

ارزیابی رفتار سیستم توام قاب خمشی و دیوار برشی بتنی نیمه مدفون تحت اثر بارگذاری انفجاری

پویا حسوندا^۱، مجتبی حسینی^۲، عبدالرضا سروقد مقدم^{۳*}، محمد حیدری رسول آبادی^۴

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه‌های امن، مجتمع دانشگاهی آمایش و پدافند غیرعامل، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه لرستان، لرستان، ایران

۳- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۴- کارشناس ارشد مهندسی سازه‌های امن، مجتمع دانشگاهی آمایش و پدافند غیرعامل، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران

چکیده

امروزه با گسترش حملات تروریستی به ساختمان‌ها در جهان، بررسی دقیق رفتار سازه‌ها تحت بارهای انفجاری یک ضرورت محسوب می‌شود. فشار ناشی از انفجار یکی از مخرب‌ترین بارهایی است که سازه ممکن است تجربه کند. با توجه به اینکه سازه‌های موجود به طور معمول بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای متعارف مورد طراحی قرار گرفته‌اند، نیاز است عملکرد این سازه‌ها تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گیرد. در این مقاله مطالعات عددی بر روی مدل‌های سازه‌ای ۲ بعدی با تعداد طبقات ۲ و ۵ دارای سیستم توام قاب خمشی و دیوار برشی بتنی نیمه مدفون صورت گرفته است. سازه‌های مورد بررسی بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 برای انفجار ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۲۰ متری، در نرم افزار SAP 2000 طراحی و مورد تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار گرفته‌اند. به منظور بارگذاری، مقادیر فشار مبنای انفجار حاصل از موج انفجار، بازتاب موج انفجار و فشارهای ناشی از آن محاسبه و همچنین پارامترهای موج انفجار در هوا شامل سرعت جبهه موج، زمان تناوب و طول موج انفجار نیز تعیین می‌گردد و نمودار فشار - زمان ناشی از انفجار ارائه می‌گردد. پس از آنالیز، مقادیر دوران مفاصل پلاستیک، نسبت شکل‌پذیری و بیشترین نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی بوجود آمده در اعضا، همچنین بیشینه جابجایی، سرعت و شتاب مطلق تراز طبقه بام برای کلیه مدل‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد.

کلمات کلیدی: انفجار، سازه بتنی، دیوار برشی بتنی، قاب خمشی، نیمه مدفون.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.83948.1162	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.83948.1162	۱۳۹۷/۰۳/۳۰	۱۳۹۶/۰۲/۲۴	۱۳۹۶/۰۳/۲۴	۱۳۹۶/۰۳/۱۱	۱۳۹۶/۰۲/۱۲
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم					*نویسنده مسئول:	
moghadam@iiees.ac.ir					پست الکترونیکی:	

Assessment behavior of the concrete flexural frame and shear wall partially buried system under blast loading

P. Hassanvand*¹, M. Hosseini², A. S. Moghadam*³, M. H. Rasoul Abadi⁴

1- MSc, Complex of logistics and passive defense, Malek-Ashtar University of Technology, Tehran, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Engineering, Lorestan University, Lorestan, Iran

3- Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Engineering Earthquake and Seismology, Tehran, Iran

4- MSc, Complex of logistics and passive defense, Malek-Ashtar University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Nowadays, with the proliferation of terrorist attacks on buildings in the world, a close examination of the behavior of structures under blast load is a necessity. Pressure caused by the explosion of one of the most destructive loads that the structure may experience. Since the existing structures are usually designed to the common gravity and seismic loads, it is necessary to investigate their performances under blast loading. In this study, analytical studies have been done for 2D structural models of concrete flexural frame and shear wall Partially Buried system with different number of stories 2 and 5. structures assessed based on the UFC 3-340-02 guidelines for 1000 kg TNT blast from 20 meters, the software SAP 2000 design and nonlinear dynamic analysis have been used. In order to define loading, pressure values obtained from the explosion's blast wave, shock waves and pressure from the calculated reflection and as well as air blast wave parameters, including speed wave front, period and wavelength explosion was determined and pressure graph - time of the explosion is offered. After analysis, The plastic hinge rotation, the formability and the highest axial force, shear force and bending moment occurred members, as well as maximum displacement, velocity and acceleration absolute floor level roof for all models will be investigated.

ARTICLE INFO

Received: 02/05/2017

Revised: 01/06/2017

Accepted: 14/06/2017

Keywords:

Explosion

Concrete structure

Concrete shear wall

Bending frame

Partially buried

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.83948.1162

*Corresponding author: Dr. A. S. Moghadam.

Email address: moghadam@iiees.ac.ir

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 غیرعامل 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 پروژه، نظر بخش غیر نظامی را نیز به خود جلب نموده است. 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 TM5-855-1 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 [۱]. پس از آن دستورالعمل TR 87-57 در سال ۱۹۸۹ توسط بخش مهندسی نیروی هوایی آمریکا به منظور آنالیز و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجارهای غیر اتمی ارائه شد. در سال ۱۹۹۰ نیز دستورالعمل TM 5-1300 [۲] به صورت مشترک توسط دپارتمان نیروی زمینی، نیروی دریایی و نیروی هوایی ارتش آمریکا تهیه شد که به صورت گسترده جهت طراحی سازه‌ها در برابر انفجار مورد استفاده قرار گرفت. در ادامه، دستورالعمل‌های دیگری همچون DOE/TIC 11268 توسط دپارتمان انرژی آمریکا در سال ۱۹۹۲ و دستورالعمل‌های ASCE 1995، DAHSCWE 1995، FEMA 427، FEMA 428 تهیه شده‌اند. نهایتاً در سال ۲۰۰۸ دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] که نسبت به دستورالعمل‌های پیشین جامعیت بیشتری داشته و نسخه به روز شده TM 5-1300 [۲] می‌باشد، توسط دپارتمان دفاعی آمریکا تهیه شد و هم‌اکنون اکثرًا به عنوان مبنای اصلی طراحی و تحقیقات در این حوزه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

به دلیل اهمیت انفجار در سازه‌ها و تاثیرات این بارها بر سازه‌ها، تحقیقات روزافزونی در این زمینه در حال انجام است. از اهم تحقیقات صورت گرفته تا به امروز می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

بیوت و وودسن [۳] در سال ۱۹۹۹ به ارزیابی رفتار قاب بتنی مسلح دو طبقه با مقیاس یک چهارم 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 است. ارزیابی آزمایشگاهی شامل پنج نمونه سازه بتن مسلح دو طبقه بود. همچنین علاوه بر مطالعه آزمایشگاهی، مدل سه‌بعدی با استفاده از برنامه DYNA 3D ساخته و تحلیل شد. با توجه به آزمایش‌های انجام شده و مقایسه آن با مدل شبیه‌سازی شده با نرم‌افزار، هماهنگی مطلوبی میان این دو روش مشاهده شد. همان‌طور که انتظار می‌رفت بتن ستون‌های خارجی دچار خردشدگی و فروریزش شدند.

یک مطالعه موردی از تحلیل انفجار و فروپاشی سازه بتن مسلح توسط لوسینی [۴] در سال ۲۰۰۴ ارائه شده است. در این مطالعه از نرم‌افزار تجاری AUTODYN برای مدل‌سازی جزئیات ساختمان آمیا در بوینس آیرس که در بمب‌گذاری تروریستی سال ۱۹۹۴ آسیب دیده بود، استفاده شد. المان‌های سازه‌های بتنی و جریان هوا با استفاده از مش اوپلری و لاگرانژی مدل شد. المان‌های سه‌بعدی برای مدل‌سازی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای بنایی استفاده شده است. در این تحقیق فرض شد که آسیب با بار انفجاری معادل ۴۰۰ کیلوگرم TNT ایجاد می‌شود و نتایج تحلیل این محققین نشان داد که آسیب واقعی و نتایج تحلیل‌های به دست آمده از مدل‌سازی با یکدیگر تطابق مناسبی دارند.

