه پل بتنی، تخریبی کروی پانچ مانند به قطر تقریبی ۲/۴ متر ایجاد شده است. همچنین، با تغییر ماده منفجره از ۲۵۰ کیلوگرم به ۵۰۰ کیلوگرم TNT، مقدار جابجایی برای مرکز عرشه پل ۵/۵ برابر و با تغییر ماده منفجره از ۷۰۰ کیلوگرم TNT، ۲/۵ برابر افزایش مقدار جابجایی و خیز عرشه را شاهد خواهیم بود [۲۱]. یزدانی و همکاران در پژوهشی دیگر مدل‌سازی عددی دیوار بنایی تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP به منظور بررسی تأثیر آرایش‌های مختلف FRP بر رفتار دیوار در برابر انفجار را مورد بررسی قرار دادند. در پژوهش آنها، با استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار ABAQUS، رفتار دیوارهای بنایی تقویت‌شده با ورق‌های FRP در برابر انفجاری با خرج ماده منفجره معادل ۱۵۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۵ متری مورد بررسی قرار گرفت. جنس فیبر، عرض نوار، ضخامت نوار، مساحت و زاویه نوارهای FRP از پارامترهای تأثیرگذاری بودند که در تحقیق آنها مورد کنکاش قرار گرفتند. نتایج حاصل از مدل‌سازی نشان می‌دهد که این روش مقاوم‌سازی برای تقویت دیوار بنایی در مقابل انفجار کارآمد بوده به طوری که جابجایی مرکز دیوار و انرژی کل آن را به طور قابل توجهی کاهش داده است. علاوه بر این مقاوم‌سازی دیوارها با نوارهای افقی در مقایسه با نوارهای عمودی و قطری، عملکرد دیوار را به مقدار بیشتری بهبود می‌بخشد [۲۲].

بررسی تحقیقات پیشین بیانگر آن است که در زمینه انفجار بر روی سازه‌ها پژوهش‌های زیادی انجام شده است. ولی در هیچ پژوهشی به صورت دقیق به مقایسه اقتصادی روش‌های طراحی سازه‌ها پرداخته نشده است. با توجه به بزرگ بودن بار انفجاری در صورتی که از روش‌های غیراقتصادی استفاده شود، هزینه ساخت سازه بسیار بالا خواهد بود. همچنین با توجه به این که طبق روش‌های معمول طراحی مانند روش LRFD، حدی از خرابی برای سازه مجاز شمرده می‌شود، ممکن است این خرابی‌ها نتواند سازه را به عملکرد مورد انتظار برساند. در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار، از آن جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار (مشابه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها) وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند. لذا از ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی اعضا برای تحمل بار انفجاری استفاده نمی‌شود. از طرفی اگر سطح عملکرد یا ایمنی مورد نیاز برای سازه بالا باشد (به عنوان مثال قابلیت بهره برداری بی وقفه) ممکن است طراحی به روش LRFD منجر به یک طرح غیر ایمن گردد و بالعکس، اگر سطح عملکرد مورد نیاز پایین باشد (به عنوان مثال آستانه فروریزش) طراحی به روش فوق‌الذکر می‌تواند به یک طرح غیراقتصادی بی‌انجامد. بنابراین در این پژوهش

با مقایسه اقتصادی طراحی به روش *LRFD* با روش عملکردی برای طراحی سامانه توام قاب خمشی ۲ طبقه به همراه دیوار برشی نیمه مدفون، که تحت دو بار انفجار ۱ تن *TNT* به فاصله ۲۰ متری و ۱۰ تن *TNT* به فاصله ۳۰ متری از سازه قرار دارد، پاسخ سازه‌های طراحی شده، شامل مقاطع بدست آمده برای تیر و ستون‌های قاب و وزن مصالح مصرفی حاصل از طراحی به روش *LRFD* و روش طراحی بر اساس عملکرد برای سه سطح عملکرد *IO*، *LS* و *CP* با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

۲- آشنایی با پدیده انفجار

به‌طور کلی، انفجار نتیجه آزاد شدن بسیار سریع مقدار زیادی انرژی در یک فضای محدود است. آزاد شدن ناگهانی انرژی، یک موج فشاری در محیط تولید می‌کند که موج شوک نامیده می‌شود. زمانی که یک انفجار اتفاق می‌افتد، انبساط گازهای داغ، یک موج فشاری در محیط اطراف تولید می‌کند. با حرکت این موج از مرکز انفجار، بخش داخلی به وسیله‌ی جبهه موج از محل اولیه‌ای که قبلاً در آنجا تحت فشار قرار داشت و اکنون داغ شده است حرکت می‌کند. در حین حرکت موج فشاری با سرعت صوت، دما حدود 3000°C - 4000°C و فشار نزدیک 300 kbar می‌باشد و این عوامل باعث افزایش بیشتر سرعت موج می‌شود. بخش داخلی موج با سرعت بیشتری شروع به حرکت می‌کند و به تدریج از بخش جلویی موج پیش می‌افتد. پس از یک زمان کوتاه جبهه موج فشاری جدا می‌شود و یک جبهه موج تشکیل می‌دهد. حداکثر بیش فشار در جبهه‌ی موج رخ می‌دهد و بیش فشار حداکثر نامیده می‌شود. پشت جبهه‌ی موج، بیش فشار خیلی سریع تا حدود نصف بیش فشار حداکثر افت می‌کند و تقریباً در ناحیه‌ی مرکزی انفجار به صورت یکنواخت باقی می‌ماند.

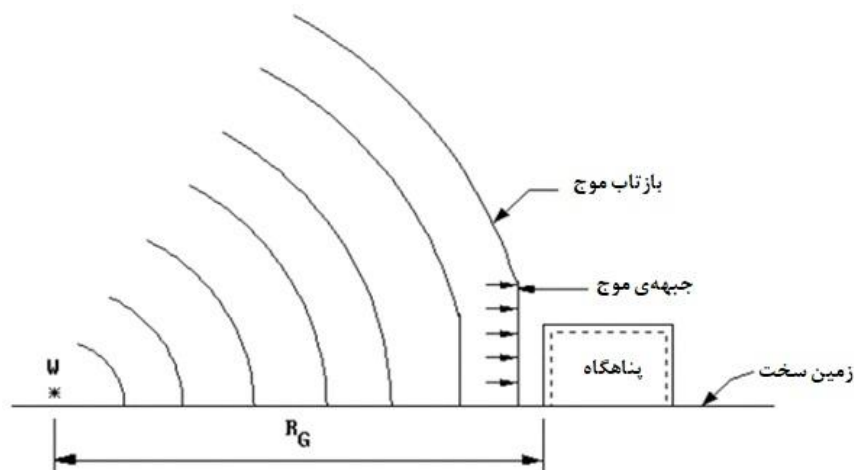


شکل ۱: تغییرات بیش فشار با فاصله از مرکز انفجار [۲۳]

جبهه موج با پیشروی به جلو، ضعیف‌تر می‌شود و سرعتش به سمت سرعت صوت کاهش می‌یابد. ترتیب این پدیده‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. بیش فشار در زمان‌های $t1$ تا $t6$ نشان داده شده است. در منحنی $t1$ تا $t5$ فشار انفجار هنوز از فشار اتمسفر کمتر نشده، در منحنی $t6$ در یک فاصله از پشت جبهه موج، بیش فشار منفی می‌شود. حداکثر بیش فشار به عاملی به نام فاصله مقیاس شده Z وابسته است. این عامل با فاصله از مرکز انفجار رابطه مستقیم، و با مکعب جرم ماده‌ی منفجره نسبت عکس دارد. معمولاً جرم ماده منفجره بر اساس *TNT* بیان می‌شود و دیگر انواع مواد منفجره به این ماده تبدیل می‌شوند. با افزایش فاصله، حداکثر فشار موج شوک کاهش می‌یابد. قابل ذکر است که در هر محدوده‌ی خاص، حداکثر بیش فشار موج انفجار به صورت نمایی کاهش می‌یابد تا به فشار اتمسفر برسد.

انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو گروه اصلی انفجار داخلی و انفجار خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند. انفجار خارجی را نیز می‌توان در سه گروه انفجار در هوای آزاد، انفجار هوایی و انفجار سطحی تقسیم‌بندی نمود. انفجار در هوای آزاد زمانی رخ می‌دهد که یک انفجار در بالای یک سازه طوری روی دهد که میان منبع ماده منفجره و سازه هیچ‌گونه تقویت موج شوک اولیه وجود نداشته باشد. اما اگر انفجار در فاصله‌ای مشخص از سطح زمین روی دهد، موج اولیه از نقطه انفجار منتشر شده و پس از برخورد با سطح زمین و انعکاس به سطح سازه برخورد می‌کند. بنابراین موج در امتداد سطح زمین در ارتفاعی موسوم به ارتفاع ماخ که ناشی از اندرکنش موج اولیه و موج منعکس شده است منتشر می‌گردد. به همین ترتیب اگر یک انفجار در سطح زمین رخ دهد، موج اولیه انفجار مطابق شکل (۲) پس از برخورد با زمین

منعکس شده و با ترکیب موج اولیه و موج منعکس شده به صورت یک موج به شکل نیم کره منتشر می‌گردد. نتایج نشان داده است که در شرایط یکسان از نظر نوع انفجار و فاصله، انفجارهای سطحی به دلیل تشدید ناشی از برخورد موج با زمین نسبت به انفجار در هوای آزاد امواج شدیدتری تولید می‌کنند [۴]. فاز مثبت و منفی فشار، ضربه، دوره تناوب و دیگر پارامترهای ناشی از انفجار سطحی بر روی وجه مقابل و پشت سازه به صورت تابعی از فاصله مقیاس شده از نقطه انفجار با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در دستورالعمل *UFC 3-340-02* و مطابق الگوی تغییرات بار وارده بر حسب زمان محاسبه می‌شود.

