

Effect of different transverse bars arrangements on behavior of concrete columns under impact loading

Gholamreza Nouri^{1*}, Jamal Barmah², Ali masoumi³

1- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi university, Tehran, Iran

2- MSc., Faculty of Engineering, Kharazmi university, Tehran, Iran

3- Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi university, Tehran, Iran

ABSTRACT

Given Due to the fact that common structures are designed only against gravity and seismic loads, the performance of these structures must be investigated against impact loading, in order to protect against this damage if necessary. In this paper, the effect of the arrangement of different shape of transverse bars and their spacing on the performance of beam-column element against blast loading has been studied. In this study, 13 model of concrete beam-column element with different transverse bar arrangement has been explored to examine their performance against explosions with 25 kg TNT. The finite element modeling was performed in Autodyn software and the parameters of explosion modeling, behavioral models of concrete elements and rebar, air meshing dimensions and concrete elements were determined with the results of the field test of explosion in previous studies. In this research, five type of transverse bars shape were modeled proportional to the three spacing of transverse bars. The degree of deformation and the mode of failure of the elements were compared as a measure of the performance of different states of each other. The results showed that for constant area of rebar, the element with one square tie and one link has best performance comparing to other arrangements. The maximum deformation rate in the A-1 (with one square tie) model was 65 mm and in the D-2 model (one square tie and one link), it was 26 mm, showing a decrease of 60%.

ARTICLE INFO

Receive Date: 14 December 2018

Revise Date: 14 March 2019

Accept Date: 18 April 2019

Keywords:

Near Field Explosion Concrete
Column Transverse rebar
Nonlinear finite element
Autodyn

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.159276.1737

*Corresponding author: Gholamreza Nouri

Email address: r.nouri@khu.ac.ir

تأثیر آرایش های مختلف میلگردهای عرضی بر رفتار ستون های بتنی در بارگذاری

ناگهانی

غلامرضا نوری^{۱*}، جمال برماه^۲، علی معصومی^۳

۱- استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۲- کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

با توجه به اینکه سازه های معمول فقط در برابر بارهای ثقلی و لرزه ای طراحی می شوند، نیاز است عملکرد این سازه ها در برابر بارگذاری های سریع نیز مورد بررسی قرار گیرد تا در صورت لزوم در برابر این آسیب مقاوم و محافظت شوند. در این مقاله اثر آرایش میلگردهای عرضی و فواصل آن ها بر عملکرد المان های تیر- ستون در برابر بار انفجاری مطالعه شده است. بدین منظور ۱۳ مدل مختلف با آرایش میلگردهای عرضی متفاوت تحت انفجار نزدیک با ۲۵ کیلوگرم TNT قرار گرفت. مدل سازی به روش اجزا محدود در نرم افزار اتوداین (Autodyn) انجام شد و پارامترهای مدل سازی انفجار، مدل های رفتاری المان بتنی و میلگردها، ابعاد مش بندی هوا و المان بتنی از مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایش میدانی انفجار در مطالعات پیشین تعیین و صحت سنجی شدند. در این پژوهش پنج تیب آرایش میلگرد عرضی متناسب با فواصل خاموت ها و ۳ نوع شکل خاموت گذاری مدل سازی شدند. برای آرایش خاموت ها، خاموت مربعی، خاموت مربعی همراه با سنجاق و خاموت مربعی همراه خاموت لوزی شکل استفاده شد. میزان تغییر شکل و نحوه خرابی المان ها به عنوان معیار عملکرد حالت های مختلف باهم دیگر مقایسه شدند. نتایج نشان داد به ازای مقدار آرماتور ثابت، المان تیر- ستون با خاموت مربعی همراه با سنجاق، تغییر شکل کمتر و عملکرد بهتری نسبت به سایر آرایش های خاموت عرضی دارد، به طوری که میزان حداکثر تغییر شکل در مدل A-1 (خاموت مربعی) ۶۵ میلی متر و در مدل D-2 (خاموت مربعی همراه با سنجاق)، ۲۶ میلی متر به دست آمده است که کاهش ۶۰ درصدی را نشان می دهد و همچنین خرابی در طول المان برای مدل D-2 مشاهده نمی شود.