بائو و لی [۵] در سال ۲۰۰۹ 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. در این مطالعه یک رابطه برای تخمین نرخ ظرفیت محوری باقیمانده به دست آمد. 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.

در سال ۲۰۱۱، جایاسوریا و همکاران [۶] به بررسی انفجار بر روی یک سازه بتنی پرداختند. در این تحقیق به ارزیابی بتن و آسیب به قاب بتن مسلح دوبعدی با توجه به تحمل بار اعضای سازه‌ای در انفجارهای حوزه نزدیک پرداخته شد. روش اجزای محدود برای ارزیابی سیستم قاب و مؤلفه‌های آن و ارزیابی آسیب با استفاده از برنامه‌های SAP 2000 و LS DYNA به کار برده شد. اهداف این تحقیق شامل چهار حوزه مهم در مهندسی ساختمان شامل: تعیین بار انفجار، مدل‌سازی عددی با استفاده از روش اجزای محدود، عملکرد مصالح تحت نرخ کرنش بالا و تحلیل سازه‌ای دینامیکی غیرخطی بود. همچنین در این تحقیق پاسخ و آسیب قاب بتن مسلح با سناریوهای مختلف بار انفجار مورد ارزیابی قرار گرفت. منطقه نفوذ انفجار برای قاب دوبعدی بتن مسلح برای شرایط مختلف بار و منطقه کلیدی برای هر مورد در حال بارگذاری مورد بررسی قرار گرفت.

با توجه به مطالب ذکر شده ضرورت طراحی سازه‌ها مقاوم در برابر انفجار، به‌ویژه در ساختمان‌های مهم و شریان‌های حیاتی، ضروری به نظر می‌رسد. یکی از گام‌های اولیه مهم در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار انتخاب سیستم مقاوم جانبی مناسب برای سازه می‌باشد تا علاوه بر پاسخ مناسب در برابر بارهای ناشی از انفجار شرایط اقتصادی طرح را نیز برآورده سازد. سازه‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی یکی از مناسب‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی می‌باشد و استفاده از آن در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و برای سازه‌های بلند توصیه می‌شود. کاربرد سیستم ترکیبی قاب صلب و دیوار برشی بر صلبیت ساختمان به مقدار قابل توجهی می‌افزاید. هنگامی که سیستم قاب - دیوار تحت اثر بارهای جانبی قرار می‌گیرد، تغییر مکان آزاد متفاوت قاب و دیوار موجب اندرکنش افقی بین آن‌ها از طریق دیافراگم سقف می‌شود. لذا رفتار قاب و دیوار بصورت جداگانه بسیار متفاوت با رفتار سیستم دوگانه می‌باشد. میزان کارایی و قابلیت سیستم‌های دارای قاب خمشی و دیوار برشی به میزان اندرکنش میان قاب و دیوار که خود تحت تاثیر سختی قاب و دیوار می‌باشند، وابسته است.

در این مطالعه سعی شده است رفتار سازه‌های بتن مسلح با دیوار برشی بتنی بصورتی که نیمی از سازه در داخل خاک مدفون باشد از نظر عملکردی تحت بارگذاری انفجاری مورد بررسی و مقادیر پاسخ سازه‌ای مورد بحث و مقایسه قرار گیرد.

۲- انفجار

۲-۱- موج انفجار

انفجار، آزاد شدن بسیار سریع انرژی به صورت نور، گرما، صوت و موج ضربه‌ای می‌باشد. هنگامی که یک انفجار رخ می‌دهد، انرژی به صورت ناگهانی و در زمان بسیار کوتاه (چند میلی ثانیه) آزاد شده و اثر این آزاد شدن انرژی به صورت تشعشعات حرارتی و انتشار امواج در فضا مشاهده می‌شود. یکی از عوامل مهم در تخریب سازه امواج ناشی از انفجار هستند که در هوا منتشر می‌شوند. این امواج با سرعتی بیش از سرعت صوت حرکت کرده و تشکیل یک جبهه موج را می‌دهند. هنگامی که جسمی در برابر این جبهه موج قرار گیرد، فشار سطح آن بالا رفته و در یک لحظه بسیار کوتاه این فشار به بیشینه اندازه خود می‌رسد. این افزایش فشار ناشی از موج انفجار می‌تواند بارهایی بسیار بزرگتر از بارهایی که سازه برای آن طراحی شده بر سازه وارد کند و سبب بروز خسارت شدید در سازه و به خطر افتادن جان افراد می‌شود [۷ و ۸]. در مقایسه با دیگر بارهای وارد بر ساختمان (نظیر زلزله، باد، سیل و...)، بار ناشی از انفجار دارای خصوصیات و تفاوت‌هایی است که حتما باید مورد توجه واقع شود [۹]:

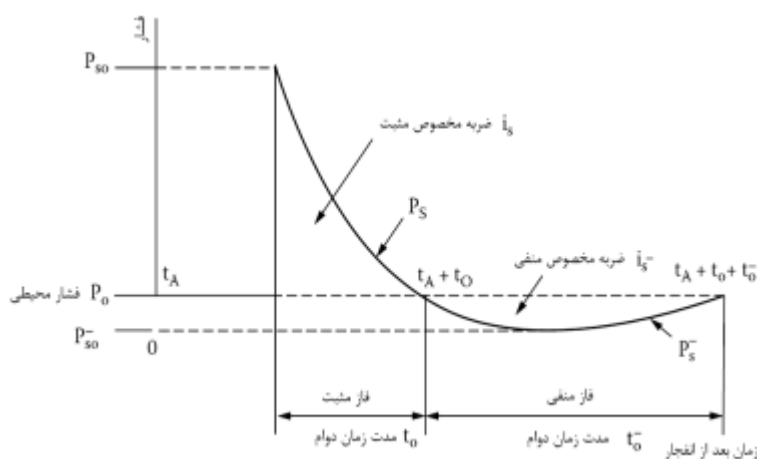
- الف- میزان فشار وارد بر ساختمان در هنگام انفجار می‌تواند چندین برابر بزرگتر از فشار ناشی از دیگر مخاطرات باشد. مثلا فشار بیشینه ناشی از انفجار یک خودرو که در کنار پیاده رو پارک شده است، بر ساختمان‌های مجاور تا مقدار باور نکردنی (700 ton/m^2) می‌رسد.
- ب- فشار ناشی از انفجار با سرعت بسیار زیادی از بین می‌رود. به همین دلیل تخریب ناشی از انفجار در قسمتی از ساختمان که رو به انفجار است، به مراتب شدیدتر و وسیع‌تر از پشت ساختمان خواهد بود.
- ج- بازه زمانی و در نتیجه دوره بارگذاری در انفجار بسیار کوتاه است که به طور معمول در زمان‌هایی نظیر چند هزارم تا چند صدم ثانیه رخ می‌دهد، درحالی‌که مدت دوام بار زلزله چند ده ثانیه و مدت دوام بار باد تا چند ده دقیقه متغیر می‌باشند.

د- موج ضربه‌ای ناشی از انفجار همچنین در جهاتی اثر می‌کند که احتمالاً سازه برای تحمل بار در آن جهات طراحی نشده است. مثلاً نیروی ناشی از انفجار در جهت بالا بر سقف‌های ساختمان اثر می‌کند.

مقدار بار ناشی از موج انفجار و نحوه توزیع فشارهای حاصله بر روی سازه تابع عوامل زیر می‌باشند [۷ و ۸ و ۹]:

- هندسه و شکل سازه
- موقعیت محل انفجار نسبت به سازه
- خواص مواد منفجره مانند جنس، وزن، مقدار انرژی آزاد شده
- مقدار تشدید موج در اثر تداخل با زمین، حفاظ یا خود سازه

شکل (۱) منحنی فشار - زمان موج انفجار را برای انفجار در محیط آزاد نشان می‌دهد. این منحنی به دو فاز مثبت و منفی تقسیم می‌شود که اغلب در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار فاز منفی از اهمیت کمتری برخوردار است.