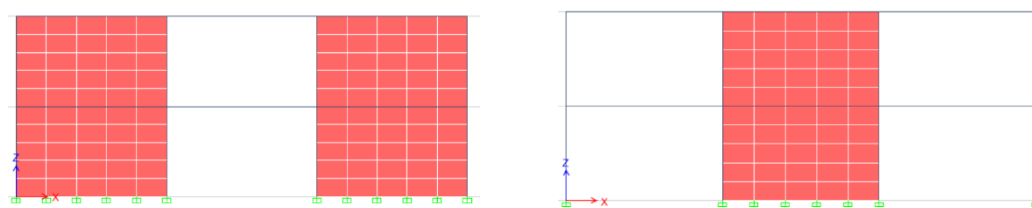


شکل ۲: موج ناشی از انفجار سطحی [۴]

۳- روش تحقیق

۳-۱- مدلسازی

در این تحقیق ۲ سامانه قاب خمشی دو طبقه بتن مسلح همراه با دیوار برشی (دیوار برشی در دهانه‌های میانی و دهانه‌های کناری) مورد بررسی قرار گرفته است. ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه‌ها ۵ متر می‌باشد. در شکل (۳) نحوه آرایش دیوارهای برشی در این نمونه‌ها نشان داده شده است.



ب: دیوار برشی در دهانه کناری

الف: دیوار برشی در دهانه‌های میانی

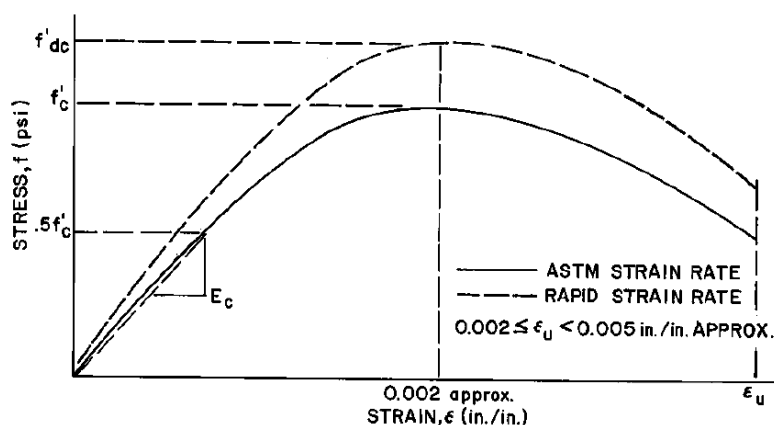
شکل ۳: مشخصات قاب‌های مورد بررسی در تحقیق

در این پژوهش، طراحی به روش *LRFD* در مقابل ترکیب بار انفجاری، براساس ضوابط و آئین‌نامه *ACI 318-11* [۲۴] که در برنامه *SAP2000* [۲۵] مورد استفاده قرار می‌گیرد انجام شده است، با این تفاوت که اثرات نرخ کرنش سریع نیز به صورت ضرایب *DIF* در تنش تسلیم و نهایی میلگرد و مقاومت فشاری بتن لحاظ شده است. ضمن این که ضرایب کاهش مقاومت اعضا (بتن و میلگرد) نیز مطابق *ACI 318-11* اعمال گردیده است. لازم به ذکر است که با توجه به عدم ارائه ترکیب بارگذاری انفجاری در *ACI 318-11* در این تحقیق از ترکیب بار انفجاری مطابق *ASCE 41-13* [۲۶] که همان ترکیب بار انفجاری معرفی شده در مبحث ششم مقررات ملی است [۲۷]، استفاده شده است. در این روش تحقیق به اعضا اجازه داده نمی‌شود وارد رفتار غیرخطی شوند و معادلات تعادل در هندسه تغییرشکل نیافته سازه فرموله

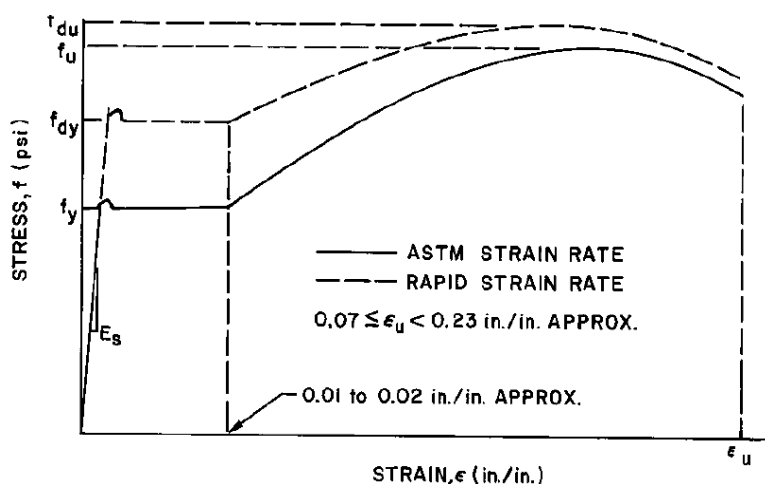
می‌شود. تحلیل‌های انجام شده برای طراحی به روش *LRFD* از نوع دینامیکی خطی می‌باشد. با توجه به مکان ماده منفجره و موقعیت نمونه سامانه‌های سازه‌ای مورد بررسی، این سامانه‌ها تحت بار انفجار عمود بر صفحه قاب و دیوار برشی قرار نمی‌گیرند و بارهای انفجار در داخل صفحه قاب و دیوار برشی بر آن‌ها وارد می‌شود. عضو سازه‌ای که تحت بارگذاری انفجاری قرار می‌گیرد، از خود مقاومت بیشتری نسبت به حالتی که تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته نشان می‌دهد. این افزایش مقاومت برای هر دو مصالح بتن و فولاد به همراه نرخ بالای کرنش می‌باشد که در اعضای که تحت بارگذاری دینامیکی قرار می‌گیرند رخ می‌دهد. از این تنش‌های افزایش یافته یا مقاومت دینامیکی مصالح برای محاسبه مقاومت دینامیکی اعضا تحت بارگذاری انفجاری استفاده می‌شود. بنابراین مقاومت نهایی دینامیکی عضوی که تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفته، بیشتر از مقاومت استاتیکی نهایی آن می‌باشد. از دیدگاه رفتار و طراحی سازه‌ها، مهمترین تأثیر نرخ کرنش، افزایش تنش تسلیم و نهایی میلگردها و مقاومت فشاری بتن می‌باشد. تغییرات محدود نرخ کرنش در یک عضو بتن آرمه تحت بارگذاری انفجاری می‌تواند افزایش قابل توجهی در مقاومت تسلیم و نهایی میلگردها و مقاومت فشاری بتن ایجاد نماید. مقاومت نهایی میلگرد نسبت به دیگر مقاومت‌های ذکر شده به‌طور قابل ملاحظه‌ای حساسیت کمتری به نرخ کرنش دارد. افزایش در مقاومت نهایی فولاد بسیار کم می‌باشد و کرنشی که در آن تنش نهایی رخ می‌دهد کمی نسبت به حالت استاتیکی کاهش می‌یابد. همچنین در اثر تغییرات نرخ کرنش هیچ تغییراتی در کرنش گسیختگی فولاد و مدول ارتجاعی فولاد ایجاد نمی‌شود. اما در صورتی که نرخ کرنش افزایش یابد، مدول ارتجاعی سکانت کمی افزایش می‌یابد و تنش و کرنش گسیختگی تقریباً ثابت می‌مانند. شکل‌های (۴) و (۵) منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد را نشان می‌دهد. برای در نظر گرفتن این ویژگی از ضریب *DIF* استفاده می‌شود. ضریب *DIF* به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$DIF = \frac{f'_{dc}}{f'_c} \quad (1)$$

در رابطه فوق f'_{dc} مقاومت فشاری نهایی دینامیکی بتن (نمونه ۲۸ روزه) و f'_c مقاومت فشاری بتن می‌باشد. در جدول (۱) ضرایب *DIF* بر حسب محدوده انفجار (دور یا نزدیک) و نوع تنش آورده شده است. که f_y تنش تسلیم میلگرد، f_{du} تنش تسلیم دینامیکی میلگرد، f_u تنش نهایی میلگرد و f_{du} تنش نهایی دینامیکی میلگرد می‌باشد.