کلمات کلیدی: انفجار حوزه نزدیک، ستون بتنی، میلگردهای عرضی. نرم افزار اتوداین. تحلیل غیر خطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.159276.1737	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.159276.1737	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۸/۰۱/۲۹	۱۳۹۸/۰۱/۲۹	۱۳۹۷/۱۲/۲۳	۱۳۹۷/۰۹/۲۳
				* نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				غلامرضا نوری r.nouri@khu.ac.ir		

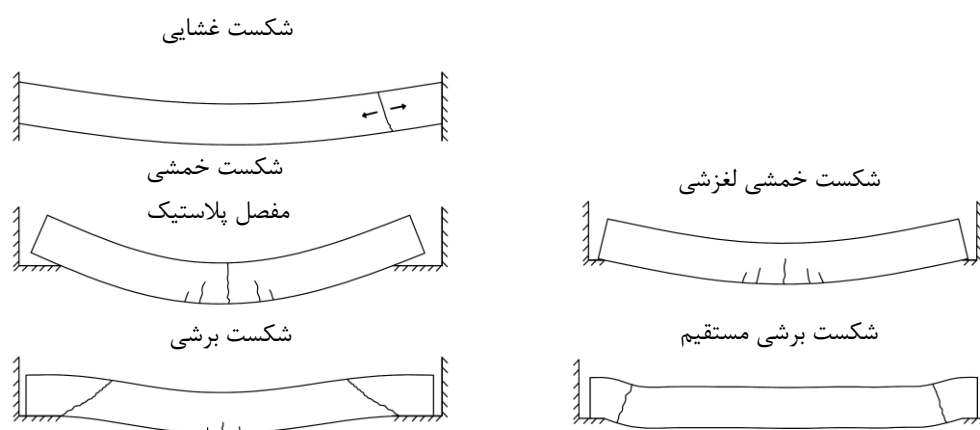
۱- مقدمه

با توجه به افزایش وقوع حوادث انفجاری در مجاورت اماکن شهری، ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها در برابر بارهای ناشی از انفجار به‌خصوص در برخی ساختمان‌های حساس و شریان‌های حیاتی در حوزه پدافند غیرعامل مورد توجه قرار گرفته است. هنگامی که انفجاری رخ می‌دهد، انتشار امواج می‌تواند سبب ایجاد بارهای بزرگ‌تر از بارهایی که سازه برای آن طراحی شده، گردد. با توجه به اینکه سازه‌های معمول فقط در برابر بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی می‌شوند، نیاز است که عملکرد این سازه‌ها در برابر بار انفجار مورد بررسی قرار گیرد تا در صورت لزوم در برابر این آسیب مقاوم و محافظت شوند. تحقیقات نشان داده است طراحی مناسب سازه تحت بار لرزه‌ای می‌تواند در کاهش تخریب ساختمان در بارگذاری انفجار مؤثر و در نتیجه احتمال وقوع خرابی پیش‌رونده را کاهش دهد [۱]، اما لازم است محافظت ساختمان‌ها در برابر انفجار به صورت مقاوم‌سازی اجزای غیر سازه‌ای مانند دیوارهای پیرامونی و یا به صورت مقاوم‌سازی اجزای سازه‌ای مانند ستون‌ها، تیرها و سقف‌ها در نظر گرفته شود. در این بین شکست ستون‌ها به علت باربری آن‌ها و ارتباط آن‌ها با تمام طبقات بالاتر از خود می‌تواند منجر به خرابی پیش‌رونده شود که این پدیده یک چالش بزرگ‌تر را برای سازه به وجود خواهد آورد و ممکن است تا خرابی بخش زیادی از سازه یا کل آن ادامه یابد [۲]. به عنوان نمونه ساختمان آلفرد پی مورا شهر اوکلاهما به وسیله یک کامیون بمب‌گذاری شده هدف حمله تروریستی قرار گرفت. در اثر این انفجار سه ستونی که تکیه‌گاه شاه‌تیر بودند تخریب و به تبع آن موجب فروپاشی شاه‌تیر و توسعه خرابی را در ساختمان آلفرد پی مورا در پی داشت [۳]. لذا مطالعه و ارائه راهکارهایی جهت مقاوم‌سازی این اعضا در برابر بار انفجار مفید خواهد بود.