شکل ۱: تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار [۱].

افزایش سریع فشار، فاز مثبت یا فاز فشاری نامیده می‌شود. در فاز مثبت، حداکثر فشار P_{so}^+ به سرعت تشکیل شده و در زمان t_0^+ مثبت به فشار اتمسفر P_0 باز می‌گردد. در فاز منفی نیز با گذشت زمان t_0^- فشار در ابتدا کاهش و پس از آن افزایش می‌یابد و به فشار اتمسفر باز می‌گردد [۱].

برای محاسبه پارامترهای انفجار معمولاً از روشی به نام روش فاصله مقیاس‌بندی شده استفاده می‌کنند. عمومی‌ترین روش مقیاس‌گذاری انفجار روش هاپکینسون - کرانز یا ریشه سوم است که ابتدا توسط هاپکینسون در سال ۱۹۱۹ و سپس توسط کرانز در سال ۱۹۲۶ فرمول‌بندی شد [۱۰]. براساس این قانون امواج مشابه هنگامی به وجود می‌آیند که دو ماده منفجره با جنس یکسان در فواصل مقیاس‌گذاری شده مشابه منفجر شوند [۱۰]. مواد منفجره مختلف فشارهای متفاوتی را ایجاد می‌کنند، بنابراین برای داشتن یک مبنا برای مقایسه، مواد منفجره مختلف با ماده منفجره TNT معادل و مقایسه می‌شوند. پارامتر مقیاس Z_G (فاصله مقیاس شده)، برای محاسبه اثر انفجار بر مبنای وزن معادل TNT طبق معادله زیر تعریف می‌شود:

$$Z_G = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (1)$$

در این رابطه، R فاصله از محل انفجار و W وزن ماده منفجره معادل TNT می‌باشد.

تعیین پارامترهای انفجار و همچنین روابط مناسب جهت محاسبه فشار ناشی از انفجار، هدف تعداد بسیاری از تحقیقات علمی تا کنون بوده است. نخستین بار در سال ۱۹۵۵ بیشینه فشار انفجار P_{so} ، توسط براد به صورت زیر بیان شد [۱۱]:

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

$$P_{so} = \frac{6.7}{Z} + 1 \text{ bar} \quad (P_{so} > 10 \text{ bar}) \quad (3)$$

که در آن، Z فاصله مقیاس شده می باشد.

رابطه مشهور دیگری در سال ۱۹۶۱ توسط نیومارک و هنسن ارائه گردید [۱۲]:

$$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + \left(63 \frac{W}{R^3}\right)^{\frac{1}{2}} \text{ bar} \quad (4)$$

که در آن، W وزن ماده منفجره معادل TNT و R فاصله محل انفجار تا سازه می باشد.

هنریش نیز در سال ۱۹۷۹ جهت محاسبه بیشینه فشار انفجار (بر حسب bar) رابطه‌ای را ارائه نمود [۱۳]:

$$P_{so} = \frac{14.072}{Z} + \frac{5.54}{Z^2} + \frac{0.357}{Z^3} + \frac{0.00625}{Z^4} \quad (0.05 < Z < 0.1) \quad (5)$$

$$P_{so} = \frac{6.194}{Z} + \frac{0.326}{Z^2} + \frac{2.132}{Z^3} \quad (0.1 < Z < 0.3) \quad (6)$$

$$P_{so} = \frac{6.662}{Z} + \frac{4.05}{Z^2} + \frac{3.288}{Z^3} \quad (0.1 < Z < 10) \quad (7)$$

براین اساس و با توجه به نتایج تحقیقات صورت گرفته در زمینه تعیین پارامترهای انفجار، در دستورالعمل‌های TM 5-1300 [۲] و UFC 3-340-02 [۱] منحنی‌هایی ارائه شده است که براساس آن می‌توان با توجه به فاصله مقیاس شده پارامترهایی نظیر بیشینه انفجار در فاز مثبت و منفی، مدت زمان فاز مثبت و منفی انفجار، ضربه ناشی از انفجار در فاز مثبت و منفی و... را تعیین نمود. در این تحقیق نیز برای مطالعه از روابط و منحنی‌های ارائه شده در دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز بار انفجاری استفاده خواهد شد.

سایر رابطه‌های مورد نیاز برای نمودار تغییرات فشار بر حسب زمان ناشی از انفجار روی وجوه مختلف سازه:

$$q_0 = \frac{2.5 P_{so}^2}{7P_{so} + P_0} \quad (8)$$

$$P_R = P_{so} \left[2 + \frac{6P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right] \quad (9)$$

$$\begin{cases} t_D = 20.77 \left[\frac{W}{P_{so}} \right]^{1/3} & P_{so} < 2 \text{ kg/cm}^2 \\ t_D = 14.35 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} > 2 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (10)$$

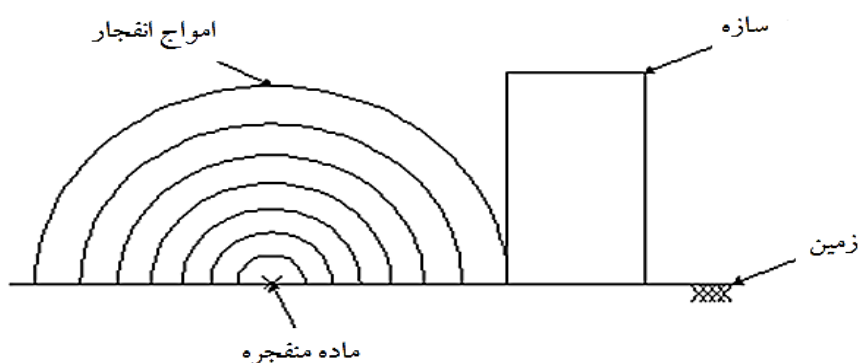
$$\begin{cases} t_B = 20.77 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} < 70 \text{ kg/cm}^2 \\ t_B = 10.23 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} > 70 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (11)$$

$$t_S = \frac{3S}{V} < t_D \quad \text{و} \quad V = u_s \left[1 + \frac{6P_{so}}{7P_0} \right] \quad (12)$$

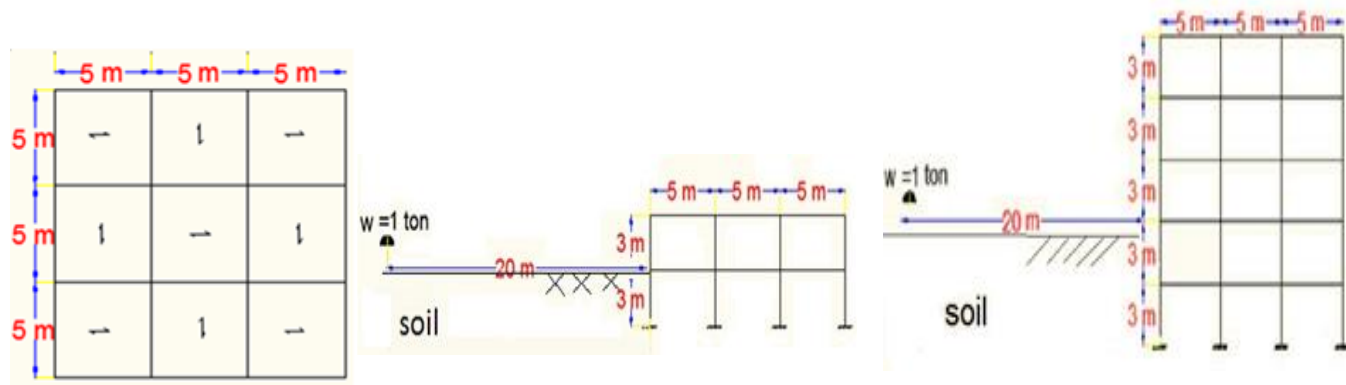
در این رابطه‌ها، W وزن معادل TNT بر حسب kgf/cm²، P₀ فشار هوا بر حسب kgf/cm²، P_{so} فشار افزوده بر حسب kgf/cm² می باشد. q₀ فشار حداکثر دینامیکی بر حسب kgf/cm² است که در اثر جابجایی ذرات هوا ایجاد می شود و در واقع، بادی است که در اثر انفجار به وجود می آید. P_R فشار حداکثر موج بازتابی بر حسب kgf/cm² می باشد که در اثر جمع شدن فشار حاصل از برخورد و بازتاب موج از سطح سازه ایجاد می شود. V سرعت موج انفجار و U_s سرعت صوت بر حسب m/s می باشند. t_D مدت زمان اثر فشار دینامیکی بر حسب میلی ثانیه، فاصله زمانی است که فشار حاصل از انفجار بر وجه جلویی سازه اثر می کند. t_B زمان اثر موج ضربه برای وجوه کناری و پشتی سازه بر حسب میلی ثانیه می باشد. t_c مدت زمان اثر موج بازتابی بر حسب ثانیه می باشد و بازه‌ای است که موج انفجار به وجه جلویی سازه رسیده و همزمان با موج بازتاب شده، حداکثر فشار ممکن را به سازه وارد می کند. S نیز برابر با مقدار کوچکتر بین ارتفاع سازه و نصف طول وجه جلویی (رو به انفجار) سازه بر حسب متر می باشد.