شکل ۴: منحنی تنش کرنش برای بتن [۲۸]



شکل ۵: منحنی تنش کرنش برای فولاد [۲۸]

جدول ۱: ضرایب افزایش دینامیکی برای اعضای بتنی [۲۸]

نوع تنش‌ها	طراحی در حالت دور از بارگذاری			طراحی در حالت نزدیک به بارگذاری		
	$\frac{f_{dy}}{f_y}$	$\frac{f_{du}}{f_u}$	$\frac{f'_{dc}}{f'_c}$	$\frac{f_{dy}}{f_y}$	$\frac{f_{du}}{f_u}$	$\frac{f'_{dc}}{f'_c}$
خمشی	۱.۱۷	۱.۰۵	۱.۱۹	۱.۲۳	۱.۰۵	۱.۲۵
کشش قطری	۱	-----	۱	۱.۱	۱	۱
برش مستقیم	۱.۱	۱	۱.۱	۱.۱	۱	۱.۱
چسبندگی	۱.۱۷	۱.۰۵	۱	۱.۲۳	۱.۰۵	۱
فشاری	۱.۱	-----	۱.۱۲	۱.۱۳	-----	۱.۱۶

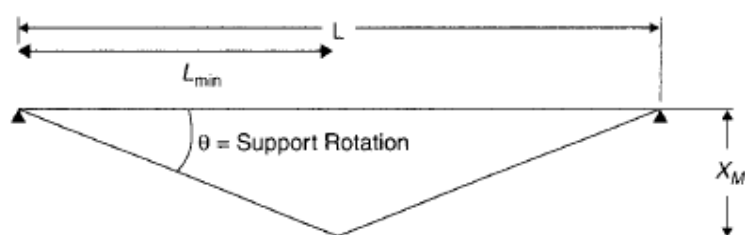
سطوح عملکرد در نظر گرفته شده در روش طراحی بر اساس عملکرد شامل: ۱- قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه^۱ (IO)، ۲- ایمنی جانی^۲ (LS) و ۳- آستانه فروریختن^۳ (CP) می‌باشند که تفکیک این سطوح به حداکثر تغییر شکل دینامیکی عضو با دو پارامتر بدون بعد وابسته شده است: نسبت شکل‌پذیری (μ) و دوران تکیه‌گاهی (θ). نسبت شکل‌پذیری (μ) به صورت نسبت بیشترین تغییر شکل (خیز) عضو به خیز تسلیم عضو تعریف شده است که خیز تسلیم برای تعیین اعضا، زمانی است که تنش در ناحیه بیشترین لنگر، معادل مقاومت (تنش) تسلیم باشد. دوران تکیه‌گاهی (θ) طبق رابطه (۲) و بر اساس کوتاه‌ترین فاصله از یک تکیه‌گاه تا نقطه‌ی بیشترین خیز عضو (L_{min})، که نقطه بیشترین خیز از تئوری خطوط تسلیم تعیین می‌شود. برای اعضای یک طرفه معادل نصف طول دهانه است.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2 * X_m}{L_{min}} \right) \quad (2)$$

¹ Immediate Occupancy

² Life Safety

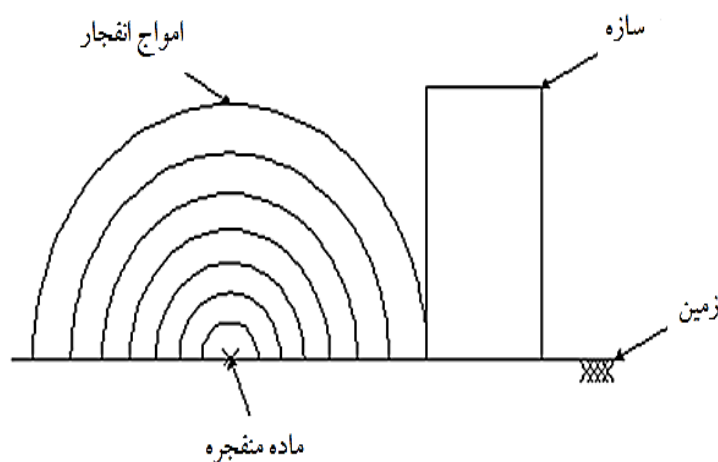
³ Collapse Prevention



شکل ۶: نمایش پارامترهای دوران و تغییرشکلی [۲۸]

۳-۲- بارگذاری انفجار

انفجار در نظر گرفته شده در این تحقیق، از نوع انفجار سطحی می‌باشد، که تحت دو بار انفجار ۱ تن *TNT* به فاصله ۲۰ متری و ۱۰ تن *TNT* به فاصله ۳۰ متری از سازه قرار می‌گیرند. امواج انفجار منتشر شده در هوا همانطور که در شکل (۷) دیده می‌شود، به صورت نیم کروی (جبهه ماخ) است. بنابراین با افزایش ارتفاع سازه، از فشار موج انفجار وارد بر آن کاسته می‌شود و پای سازه متحمل بیشترین فشار ناشی از انفجار می‌گردد. هر چه محل انفجار از سازه دورتر باشد فشار وارد بر سازه یکنواخت‌تر است.

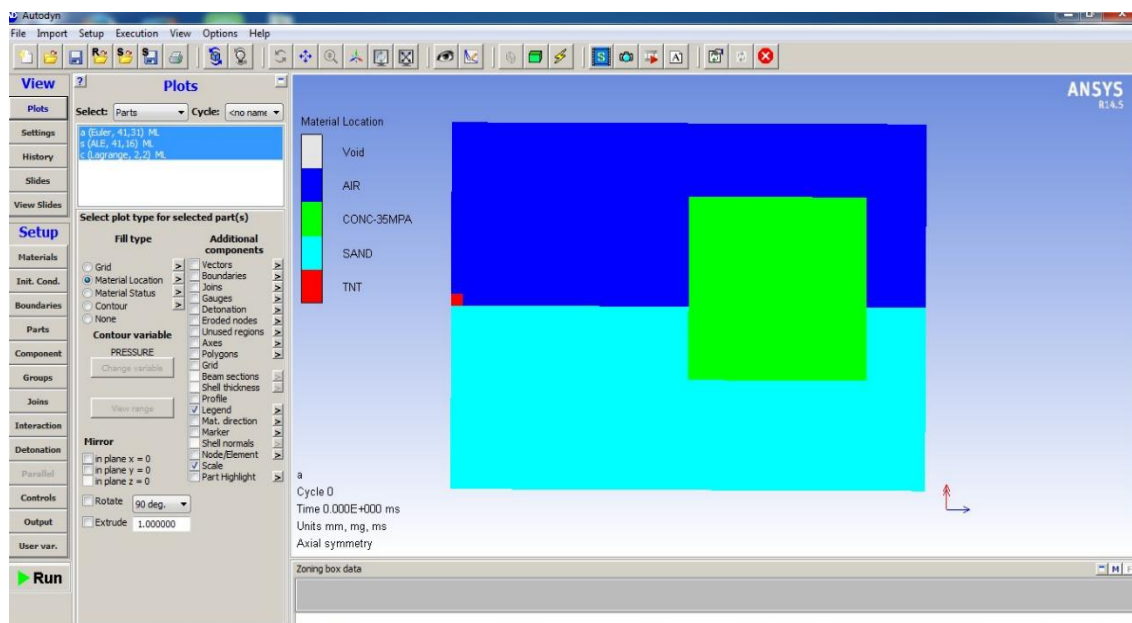


شکل ۷: طرح‌واره امواج کروی شکل موج ماخ انفجار [۲۸]

۳-۳- مدل‌سازی در AUTODYN

برای رسیدن به بارگذاری اعمالی به سازه، ناشی از انفجار که با واقعیت تطابق خوبی داشته باشد یا باید مدلی با ابعاد مورد نظر آمده شود که دلیل صرف هزینه بالا امکان پذیر نبود یا باید مدلی ساخته می‌شد که از نظر ابعادی با مدل مد نظر تشابه خوبی داشته باشد که این فرض نیز مستلزم دقت بالا و تخمین خوب در صحت نسبت ابعاد بود. لذا مدل سازی با نرم افزار *AUTODYN* [۲۹] انجام شده است. نرم افزار *AUTODYN* برای کاربردهای زیادی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این نرم افزار از روش‌های تفاضل محدود، حجم محدود و المان محدود برای حل مسائل غیر خطی در جامدات، مایعات و گازها استفاده می‌کند. به طور خاص این نرم افزار برای شبیه سازی انفجار، ضربه و نفوذ بسیار مناسب می‌باشد. در این تحقیق برای تعیین تاریخچه بار انفجار وارد بر سازه از نرم افزار *AUTODYN* استفاده شد. شبیه سازی از دو بخش تشکیل شده است. بخش اول مدل سازی ماده منفجره در محیط دو بعدی و بخش دوم مدل سازی سازه و مشخص شدن سنجنده‌ها بر روی سازه است. تحلیل در محیط دو بعدی باعث افزایش دقت محاسبات و کم شدن زمان تحلیل می‌شود. روش نرم افزار *AUTODYN* برای ساخت نمونه دو بعدی به این صورت که ابتدا یک مدل دوبعدی شامل هوا و *TNT* ساخته شد، و سپس خاک را درون آن پر می‌کنیم. نمونه های دو بعدی در شکل (۸) نشان داده شده است. در اینجا ماده منفجره به صورت یک مستطیل مدل می‌شود که با در نظر گرفتن تقارن محوری

حول محور X تبدیل به یک استوانه می شود. شرایط مرزی پروژ به بدین شکل است که مرزهایی که در تماس هوا است $Flow out$ در نظر گرفته شده که باعث می شود همچنان موج حرکت خود را داشته باشد. اندازه مش های هوا برابر $2/5$ سانتی متر است. همچنین با توجه به اینکه TNT داخل هوا $Fill$ می شود، نیازی به تعیین ابعاد مش برای آن نیست. هوا و ماده منفجره با استفاده از پردازنده اوپلر و معادله حالت های JWL برای TNT به عنوان ماده منفجره، و اوپلر برای هوا مدل شده اند.

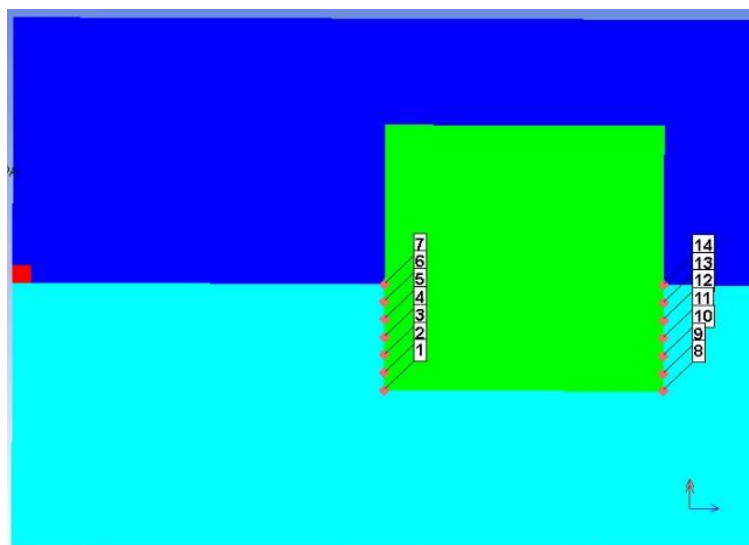


شکل ۸: شمای کلی نرم افزار AUTODYN

در شبیه سازی، ثابت های استاندارد هوا که در کتابخانه مصالح AUTODYN موجود است به کار گرفته شده که چگالی هوا $\rho = 1/225 \text{ kg/m}^3$ و انرژی درونی اولیه هوا $e = 2/065 \times 10^5$ فرض می شود. مواد منفجره عموماً با معادله حالت JWL مدل می شوند که فشار ناشی از انرژی شیمیایی را در یک انفجار مدل می کنند و به رابطه (۳) نوشته می شود.

$$p = c_1 \left(1 - \frac{\omega}{r_1 g}\right) e^{r_1 g} + c_2 \left(1 - \frac{\omega}{r_2 g}\right) e^{r_2 g} + \frac{\omega e}{g} \quad (3)$$

که p فشار هیدرواستاتیک، ϑ حجم مخصوص، e انرژی درونی مخصوص و $c_1, c_2, r_1, r_2, \omega$ ثابت مصالح هستند. مقادیر ثابت ها برای تعداد زیادی از مواد منفجره رایج با آزمایش های دینامیکی تعیین شده اند و در کتابخانه AUTODYN موجود می باشند که در مورد این پروژه c_1, c_2, r_1, r_2 به ترتیب برابر $3/7377 \times 10^5 \text{ MPa}$ ، $4/15$ ، $3/7471 \times 10^3 \text{ MPa}$ ، $0/9$ می باشد.



شکل ۹: مدل دو بعدی ساخته شده در AUTODYN

برای استخراج نمودارهای فشار زمان حاصله از یک سری سنجنده در نقاط مورد نظر استفاده می‌کنیم. همان طور که در شکل (۹) نشان داده شده است، در مدل مد نظر سنجنده‌ها روی اطراف سازه و به فاصله ۱ متر از هم قرار گرفتند. در نهایت نمودارهای فشار - زمان حاصل از این سنجنده‌ها به نرم افزار SAP2000 انتقال داده شد.

۳-۴- محاسبه نمودار فشار - زمان

به منظور محاسبه بار وارد بر سازه به کمک نمودارهای آیین نامه UFC 340-02-2014، فاصله مقیاس شده نیازمند است، که از رابطه (۴) محاسبه می‌شود. در این رابطه R فاصله مرکز انفجار از سازه بر حسب ft ، W وزن TNT معادل بر حسب lb و Z فاصله مقیاس شده بر حسب $\frac{lb}{ft^3}$ می‌باشد.

$$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}}$$

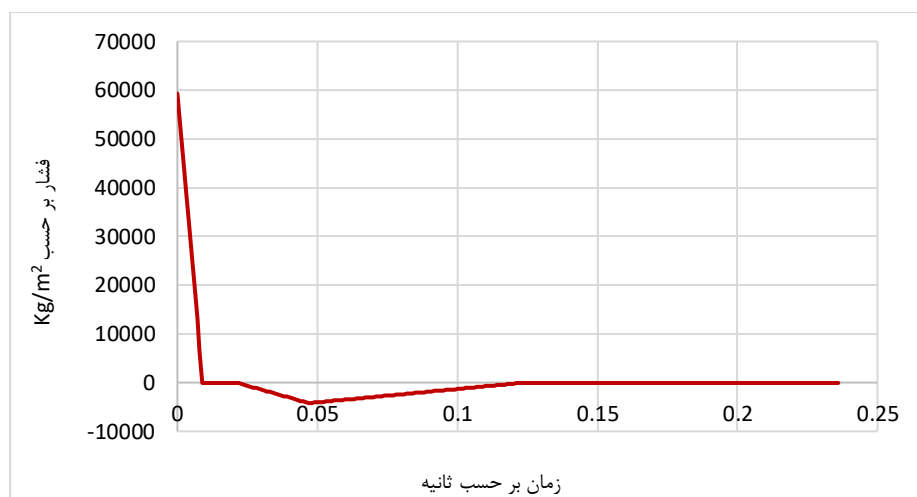
(۴)

با توجه به اینکه در این پژوهش مدل‌ها تحت دو بار انفجار ۱ تن TNT به فاصله ۲۰ متری و ۱۰ تن TNT به فاصله ۳۰ متری از سازه قرار می‌گیرند، لذا فاصله مقیاس شده مطابق جدول (۲) محاسبه می‌گردد.

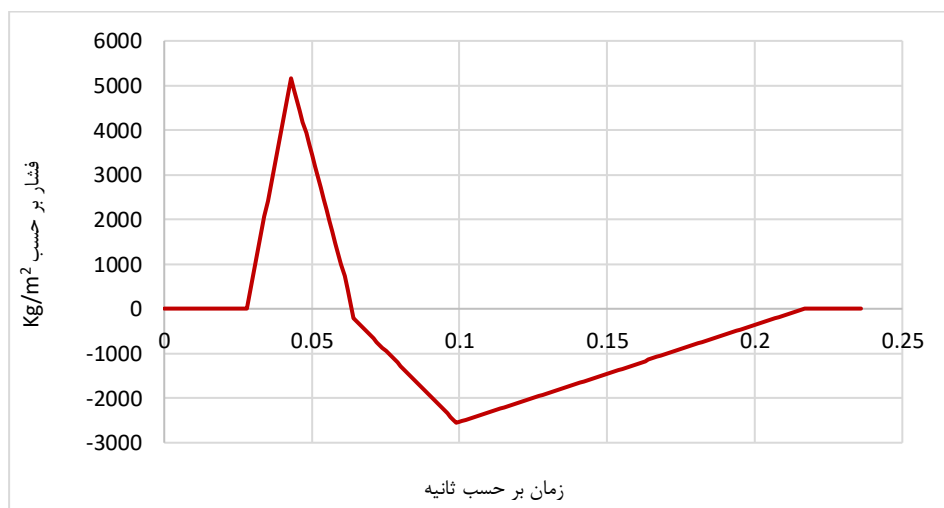
جدول ۲: فاصله مقیاس شده

$Z \left(\frac{lb}{ft^3} \right)$	W (lb)	R (ft)	سطح انفجار
$z_1 = 4.74 \frac{ft}{lb^{\frac{1}{3}}}$	$W_1 = 1 \text{ ton} = 2204.59 \text{ lb}$	$R_1 = 20 \text{ m} = 65.62 \text{ ft}$	سطح انفجار ۱
$z_2 = 3.3 \frac{ft}{lb^{\frac{1}{3}}}$	$W_2 = 10 \text{ ton} = 26455.03 \text{ lb}$	$R_2 = 30 \text{ m} = 98.43 \text{ ft}$	سطح انفجار ۲

با استفاده از فواصل مقیاس شده و نمودارهای UFC3-340-02، نمودارهای فشار - زمان انفجار محاسبه گردیده است. شکل‌های (۱۰) تا (۱۵) نمودارهای فشار-زمان را نشان می‌دهند.