۲-۲- نوع انفجار مورد مطالعه

انفجار در نظر گرفته شده در این تحقیق، از نوع انفجار سطحی می‌باشد که در سطح و یا فاصله بسیار نزدیک به زمین اتفاق می‌افتد. در این نوع، در محل انفجار موج ایجاد شده به زمین برخورد کرده و منعکس و تقویت می‌شود و موج تقویت شده به سازه برخورد می‌کند. حالت انفجار شامل انفجار ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT بر روی سطح زمین و در فاصله افقی ۲۰ متری از دیوار رو به انفجار می‌باشد. امواج انفجار منتشر شده در هوا همانطور که در شکل شماتیک (۲) 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 [۱].



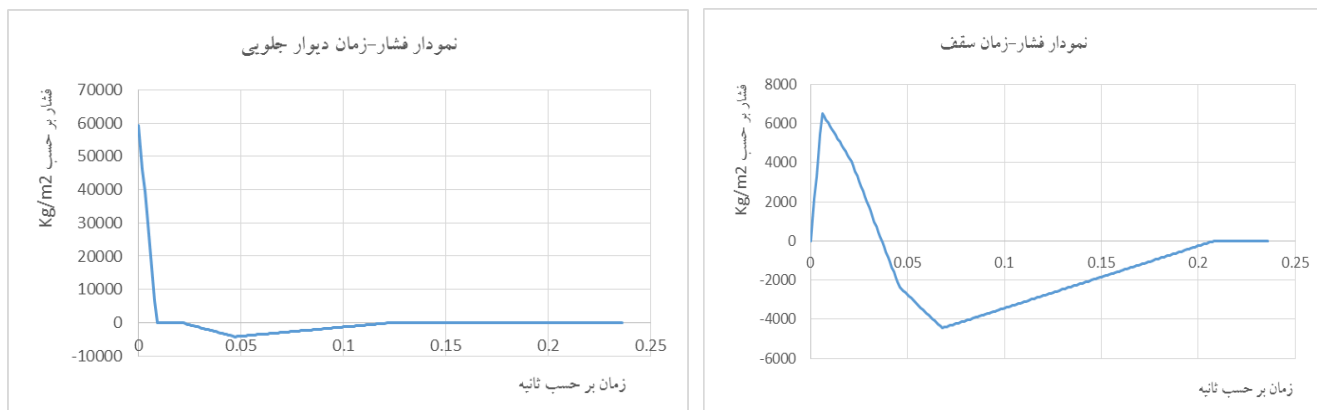
شکل ۲: شماتیک امواج کروی شکل موج ماخ انفجار [۱].



شکل ۳: مشخصات هندسی سازه (پلان و نمای قاب‌ها و محل بارانفجاری).

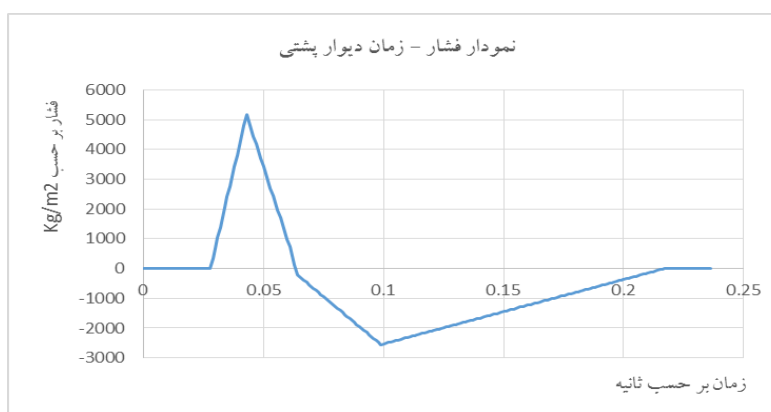
۲-۳- نمودارهای فشار - زمان ناشی از انفجار مورد مطالعه

با استفاده از پارامتر فاصله مقیاس شده (Z)، محاسبه شده طبق رابطه (۱) و نمودارهای UFC 3-340-02 و سایر رابطه‌های ۲ تا ۱۲ نمودار فشار- زمان ناشی از انفجار محاسبه می‌شود. شکل‌های (۴) تا (۶) نمودارهای فشار- زمان را نشان می‌دهند.



شکل ۵: نمودار فشار-زمان سقف.

شکل ۴: نمودار فشار-زمان دیوار جلویی .



شکل ۶: نمودار فشار-زمان دیوار پشتی .

۲-۴- نحوه انتقال بار ناشی از انفجار به سازه

۲-۴-۱- بارگذاری انفجاری بیرون از خاک

به منظور ساده سازی محاسبات بارگذاری انفجاری، فرض‌های ساده کننده زیر در نظر گرفته شده است:

۱- با فرض دور بودن محل انفجار از سازه به قدر کافی، فشار انفجار وارد بر سازه، در ارتفاع سازه ثابت و یکنواخت و برابر فشار مربوط به پای سازه در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که با توجه به کاهش مقدار واقعی فشار انفجار وارد بر سازه، با افزایش ارتفاع آن، این فرض محافظه کارانه است.

۲- در این تحقیق از تکان زمین زیر سازه در اثر انتقال امواج انفجار در زمین صرف نظر شده است.

بارهای انفجار وارد بر هر یک از نمونه‌های سازه‌ای مورد نظر، مطابق شکل شامل سه نوع بار می‌باشد:

۱- بارهای متمرکز افقی در تراز طبقات (در وجه رو به انفجار و پشت به انفجار)

۲- بار گسترده افقی در ارتفاع ستون‌ها (در دو وجه رو و پشت به انفجار)

۳- بار گسترده قائم وارد بر تیرهای بام

در مسیر تحقیقات انجام شده در تحقیق حاضر، فرض شده است که دیوارهای پوششی بیرونی سازه در وجوه رو و پشت به انفجار، قادر به تحمل بار انفجار عمود بر صفحه خود می‌باشند و این دیوارها به ستون‌های اطراف خود اتصال نداشته و با تیرهای اطراف خود اتصال

مفصلی دارند، که باعث توزیع نیروی بهتر و در نتیجه تغییر شکل‌های کمتری در سازه خواهد شد. در واقع این نوع اتصال دیوار به المان‌های افقی (تیرها) و قائم (ستون‌ها) باعث می‌شود تا یکسری نیروهای گسترده روی ستون‌ها و یکسری نیروهای متمرکز در نقاط اتصال تیر به ستون (گره‌ها) ایجاد شود. علاوه بر وجوه جلویی و پشتی ساختمان، بار انفجار به سقف نیز وارد می‌شود که به صورت بار گسترده به تیرهای بالاترین طبقه (طبقه‌ی بام) وارد می‌شود. بار گسترده روی ستون ناشی از انفجار از ضرب عرض بارگیر ستون در منحنی فشار وارد شده به دیوار روبرویی و دیوار پشت به دست می‌آید. بار انفجار گسترده قائم وارد بر تیرهای بام از ضرب عرض بارگیر تیرها در منحنی فشار وارد بر سقف به دست می‌آید. بارهای انفجاری متمرکز افقی در تراز طبقات به جز تراز طبقه بام، از ضرب فشار انفجار وارد بر وجوه رو و پشت به انفجار در سطح بارگیر از دیوارهای پوششی بیرونی سازه که شامل نصف ارتفاع دیوار بالا و نصف ارتفاع دیوار پایین آن کف می‌باشد، به دست می‌آید. بار انفجاری متمرکز وارد بر طبقه بام نصف بار متمرکز وارد بر سایر طبقات می‌باشد. نحوه انتقال بار ناشی از انفجار به سازه در شکل ۵ آمده است.