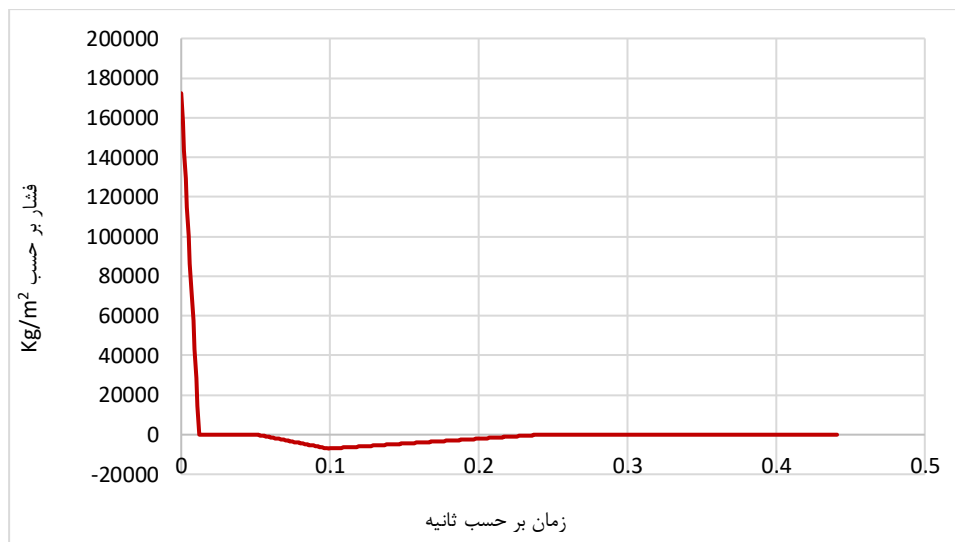
شکل ۱۰: نمودار فشار-زمان دیوار جلویی برای فاصله مقیاس شده $Z1$



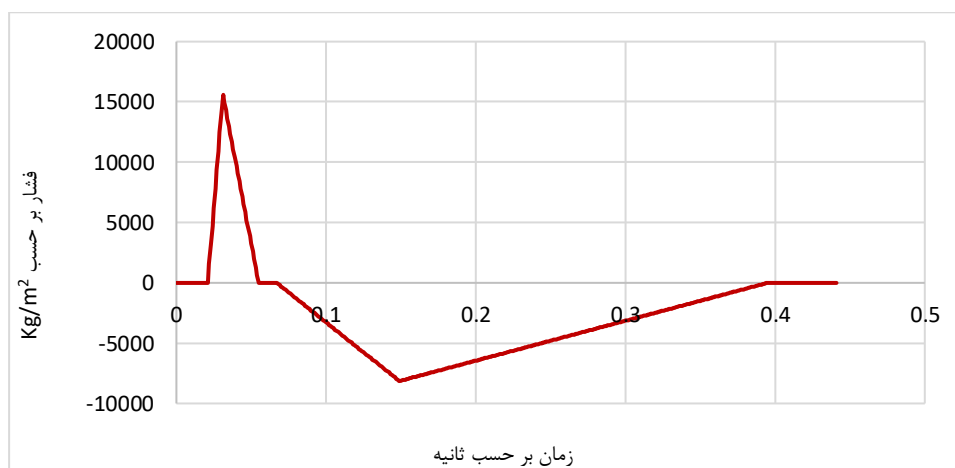
شکل ۱۱: نمودار فشار-زمان دیوار پشتی برای فاصله مقیاس شده $Z1$



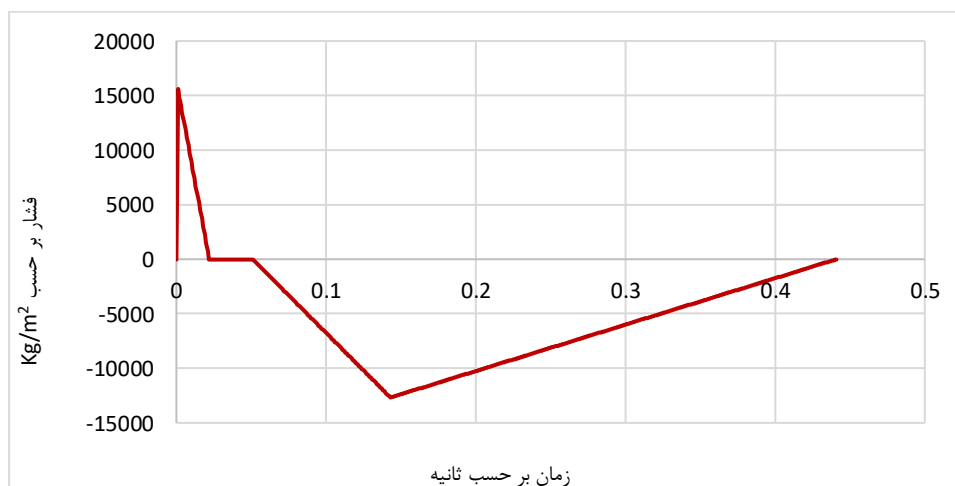
شکل ۱۲: نمودار فشار-زمان سقف برای فاصله مقیاس شده $Z1$



شکل ۱۳: نمودار فشار-زمان دیوار جلویی برای فاصله مقیاس شده Z_2



شکل ۱۴: نمودار فشار-زمان دیوار پشتی برای فاصله مقیاس شده Z_2



شکل ۱۵: نمودار فشار-زمان سقف برای فاصله مقیاس شده Z_2

۳-۵- مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری

در این پژوهش مقاومت فشاری بتن برابر 4000 psi در نظر گرفته شده است. مشخصات میلگرد مصرفی مطابق جدول (۳) می باشد. بارهای مرده و زنده اعمال شده در طبقات در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۳: مشخصات میلگرد مصرفی

$\rho(\text{Kg/m}^3)$	γ	$E(\text{Kg/m}^3)$	$F_u(\text{psi})$	$F_y(\text{psi})$
۷۸۵۰	۰/۳	۲۱۰۰۰۰۰	۹۰۰۰۰	۶۰۰۰۰

جدول ۴: بارهای مرده و زنده

بار زنده (Kg/m)	بار مرده (Kg/m)	طبقه
۷۵۰	۱۵۵۰	طبقه بام
۱۰۰۰	۱۲۵۰	سایر طبقات

۴- صحت سنجی

جهت صحت سنجی نتایج نرم افزار *SAP*، از نرم افزار *PERFORM 3D* [۳۰] و *OpenSEES* [۳۱] استفاده شد. در این برنامه ها می توان اقدام به مدل سازی سازه ها به صورت دو بعدی و سه بعدی نمود. قاب مدل شده جهت اعتبارسنجی یک قاب یک طبقه با یک دهانه به ارتفاع ۳ متر و عرض دهانه ۵ متر که تحت ترکیب بار $IBL + 1.2DL + 0.5LL$ در دو نرم افزار تحلیل دینامیکی غیر خطی شد. بار ناشی از انفجار بصورت یک بار تاریخچه زمانی و متمرکز بر تراز طبقه بام وارد شد. بار گسترده مرده وارد بر تیر طبقه بام $15/5 \text{ kg/cm}$ و بار گسترده زنده وارده $7/5 \text{ kg/cm}$ محاسبه شد. به دلیل اینکه نمودار جابجایی - زمان خروجی نرم افزار *SAP 2000* امکان انتقال به *Excel* را ندارد، نمی توان در یک شکل نتایج مربوط به هردو را نشان داد. مقادیر ماکزیمم جابجایی مطلق تراز طبقه بام، ماکزیمم سرعت مطلق تراز طبقه بام، ماکزیمم شتاب مطلق تراز طبقه بام، برش پایه در جدول (۵) نمایش داده شده است.

جدول ۵: مقایسه نتایج صحت سنجی

Type	SAP	PERFORM 3D	OPENSEES	DIFFERENCE
Displacement (cm)	۴/۱۵۹	۴/۴۷	۴/۵۵	%۶/۹
				%۸/۶
Velocity (cm/s)	۱۷۵/۹	۱۸۹/۵	۱۹۸	%۷/۱
				%۱۱/۱
Acceleration (cm/s ²)	۴۱۴۹۰	۳۹۴۰۰	۴۴۸۰۰	%۵
				%۷/۴
Base shear (kg)	۷۲۲۲۰	۷۸۴۵۰	۷۰۲۱۴	%۷/۹
				%۲/۷

۵- نتایج حاصل از روش‌های مختلف طراحی

۵-۱- مدل قاب دو طبقه با دیوار برشی میانی و سطح انفجار ۱

با توجه به اینکه تعداد المان‌های تیر و ستون در یک قاب دو طبقه زیاد می‌باشد لذا از هر یک از قاب‌های مورد بررسی، یک تیر و ستون را از طبقه اول در نظر گرفته و مقاطع حاصله از روش مختلف طراحی با هم مقایسه می‌گردد. در شکل (۱۶) و جدول (۶) مقاطع حاصله برای تیر BE (تیر طبقه اول) و جدول (۷) برای ستون AB (ستون طبقه اول) ارائه گردیده است.



شکل ۱۶: قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه وسط طراحی شده به روش LRFD در سطح انفجار ۱

جدول ۶: مقاطع تیر BE در روش‌های مختلف طراحی

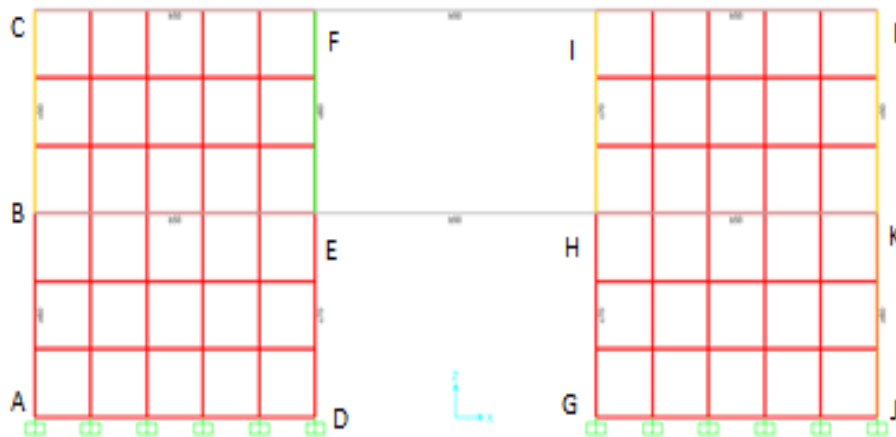
تیر BE (تیر طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
LRFD	۴۰×۴۰	۰/۰۱۳۲	۰/۱۲
IO	۴۰×۴۰	۰/۰۰۶۸	۰/۱۳۱
LS	۳۰×۳۰	۰/۰۰۳۹	خاموت حداقل
CP	۳۰×۳۰	۰/۰۰۳۹	خاموت حداقل

جدول ۷: مقاطع ستون AB در روش‌های مختلف طراحی

ستون AB (ستون طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
LRFD	۶۰×۶۰	۱/۷۸	۰/۵
IO	۶۰×۶۰	۱/۷۸	۰/۴
LS	۵۰×۵۰	۲/۱۷	۰/۴
CP	۵۰×۵۰	۲/۱۷	۰/۴۴

۵-۲- مدل قاب دو طبقه با دیوار برشی کناری و سطح انفجار ۱

در این قسمت نیز در شکل (۱۷) و جدول (۸) مقاطع حاصله از روش مختلف طراحی برای تیر EH (تیر طبقه اول) و جدول (۹) برای ستون AB (ستون طبقه اول) ارایه گردیده است.



شکل ۱۷: قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه کناری طراحی شده به روش LRFD در سطح انفجار ۱

جدول ۸: مقاطع تیر EH در روش‌های مختلف طراحی

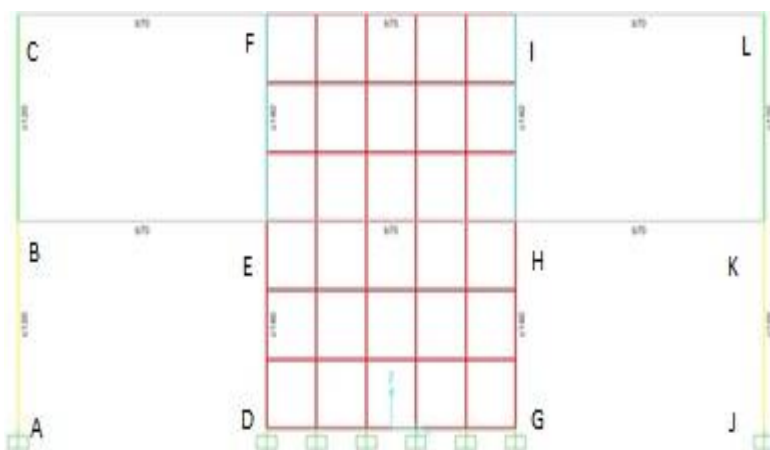
تیر EH (تیر طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
LRFD	۴۰×۴۰	۰/۰۱۱۴	خاموت حداقل
IO	۴۰×۴۰	۰/۰۰۵۱	خاموت حداقل
LS	۳۰×۳۰	۰/۰۰۴۱	خاموت حداقل
CP	۳۰×۳۰	۰/۰۰۴۱	خاموت حداقل

جدول ۹: مقاطع ستون AB در روش‌های مختلف طراحی

ستون AB (ستون طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
LRFD	۹۰×۹۰	۱/۹۸	۰/۵۷
IO	۸۰×۸۰	۱/۹۸	۰/۳۵
LS	۷۵×۷۵	۱/۹۸	۰/۴
CP	۷۵×۷۵	۱/۹۸	۰/۴

۵-۳- مدل قاب دو طبقه با دیوار برشی میانی و سطح انفجار ۲

در این بخش مقاطع حاصله از روش مختلف طراحی برای سطح انفجار ۲ در قاب دو طبقه با دیوار برشی میانی با هم مقایسه گردیده‌اند. در شکل (۱۸) و جدول (۱۰) مقاطع حاصله برای تیر BE (تیر طبقه اول) و جدول (۱۱) برای ستون AB (ستون طبقه اول) ارائه گردیده است.



شکل ۱۸: قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه وسط طراحی شده به روش $LRFD$ در سطح انفجار ۲

جدول ۱۰: مقاطع تیر BE در روش‌های مختلف طراحی

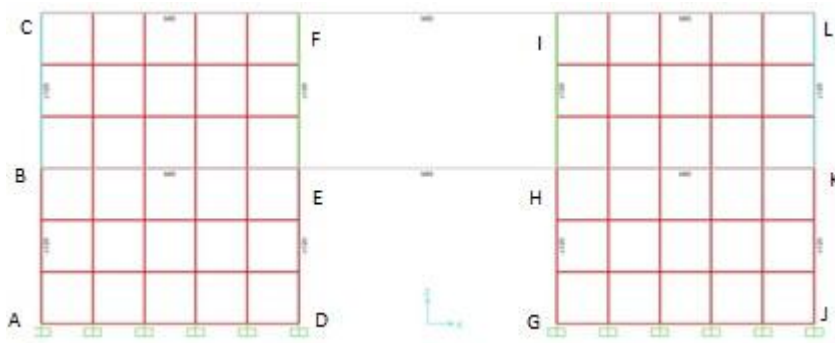
تیر BE (تیر طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
$LRFD$	۶۰×۶۰	۰/۰۱۳۲	۰/۱۱۴
IO	۶۰×۶۰	۰/۰۰۶۴	خاموت حداقل
LS	۵۰×۵۰	۰/۰۰۵۳	خاموت حداقل
CP	۴۵×۴۵	۰/۰۰۶۸	خاموت حداقل

جدول ۱۱: مقاطع ستون AB در روش‌های مختلف طراحی

ستون AB (ستون طبقه اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
$LRFD$	۱۰۰×۱۰۰	۱/۹۳	۰/۵۵
IO	۹۰×۹۰	۱/۶۸	۰/۵
LS	۸۰×۸۰	۱/۹۳	۰/۵
CP	۷۵×۷۵	۲/۱۴	۰/۴۵

۴-۵- مدل قاب دو طبقه با دیوار برشی کناری و سطح انفجار ۲

در این بخش مقاطع حاصله از روش مختلف طراحی برای سطح انفجار ۲ در قاب دو طبقه با دیوار برشی کناری با هم مقایسه گردیده‌اند. در شکل (۱۹) و جدول (۱۲) مقاطع حاصله برای تیر EH (تیر طبقه‌ی اول) و جدول (۱۳) برای ستون AB (ستون طبقه‌ی اول) ارائه گردیده است.



شکل ۱۹: قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌های کناری طراحی شده به روش $LRFD$ در سطح انفجار ۲

جدول ۱۲: مقاطع تیر EH در روش‌های مختلف طراحی

تیر EH (تیر طبقه‌ی اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
$LRFD$	۵۵×۵۵	۰/۰۱۰۸	خاموت حداقل
IO	۵۵×۵۵	۰/۰۰۴۷	خاموت حداقل
LS	۴۵×۴۵	۰/۰۰۴۷	خاموت حداقل
CP	۴۵×۴۵	۰/۰۰۴۱	خاموت حداقل

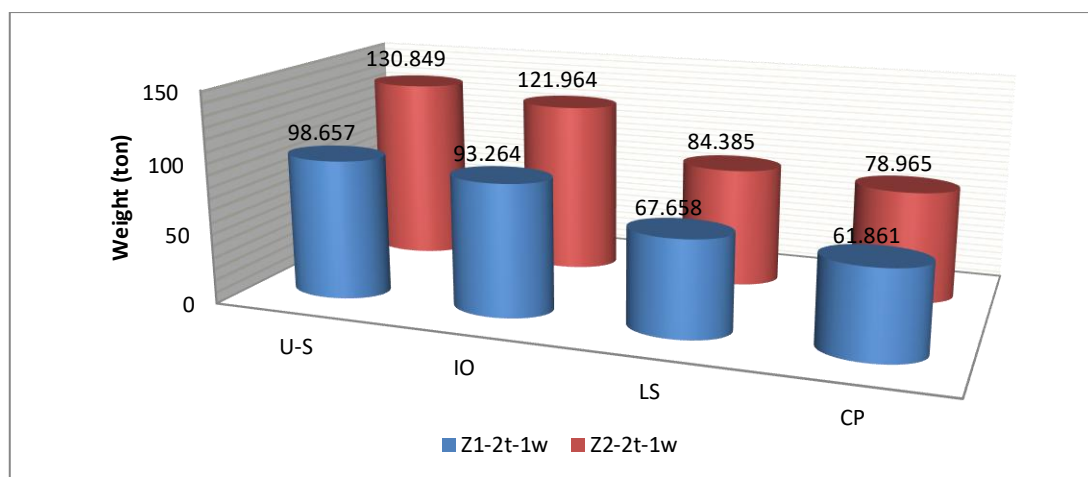
جدول ۱۳: مقاطع ستون AB در روش‌های مختلف طراحی