۲-۴-۲- بارگذاری انفجاری درون خاک

در این تحقیق برای تعیین تاریخچه بار انفجار وارد بر سازه در درون خاک از نرم افزار انسیس اتوداین استفاده شد. این نرم افزار از روش‌های تفاضل محدود، حجم محدود و المان محدود برای حل مسائل غیرخطی در جامدات، مایعات و گازها استفاده می‌کند. به طور خاص این نرم افزار برای شبیه‌سازی انفجار، ضربه و نفوذ بسیار مناسب می‌باشد. شبیه‌سازی از دو بخش تشکیل شده است. بخش اول مدل‌سازی ماده منفجره در محیط دو بعدی و بخش دوم مدل‌سازی سازه و مشخص شدن سنجنده‌ها بر روی سازه. روش نرم افزار اتوداین برای ساخت نمونه دو بعدی به این صورت که ابتدا یک مدل دوبعدی شامل هوا و TNT ساخته شود و سپس خاک را درون آن پر می‌کنیم. در مدل‌سازی‌های انجام شده در نرم‌افزار اتوداین اندازه مش‌های هوا برابر ۲/۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شد و المان TNT بصورت مستطیلی است که عرض آن ۵ و طول آن ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. همچنین با توجه به اینکه TNT داخل هوا Fill می‌شود، نیازی به تعیین ابعاد مش برای آن نیست. برای مرزهای خارجی هوا از شرایط مرزی Flow out استفاده شد، این شرایط مرزی به منزله این است که در خارج از مرز تعیین شده هم هوا ادامه دارد و موج بدون هیچ مانعی به حرکت خود ادامه می‌دهد. در نهایت نمودارهای فشار - زمان حاصل از سنجنده‌های روی سازه به نرم افزار SAP 2000 انتقال داده شد.

۳- روش تحقیق و مدل‌سازی

۳-۱- جزئیات مدل‌سازی قاب‌ها

در این تحقیق ۲ قاب دو بعدی بتن مسلح ۲ و ۵ طبقه با سه دهانه که ارتفاع هر طبقه ۳ متر و عرض هر دهانه ۵ متر می‌باشد، تحت اثر بار انفجاری قرار داده می‌شوند. سیستم باربری جانبی مدل‌ها به صورت دیوار برشی بتنی انتخاب شده است. اتصال تیرها به ستون‌ها به صورت خمشی و اتصال پای ستون‌ها به پی گیردار می‌باشد. طراحی متعارف مدل‌ها به کمک نرم‌افزار رایج طراحی ساختمان‌های طبقاتی، SAP 2000، مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] و تحت اثر بارهای مرده و زنده که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۶] و بارگذاری لرزه ای مطابق ویرایش چهارم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۷]، محاسبه گشته‌اند، انجام شده است. بارهای مرده و زنده اعمال شده در طبقات در جدول (۱) ارائه شده است. نتایج حاصل از طراحی اولیه و مقاطع بدست آمده برای مدل‌های ۲ و ۵ طبقه به ترتیب در جداول (۲) و (۳) آمده است.

جدول ۱: بارهای مرده و زنده

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

جدول ۲: مقاطع مدل ۲ طبقه (ابعاد به سانتی متر)

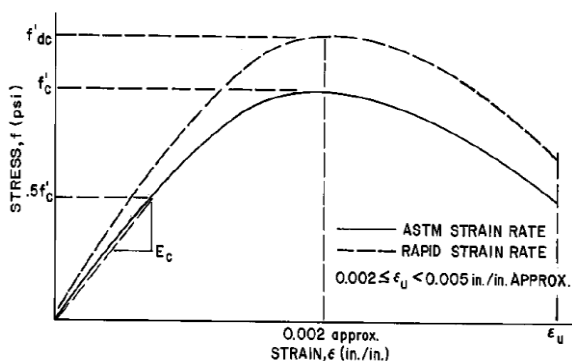
نوع جزء	تیر	ستون	دیوار برشی
طبقه ۱	۳۵*۳۵	۵۵*۵۵	۳۰*۵۰۰
طبقه ۲	۳۵*۳۵	۵۰*۵۰	۳۰*۵۰۰

جدول ۳: مقاطع مدل ۵ طبقه (ابعاد به سانتی متر)

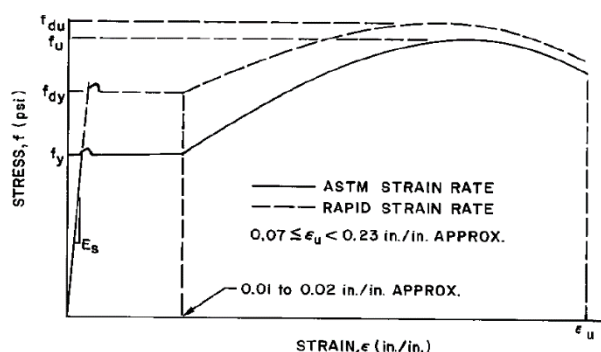
نوع جزء	تیر	ستون	دیوار برشی
طبقه ۱	۴۰*۴۰	۷۵*۷۵	۳۵*۵۰۰
طبقه ۲	۴۰*۴۰	۷۵*۷۵	۳۵*۵۰۰
طبقه ۳	۴۰*۴۰	۷۵*۷۵	۳۵*۵۰۰
طبقه ۴	۴۰*۴۰	۷۵*۷۵	۳۵*۵۰۰
طبقه ۵	۴۰*۴۰	۷۵*۷۵	۳۵*۵۰۰

۲-۳- مشخصات مصالح مصرفی در مدل سازی

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. برای در نظر گرفتن این ویژگی از ضریب (DIF) استفاده می‌شود. ضریب (DIF) به صورت نسبت مقاومت فشاری نهایی دینامیکی بتن (نمونه ۲۸ روزه) به مقاومت فشاری بتن می‌باشد تعریف می‌شود. در شکل (۷) و (۸) اثرات نرخ کرنش بر منحنی تنش - کرنش بتن و فولاد نشان داده شده است [۱].



شکل ۸: اثر نرخ کرنش بر منحنی تنش - کرنش بتن [۱].



شکل ۷: اثر نرخ کرنش بر منحنی تنش - کرنش فولاد [۱].

همچنین مشخصات میلگرد مصرفی بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] با احتساب مقدار ضریب افزایش دینامیکی فولاد (DIF) طبق جدول (۴) در نظر گرفته شده است.

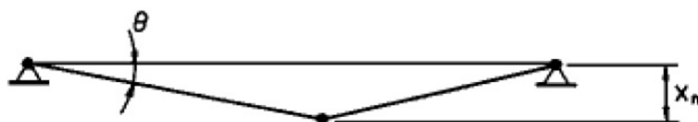
جدول ۴: مشخصات میلگرد مصرفی

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

۳-۳- تحلیل مدل‌ها

تحلیل مدل با استفاده از نرم‌افزار SAP 2000 و به روش دینامیکی غیرخطی انجام شده است. تعریف مشخصات مفاصل غیرخطی اعضا نیز براساس دستورالعمل FEMA 356 [۱۴] و با اعمال محدودیت‌های تغییرشکل اعضا در سطوح عملکردی مختلف انجام شده است. با توجه به اینکه روش HHT (Hilber-Hughes-Taylor) ضمن داشتن دقت قابل قبول از همگرایی مناسبی در روند حل غیرخطی نیز برخوردار است. در این تحقیق از این روش جهت انتگرال‌گیری زمانی در آنالیز دینامیکی استفاده شده است.