ستون AB (ستون طبقه‌ی اول)			
روش طراحی	ابعاد (cm^2)	درصد میلگرد خمشی	میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)
$LRFD$	۹۰×۹۰	۱/۹۸	۰/۵۷
IO	۸۰×۸۰	۱/۹۸	۰/۳۵
LS	۷۵×۷۵	۱/۹۸	۰/۴
CP	۷۵×۷۵	۱/۹۸	۰/۴

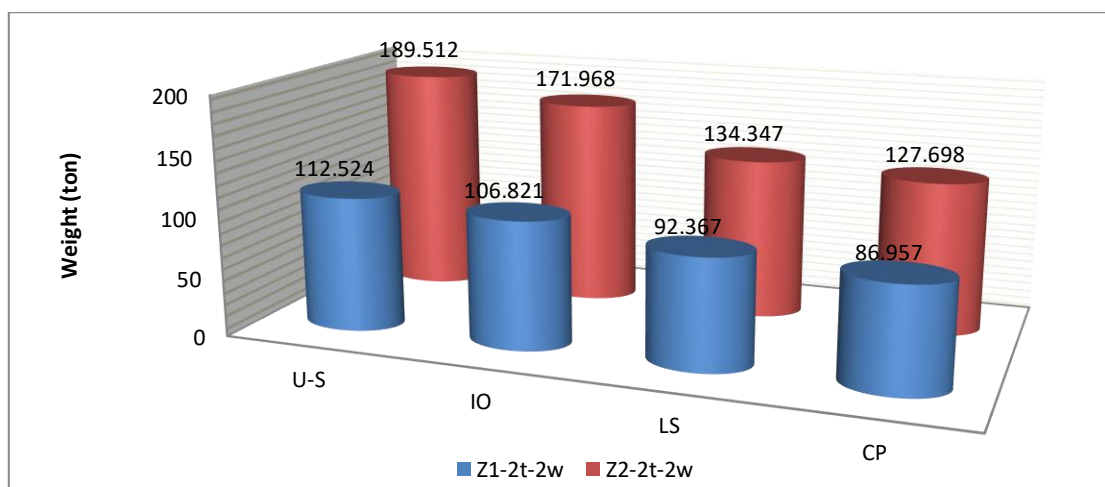
۶- مقایسه تاثیر روش طراحی و سطوح عملکرد بر وزن مصالح

در این بخش به مقایسه وزن مصالح مصرفی در نمونه‌های سازه‌ای طراحی شده به روش *LRFD* و روش عملکردی (برای سه سطح عملکرد *IO*، *LS* و *CP*) پرداخته شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) مشخص می‌باشد، تحت بار انفجار *Z1* و *Z2* وزن مصالح مصرفی در روش *LRFD* بیشترین مقدار را به خود اختصاص داده است و وزن مصالح مصرفی در سطوح عملکردی *IO*، *LS* و *CP* به ترتیب کاهش می‌یابد. در قاب دو طبقه تحت بار انفجار *Z1* اختلاف میان وزن مصالح مصرفی در روش *LRFD* با سطح عملکرد *IO* نسبتاً کم می‌باشد. اما اختلاف قابل توجهی بین این مقادیر تحت بار انفجار *Z2* مشاهده می‌شود. این امر نشان می‌دهد در بارهای انفجاری با شدت کم (*Z1*)، سازه طراحی شده به روش *LRFD* از لحاظ صرفه اقتصادی نزدیک به سازه طراحی شده به روش عملکردی *IO* می‌باشد.

نکته دیگر اختلاف کم وزن مصالح مصرفی در قاب‌های دو طبقه و پنج طبقه در سه سطح عملکرد *IO*، *LS* و *CP* می‌باشد. در طراحی نمونه‌های سازه‌ای بر اساس عملکرد با انجام چند سعی و خطا (تغییر مقاطع)، طرح از سطح عملکرد *IO* به سطح عملکرد *LS* و *CP* می‌رسد. نکته مهم در این سعی و خطاها این است که امکان کاهش مقاطع و درصد میلگرد مصرفی از حد معین به دلیل ملاحظات طراحی وجود ندارد زیرا با ضعیف کردن مقطع، مقطع مذکور دچار گسیختگی شده و به تبع آن مقاطع مجاور نیز گسیخته شده و این روند سبب می‌شود که کل سازه ناپایدار گردد.



شکل ۲۰: مقایسه وزن قاب‌های دو طبقه با دیوار برشی در دهانه وسط



شکل ۲۱: مقایسه وزن قاب‌های دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌های کناری

۷- نتیجه گیری

با توجه به هزینه‌های بالای ساخت و بهره‌برداری یک سازه، اقتصاد نقش حیاتی را در طراحی سازه‌ها ایفا می‌کند. یک طراحی مناسب علاوه بر رعایت الزامات و مقررات‌های ساختمان باید از منظر اقتصادی نیز بهینه طراحی گردد. در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار، آن‌جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند، استفاده از روش طراحی *LRFD* همراه با تحلیل‌های خطی به معنی این است که آسیب سازه‌ای تا حدی مجاز شمرده می‌شود که هیچ یک از مقاطع اعضا از جمله در مقابل خمش به مقاومت نهایی خود نرسد و در واقع از ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی اعضا برای تحمل بار انفجاری استفاده نمی‌شود. لذا اگر سطح عملکرد یا ایمنی مورد نیاز برای سازه بالا باشد ممکن است طراحی به روش *LRFD* منجر به یک طرح غیر ایمن گردد و بالعکس، اگر سطح عملکرد مورد نیاز پایین باشد (به عنوان مثال آستانه فروریزش) طراحی به روش فوق الذکر می‌تواند به یک طرح غیراقتصادی بیانجامد. بدین منظور، در این تحقیق دو نمونه سامانه توام قاب خمشی و دیوار برشی بتن مسلح تحت دو حالت بارگذاری انفجار سطحی (ترکیب بار انفجاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)، با انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، به روش *LRFD* طراحی می‌شوند. سپس طرح‌های حاصل در مقابل ترکیب بار فوق‌الذکر به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل می‌شوند و سطوح عملکرد تامین شده توسط این سازه‌ها، ارزیابی می‌گردد. در مرحله بعد نمونه سازه‌های مذکور، به روش طراحی براساس عملکرد، جهت تامین سه سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش طراحی می‌شوند. طرح‌های اخیر با طرح‌های اولیه حاصل از روش *LRFD*، به لحاظ اقتصادی (با شاخص مقدار مصالح سازه‌ای مصرفی) و نیز میزان پاسخ سازه در مقابل ترکیب بارهای انفجاری مذکور مقایسه می‌شوند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که وزن مصالح مصرفی در قاب‌های طراحی شده به روش *LRFD* بیشترین مقدار را به خود اختصاص داده است و وزن مصالح مصرفی قاب‌های طراحی شده برای سطوح عملکرد *IO*، *LS* و *CP* به ترتیب کاهش می‌یابد. وزن مصالح مصرفی برای طرح حاصل از روش عملکردی برای سطح عملکرد *CP* می‌تواند تا ۶۰ درصد نسبت به طرح حاصل از روش *LRFD* کمتر باشد.

۱- در قاب‌های طراحی شده در این پژوهش تحت بار انفجار *Z1* (انفجار سطحی یک تن *TNT* در فاصله‌ی افقی ۲۰ متر از دیوار رو به انفجار سازه) و *Z2* (انفجار سطحی ۱۰ تن *TNT* در فاصله‌ی افقی ۳۰ متر از دیوار رو به انفجار سازه)، وزن مصالح مصرفی در قاب‌های طراحی شده به روش *LRFD* بیشترین مقدار را به خود اختصاص داده است و وزن مصالح مصرفی قاب‌های طراحی شده برای سطوح عملکرد *IO*، *LS* و *CP* به ترتیب کاهش می‌یابد.

۲- در قاب‌های طراحی شده در این پژوهش به روش *LRFD* در انفجار با شدت زیاد (*Z2*)، مقاطع حجیم، غیراقتصادی و هزینه‌بر به دست آمدند.

۳- در قاب‌های طراحی شده به دو روش *LRFD* و عملکردی (*IO*، *LS*، *CP*) تحت یک بار انفجاری (*Z1* یا *Z2*)، رفتار قاب‌ها با دیوار برشی در دهانه‌های کناری نسبت به قاب‌ها با دیوار برشی در دهانه‌ی وسط مناسب‌تر می‌باشد و پارامترهای جابجایی، سرعت و تغییر مکان آن‌ها کمتر می‌باشد.

۴- در قاب‌های طراحی شده به دو روش *LRFD* و روش عملکردی برای سطح عملکرد *IO* تحت انفجار با شدت کم‌تر (*Z1*)، ابعاد مقاطع به دست آمده حاصل از این دو روش، نزدیک به هم می‌باشد. در نتیجه برای طراحی قاب‌ها در برابر بارهای انفجاری با شدت کم برای تأمین سطح عملکرد *IO*، می‌توان به منظور سهولت در طراحی از روش *LRFD* استفاده نمود.

۵- تحلیل عملکردی قاب‌های طراحی شده به روش *LRFD* تحت بار انفجاری *Z1* و *Z2* نشان داد که این قاب‌ها سطح عملکرد *IO* را تأمین می‌کنند.

۶- در قاب‌های دو طبقه طراحی شده تحت بار انفجار *Z1*، اختلاف وزن مصالح مصرفی میان طرح حاصل از روش *LRFD* و طرح‌های حاصل از طراحی برای سطوح عملکرد *IO*، *LS* و *CP* می‌باشد. این اختلاف در قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌های کناری به ترتیب برابر ۵، ۲۱ و ۳۰ درصد و در قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌ی وسط به ترتیب برابر ۶، ۴۶ و ۵۶ درصد می‌باشد. این امر

نشان می‌دهد در بارهای انفجاری با شدت کم تر (ZI)، سازه طراحی شده به روش $LRFD$ از لحاظ صرفه اقتصادی تقریباً نزدیک به سازه طراحی شده به روش عملکردی برای سطح عملکرد IO می‌باشد.

۷- در قاب‌های دو طبقه طراحی شده تحت بار انفجار $Z2$ ، اختلاف قابل توجهی میان وزن مصالح مصرفی طرح حاصل از روش $LRFD$ و طرح‌های حاصل از طراحی برای سطوح عملکرد IO ، LS و CP مشاهده می‌شود. این اختلاف در قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌های کناری به ترتیب برابر ۱۰، ۴۱ و ۴۸ درصد و در قاب دو طبقه با دیوار برشی در دهانه‌ی وسط به ترتیب برابر ۷، ۵۴ و ۶۰ درصد می‌باشد.

پیشنهادها

در راستای تحقق اهداف پدافند غیرعامل، بررسی ساختمان‌های عمومی و سازه‌های خاص در برابر بارگذاری ضربه‌ای و انفجاری امری مهم می‌باشد. با توجه به جدید بودن این مطالعات و محدودیت‌های زمانی در این تحقیق فقط به بررسی کلی قاب خمشی با دیوار برشی بتنی نیمه‌مدفون تحت بار انفجاری پرداخته شده لذا پیشنهاد می‌گردد که در تکمیل تحقیق انجام‌شده تحقیقات زیر نیز توسط سایر محققین انجام پذیرد.

- بررسی اثر انفجارات داخلی و رفتار قاب خمشی با دیوار برشی بتنی تحت این نوع بارگذاری
- استفاده از پلیمرهای تقویت‌شده الیافی در بتن تحت این نوع بارگذاری
- بررسی انفجارات داخل خاک بر روی سازه‌های مدفون
- بررسی پایداری دیافراگم طبقات تحت این نوع بارگذاری
- بررسی نوع و محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نقاط تعیین کننده

مراجع

- [1] Hassanvand, P., Sarvghad Moghadam, A.R., Heydari Rasoul Abadi, M. (2018). Assessment Behaviour of the Concrete Flexural Frame and Shear Wall Partially Buried System under Blast Loadings. *Journal of structural and construction engineering*, 5(1), Page. 55-70,. (In Persian)
- [2] US Department of the Army, (1986). *Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons*, TM 5-855-1, Washington DC.
- [3] J.L. Drake, et al., (1989). *Protective Construction Design Manual. Final Report, Air Force Engineering and Services Center*, ESL-TR-87-57.
- [4] Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02), (2008). *Structure to Resist the Effects of Accidental Explosion*, U. S. Army Corps of Engineers.
- [5] Topic 21 of the National Building Regulations "*Passive Protection*", (2016). Ministry of Housing and Urban Development,
- [6] U. S. Army, U. S. Navy, and U. S. A. Force, (1990). *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, TM5-1300, p. 1400.
- [7] S.C Woodson, J.T. Baylot, (1999). *Structural collapse quarter-scale model experiments* (No. WES/TR/SL-99-8), Army engineer waterways experiment station vicksburg ms structures lab.
- [8] Luccioni, B.M., Ambrosini, R.D., Danesi, R.F. (2004). Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering structures*, 26(1), Page. 63-71.
- [9] Bao, X., Li, B. (2010). Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns. *International journal of impact engineering*. 37(3), Page. 295-308.
- [10] Jayasooriya, R., Thambiratnam, D.P., Perera, N. J., Kosse, V. (2011). Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings. *Engineering structures*. 33(22), Page. 3483-3495.
- [11] Lan, S., Crawford, J.E., Morrill, K.B. (2010). Design of reinforced concrete columns to resist the effects of suitcase bombs. *In Proc. of 6th Int. conf. on Shock and Impact Loads on Structures*. Page. 5-10.

- [12] Asadi Jafari, A., Sadrmejad, S. A. Saedidarian, Bahrampour, H. (2010). The Study of Blast Effect on Reinforced Concrete Structures. *Passive Defense*, 1(1).
- [13] Peyman, S., Karimi, S. (2016). Determining the Appropriate Configuration of FRP in Retrofitting of Concrete Walls Against Blast Loading. *Passive Defense*, 7(3), Page.1-8.
- [14] Ibrahim, Y. E., Ismail, M. A., Nabil, M. (2017). Response of reinforced concrete frame structures under blast loading, *Procedia engineering*, 171, Page. 890-898.
- [15] Fatima, A., Sangi, A. J., Mohammad, A. F., Joohi, M. (2023). Global response of reinforced concrete framed building under varying blast load pulse shapes, *Structures*, 50, Page. 482-493.
- [16] Yousefi, E., Khalighi, M. and Yousefi, Y. (2023). Evaluation of the performance of the reinforced concrete column under the influence of the load caused by the explosion of the CNG capsule of cars. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 10(8), 5-21. doi: 10.22065/jsce.2023.342379.2815
- [17] Khizab, B., Sadeghi, A., Hashemi, S. V., Mehdizadeh, K. and Nasser, H. (2021). Investigation the performance of Dual Systems Moment-Resisting Frame with Steel Plate Shear Wall Subjected to Blast Loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(8), 102-127. doi: 10.22065/jsce.2020.177510.1820
- [18] RazaviTosee, S., Parsafar, S., Abbas Gandomkar, F. and Samimifar, N. (2022). Dynamic behavior of RC wall with replaceable connections under explosion load effect. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(11), 170-192. doi: 10.22065/jsce.2021.236934.2176
- [19] Yazdani, M. and hosseini, S. A. (2024). Assessment of Aircraft Hangar Vulnerability Under Blast Load and Its Retrofitting Using FRP Strips and Auxiliary Frame. (e210289). *Journal of Structural and Construction Engineering*, (), e210289 doi: 10.22065/jsce.2024.476828.3512
- [20] Zia Tohidi, R. , Talebzadeh, A. B. and Sadeghi, A. (2023). Evaluation of Elasto-Plastic Single-Curved Steel Shells' Response under the Pressure of TNT Blast by Using the Method of ConWep. *New Approaches in Civil Engineering*, 6(4), 48-68. doi: 10.30469/jnace.2023.171507
- [21] Moeini, Y., ganjali, A., & taji, M. (2025). Analysis of Reinforced Concrete Bridge Deck Slab Behavior Under Blast Loading. *Passive Defense*, 16(2), 43-52. DOR: 20.1001.1.20086849.1404.16.2.4.0
- [22] Yazdani, M., & hosseini, S. A. (2024). Numerical Modeling of Reinforced Masonry Wall with FRP Composites to Investigate the Effect of Different FRP Arrangements on the Behavior of Masonry Wall Subjected to Blast Loading. *Journal of Advanced Defense Science & Technology*, 15(1), 45-56. DOR: <https://dori.net/dor/20.1001.1.26762935.1402.14.3.1.5>
- [23] Ngo, T., Mendis, Gupta, P., Ramsay, A. J. (2007). Blast loading and blast effects on structures—an overview, *Electronic journal of structural engineering*, 1, Page.76-91.
- [24] American Concrete Institute (ACI). (2011). Building code requirements for reinforced concrete (ACI318-11). *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, USA
- [25] CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, Berkeley, California: Computers and Structures, Inc., 1995.
- [26] ASCE standard ASCE/SEI 41-13(2013): *American Society of Civil Engineers*: seismic Evaluation and retrofit of existing buildings.
- [27] The sixth topic of the National Building Regulations (2019), "Loads on Buildings" of the Ministry of Housing and Urban Development.
- [28] FEMA – 445, (2006). *Next generation performance – Based Seismic Design Guidelines*, Redwood city, California: Federal emergency management agency.
- [29] AUTODYN Theory Manual, (2005): Revision 4.3, Century Dynamics.
- [30] Perform 3D. (2006). Manual Component and Element for Perform-3D and Perform Collapse.
- [31] OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, (2007). <http://opensees.berkeley.edu>.