ضوابط پذیرش اعضای سازه با توجه به محدودیت‌های تغییرشکل در ۳ سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) مطابق جدول (۵) در نظر گرفته شده است. معیار اولیه برای اندازه‌گیری پاسخ سازه، تعیین نسبت شکل پذیری (μ) که این نسبت به عنوان نسبت تغییرشکل ماکزیمم (X_m) به تغییرشکل الاستیک معادل (XE)، متناظر با مقاومت تسلیم تعیین شده براساس دیاگرام مقاومت دو خطی عضو، تعریف می‌شود. لذا نسبت شکل‌پذیری برابر ۳ به این معناست که حداکثر پاسخ دینامیکی، ۳ برابر پاسخ الاستیک در حد تسلیم می‌باشد. میزان دوران (θ) در محل مفصل پلاستیک نیز معیار دیگری است که پاسخ تغییرشکل حداکثر را تابعی از طول دهانه عضو می‌نماید و نشان دهنده درصد ناپایداری در نواحی بحرانی عضو می‌باشد.



شکل ۹: نمایش پارامترهای دوران و تغییرشکلی [۱۳].

جدول ۵: ضوابط پذیرش اعضای قاب بتنی

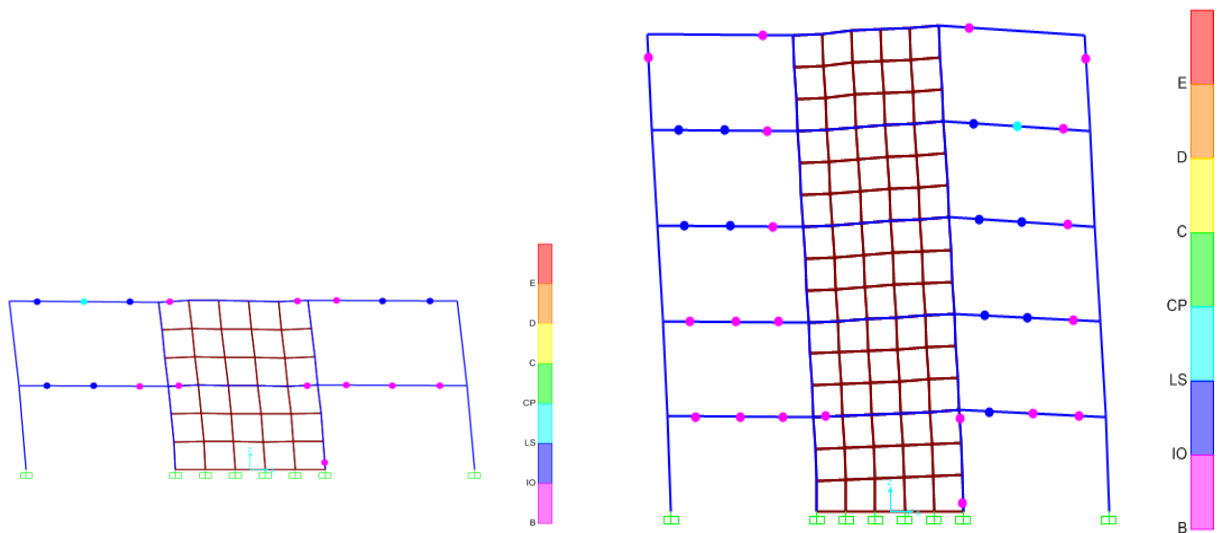
سطح عملکرد		استفاده بی‌وقفه	
آستانه فروریزش	ایمنی جانی	آستانه فروریزش	ایمنی جانی
μ	μ	μ	μ
۰/۰۲	۲	۰/۰۵	۱/۲۵

۴- نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها

پس از انجام تحلیل بر روی مدل‌های ۲ و ۵ طبقه، مفاصل پلاستیک اکثراً بر روی تیرها تشکیل شده است. مقادیر شکل‌پذیری و دوران مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد برای ستون‌های بحرانی میانی قاب مقابل به انفجار، ستون‌های بحرانی در گوشه‌ها و تیرهای مربوطه در جدول (۶) ارائه شده است. همچنین مفاصل پلاستیک تشکیل شده و سطوح عملکرد اعضا در مدل‌ها در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

جدول ۶: مقادیر شکل‌پذیری و دوران پلاستیک مفاصل بحرانی در مدل‌ها

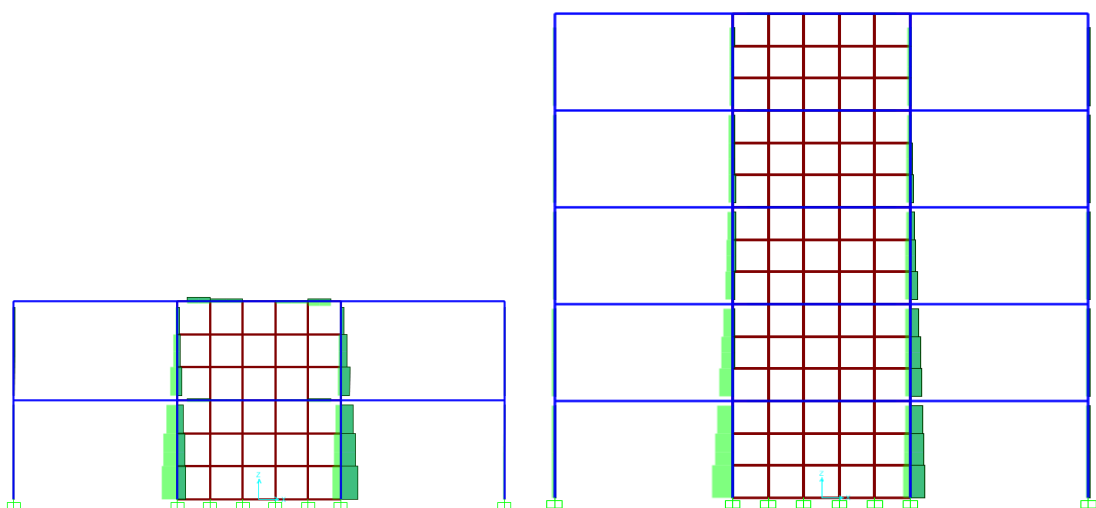
مدل سازه‌ای	ستون میانی		ستون گوشه		تیر	
	μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p	سطح عملکرد
۲ طبقه	۰/۶۷۲	۰/۰۰۴۸	IO	۰/۱۵۹	۰	CP
۵ طبقه	۰/۴۱۸	۰/۰۰۴۲	IO	۰/۳۴۶	۰/۰۰۳۱	CP



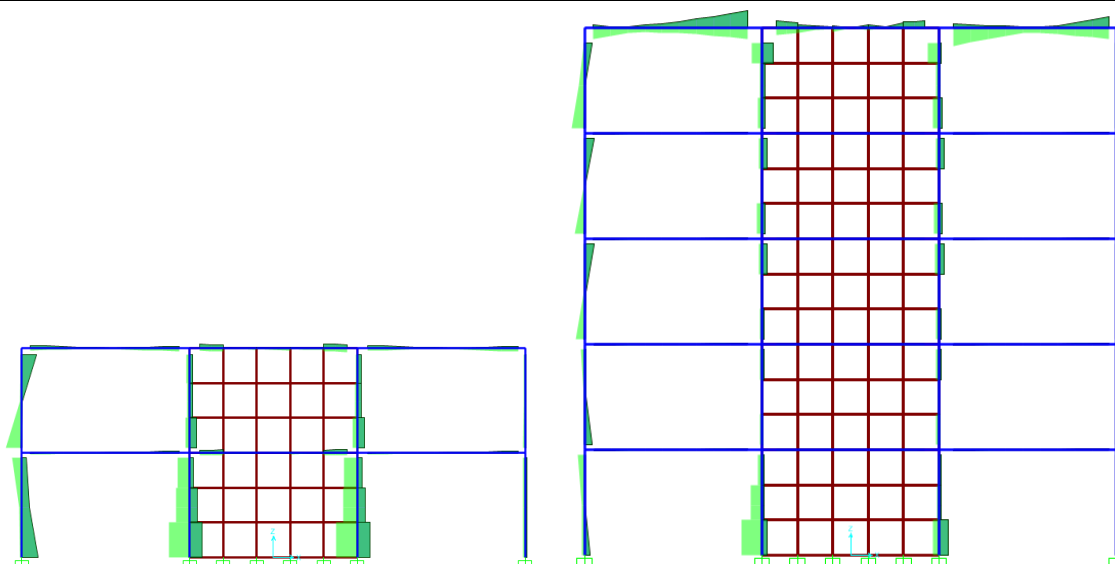
شکل ۱۰: سطوح عملکرد مدل‌ها تحت بارگذاری انفجاری.

میزان دوران مفاصل پلاستیک در طبقات میانی قاب ۵ طبقه نسبت به طبقه‌های زیرزمین و طبقه بام بیشتر است و این به دلیل بیشتر بودن میزان فشار وارده ناشی از انفجار بر این طبقات است، زیرا همانطور که در فرضیات نحوه انتقال بار ناشی از انفجار در بالا توضیح داده شد، طبقه بام به علت سطح بارگیر کمتر نصف نیروی متمرکز وارد بر گره‌های طبقاتی را به خود اختصاص می‌دهد و همچنین موج رسیده به سازه ناشی از انفجار از طریق خاک برای طبقات زیرزمین نسبت به موج منتقل شده در هوا فشار کمتری به سازه وارد می‌کند. برای قاب ۲ طبقه نیز چون موج رسیده به سازه ناشی از انفجار از طریق خاک برای طبقه زیرزمین نسبت به موج منتقل شده در هوا برای طبقه روی زمین فشار کمتری به سازه وارد می‌کند، میزان این دوران‌ها در طبقه روی زمین نسبت به زیرزمین بیشتر است.

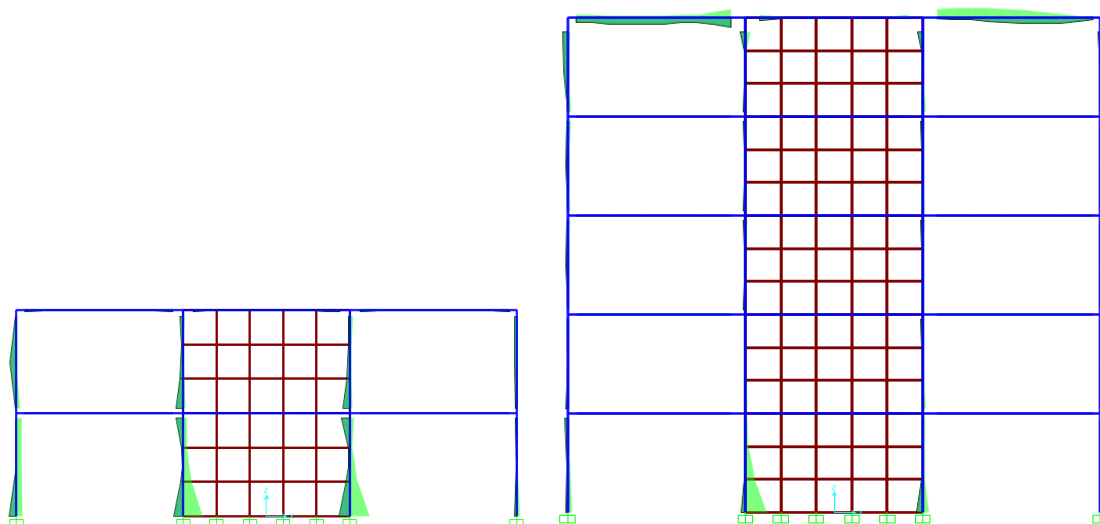
میزان نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در المان‌های مدل‌های تحت بار انفجاری در شکل‌های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) و مقادیر بیشینه آنها در جدول (۷) نشان داده شده است.



شکل ۱۱: نیروی محوری ایجاد شده در المان‌های مدل‌های تحت بار انفجاری.



شکل ۱۲: نیروی برشی ایجاد شده در المان‌های مدل‌های تحت بار انفجاری.



شکل ۱۳: نیروی برشی ایجاد شده در المان‌های مدل‌های تحت بار انفجاری.

جدول ۷: بیشینه نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در مدل‌ها

مدل سازه‌ای	نیروی محوری (kgf)		نیروی برشی (kgf)		لنگر خمشی (kgf.cm)	
	ستون داخلی	ستون کناری	ستون داخلی	ستون کناری	ستون داخلی	ستون کناری
۲ طبقه	۲۴۲۳۲۳	۱۴۵۵۱	۶۲۱۱۷	۴۷۰۶۹	۹۷۷۲۶۴۴	۳۶۵۴۵۹۶
۵ طبقه	۱۱۵۲۰۹۰	۱۵۵۹۰۷	۱۱۶۱۸۵	۷۳۶۷۶	۲۰۴۹۹۷۳۹	۴۲۸۲۱۰۱

همانطور که در شکل مشهود است، مقادیر نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های اطراف سیستم باربری جانبی (دیوار برشی بتنی) در مقایسه با سایر المان‌ها بسیار بیشتر می‌باشد. همچنین مقادیر این نیروها در طبقات زیر سطح زمین نسبت به طبقات روی سطح زمین بزرگتر می‌باشد. در مورد نیروی برشی ایجاد شده در اعضا، مقدار نیروی ایجاد شده در تیرهای طبقه بام چون طبق فرضیات نحوه انتقال بار ناشی از انفجار به مدل‌های سازه‌ای، تحت تاثیر مستقیم فشار ناشی از انفجار قرار می‌گیرند نسبت به سایر تیرهای طبقات بیشتر می‌باشد. همچنین مقادیر این نیروهای برشی ایجاد شده در طبقات زیر سطح زمین نسبت به طبقات روی سطح زمین و در وجه رو به انفجار نسبت به

وجه پشت به انفجار بیشتر می‌باشد. نیروهای برشی ایجاد شده در المان‌ها ایجاد لنگر خمشی می‌کنند که مقادیر این لنگرها همانند نیروهای برشی، در طبقات زیر سطح زمین نسبت به طبقات روی سطح زمین و در وجه رو به انفجار نسبت به وجه پشت به انفجار بیشتر می‌باشند.

مقادیر بیشینه جابجایی، سرعت و شتاب مطلق تراز طبقه بام مدل‌ها در جدول (۸) نشان داده شده است.

جدول ۸: مقادیر بیشینه جابجایی، سرعت و شتاب مطلق تراز طبقه بام مدل‌ها

مدل سازه‌ای	جابجایی (cm)	سرعت (cm/sec)	شتاب (cm/sec ²)
۲ طبقه	۱/۸۹۶	۵۷/۳۸	۴۹۷۱
۵ طبقه	۴/۱۴۱	۷۲/۱۳	۹۴۱۲

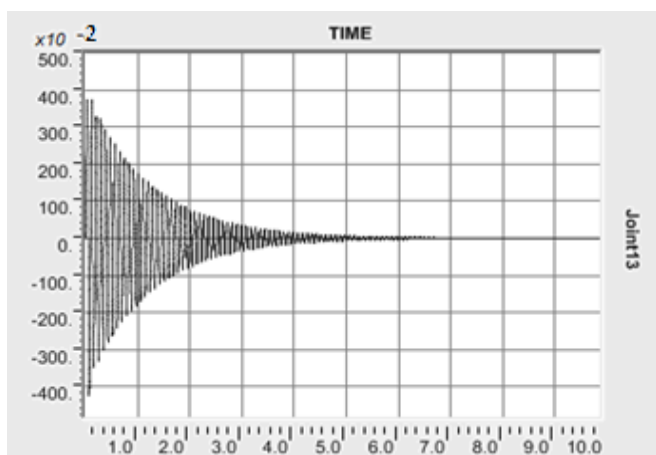
با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل مدل‌ها در جدول (۸) که در آن میزان جابجایی، سرعت و شتاب مطلق تراز طبقه بام در قاب ۲ طبقه به ترتیب ۵۴٪، ۲۰/۵٪ و ۴۷٪ نسبت به قاب ۵ طبقه کاهش می‌یابد، می‌توان گفت که قاب ۲ طبقه از لحاظ میزان امنیت و ایمنی به مراتب بهتر و ایمن‌تر از قاب ۵ طبقه می‌باشد.

فرکانس طبیعی مدل‌ها پس از تحلیل نیز در جدول (۹) آمده است.

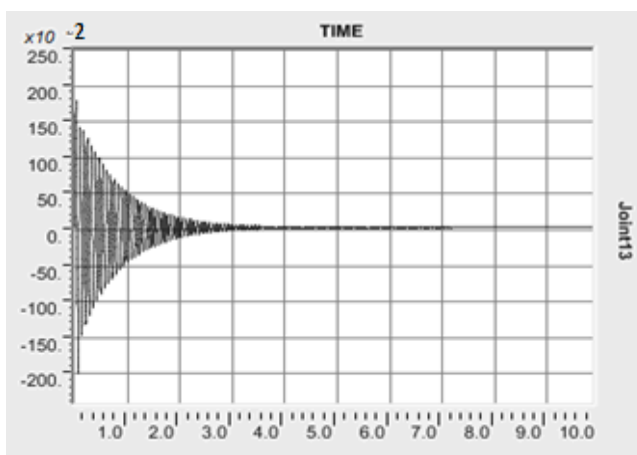
جدول ۹: پریود نوسانی مدل‌ها

مدل سازه‌ای	پریود (s)
۲ طبقه	۰/۰۹۵۷
۵ طبقه	۰/۱۳۲۹

نمودار تاریخچه زمانی جابجایی مدل‌های سازه‌ای تحت بارگذاری انفجاری مورد مطالعه :



ب - نمودار تاریخچه زمانی جابجایی قاب ۵ طبقه



الف - نمودار تاریخچه زمانی جابجایی قاب ۲ طبقه

شکل ۱۴: نمودار تاریخچه زمانی جابجایی مدل‌های سازه‌ای.

۵- نتیجه گیری

از بررسی و مقایسه نتایج ارائه شده در این تحقیق موارد زیر قابل بیان است:

- همانطور که در شکل (۱۰) مشهود است، در مدل‌ها مفاصل پلاستیک اکثراً بر روی تیرها تشکیل شده است و بندرت بر روی ستون‌ها مفصل تشکیل شده است و پس از کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی برای مدل‌ها، می‌توان نتیجه گرفت این نوع سیستم سازه‌ای در برابر بارهای انفجاری عملکرد خوبی دارد.
- میزان دوران مفاصل پلاستیک المان‌های طبقات زیر سطح زمین نسبت به طبقات روی سطح زمین کمتر است و این به معنی کم آسیب‌پذیرتر بودن این طبقات است و دلیل آن هم وجود مانع خاک در مسیر موج منتقل شده ناشی از انفجار از محل انفجار تا سازه می‌باشد که باعث می‌شود فشار کمتری به این طبقات وارد شود.
- در بارگذاری انجام شده، از آنجائی که نیروهای ایجاد شده (محوری، برشی و لنگر خمشی) در اعضای رو به وجه انفجار و ستون‌های اطراف دیوار برشی بیشتر می‌باشد بنابراین توزیع خسارت سازه‌ای بطور عمده در این اعضا نیز بیشتر می‌باشد.
- با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع ساختمان) اختلاف مقادیر بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی بالاخص مقادیر جابجایی، سرعت و شتاب، به تدریج افزایش یافته و میزان امن بودن سازه به مراتب کاهش می‌یابد.
- همانطور که از نمودار تاریخچه زمانی جابجایی مدل‌ها پیداست، حرکت رفت و برگشتی سازه در مدل ۲ طبقه حدود ۴ ثانیه پس از انفجار میرا می‌گردد در حالیکه در مدل ۵ طبقه حرکت رفت و برگشتی، پس از حدود ۷ ثانیه میرا می‌گردد و مقدار جابجایی ماندگار سازه‌ها پس از اعمال بار تقریباً برابر صفر می‌باشد بنابراین می‌توان نتیجه گرفت هرچه ارتفاع سازه در برابر انفجار کوتاه‌تر باشد انرژی ناشی از انفجار سریع‌تر میرا می‌گردد پس امنیت سازه بیشتر است. این مطلب از روی پیوند نوسانی مدل‌ها نیز قابل درک است. زمان یک نوسان کامل مدل ۲ طبقه به مراتب کمتر از مدل ۵ طبقه است، پس سازه ۲ طبقه سریعتر به حالت ماندگاری می‌رسد.

مراجع

- [1] Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02), (2008). "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; US Department of Defense, Washington DC, 5 December 2008.
- [2] Accidental Explosions; TM 5-1300, (1990). "The Design of Structures to Resist the Effects of US Department of the Army, Navy, and Air Force", Washington DC.
- [3] 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.
- [4] Luccioni B.M, Ambrosini R.D, Danesi R.F. (2004). *Analysis of building collapse under blast loads*. Engineering structures, 26(1), 63-71.
- [5] Bao X, Li B, (2010). *Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns*. International journal of impact engineering, 37(3), 295-308.
- [6] Jayasooriya R, Thambiratnam D.P, Perera N. J, Kosse V, (2011). *Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings*. Engineering structures, 33(12), 3483-3495.
- [7] FEMA426, (2003). "Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks against Building"; Federal Emergency Management Agency, Chapter 4, page 1-20.
- [8] FEMA427, (2003). "Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks"; Federal Emergency Management Agency, Chapter 4, page 1-10.
- [9] Bangash, N. Y. H.; Bangash, T, (2009). "Shock, Impact and Explosion"; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, page 388-393.
- [10] Bangash, N. Y. H.; Bangash, T, (2006). "Explosion-Resistant Buildings"; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, page 67-101.
- [11] Brode, H. L, (1955). "Numerical Solution of Spherical Blast Waves"; J. Appl. Phys. 26, 0021-8979.

- [12] Newmark, N. M.; Hansen, R. J, (1961). "*Design of Blast Resistant Structures*"; Shock and Vibration Handbook, Vol. 3, Eds. Harris and Crede. McGraw-Hill, New York.
- [13] Henrych, J, (1979). "*The Dynamics of Explosion and its Use*"; Elsevier Scientific Pub. Co., Vol. 1, Amsterdam.
- [14] FEMA – 356, (2000). "*PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*".
- [15] National building regulations ninth topic, (2013). "*Design and Construction of concrete building*" Ministry of Roads & Urban Development.
- [16] National building regulations sixth topic, (2013). "*The loads on the building*" Ministry of Roads & Urban Development.
- [17] *Regulations 2800*, Fourth Edition, (2013).
- [18] *Instructions seismic rehabilitation of existing buildings*, Publication 360, (2013).
- [19] *Detailed instructions seismic rehabilitation of existing buildings*, Publication 361, (2013).
- [20] National Building Regulations 21th topic, (2013). "*Passive Defense*" Ministry of Roads & Urban Development.
- [21] Concrete Regulations Iran, (1996). "*Abba*".
- [22] P. safaei, (2007). "*fortified and safe structures*", Malek Ashtar University Press.