بتن مسلح به‌طور گسترده در سازه‌های گوناگون مورد استفاده قرار می‌گیرد ولی به علت رفتار تردی که دارد نسبت به مصالح دیگر مانند فولاد در برابر انفجار آسیب‌پذیرتر هستند. درک بهتر مکانیسم خرابی اعضای بتن مسلح تحت بار ناشی از انفجار، موجب ارائه راهکارهایی مناسب برای مقابله با این معضل خواهد شد. نوع پاسخ سازه‌ای اساساً به نرخ بارگذاری، موقعیت هدف نسبت به جهت موج انفجار و شرایط مرزی بستگی دارد. حتی محیط هندسی پخش امواج انفجاری تأثیر مستقیمی در میزان اضافه فشار امواج دارد [۴]. اثرات بارگذاری انفجار بر روی اعضای سازه‌ای ممکن است هم پاسخ موضعی هم پاسخ کلی داشته باشد که این پاسخ‌ها با حالت‌های شکست مختلف مرتبط هستند. موده‌های شکست کلی مرتبط با بارگذاری انفجار می‌تواند خمشی، برش مستقیم یا برش پانچ باشد. پاسخ‌های موضعی عموماً از اثرات انفجار نزدیک هستند، در حالی که پاسخ‌های کلی نوعی شکست خمشی به حساب می‌آیند [۵].

رفتار کلی یک تیر بتن مسلح یا دال به‌وسیله شکست‌های غشایی، خمشی یا برش مستقیم تعمیم داده می‌شود. شکست غشایی به دلیل نیروهای درون صفحه‌ای کششی و در بعضی موارد فشاری و فقط برای تیرهایی که در آن‌ها تکیه‌گاه‌ها طول و سختی مؤثر برای مقاومت در برابر تغییر مکان درون صفحه‌ای دارند اتفاق می‌افتد. باین‌حال شکست غشایی ممکن است برای دال‌های دوطرفه بدون قید افقی نیز اتفاق افتد [۶]. شکست خمشی بعد از تشکیل شدن مفاصل پلاستیک رخ می‌دهد که از یک مکانیسم ناشی می‌شود و یا وقتی که تغییر شکل بزرگ که سبب لغزش درون صفحه‌ای تکیه‌گاه‌ها می‌شود، اتفاق می‌افتد. شکست برشی می‌تواند در المان‌های بتن مسلح تحت بار استاتیکی به دلیل رفتار خمشی مربوط به کشش و فشار قطری اتفاق بیفتد. از این‌رو باید در حالت بارگذاری‌های شدید این نوع شکست را در نظر گرفت. پاسخ برش مستقیم (برش دینامیکی) نیز نوعاً مربوط به بارهای دینامیکی کوتاه‌مدت است و به‌وسیله نیروهای اینرسی برشی شدید ایجاد می‌شود [۵]. برش مستقیم یک پاسخ موضعی است که در آن شکست در نواحی ناپیوستگی هندسی و ناپیوستگی بار، متمرکز می‌شود، اما در اینجا به‌عنوان پاسخ کلی در نظر گرفته می‌شود، چراکه این نوع شکست بر روی رفتار کلی المان سازه‌ای تأثیرگذار است. این شکست خیلی زود در پاسخ سازه‌ای اتفاق می‌افتد، قبل از آنکه هرگونه تغییر شکل خمشی خاصی اتفاق بیافتد، بنابراین به خمش ارتباط نخواهد داشت [۷]. شکل ۱ انواع شکست‌های اعضای بتنی تحت انفجار را نشان می‌دهد.

عملکرد تیر-ستون بتنی به عوامل مختلفی بستگی دارد و راه‌های متفاوتی برای تقویت آن‌ها در برابر انفجار وجود دارد. افزایش عمق ستون و همچنین افزایش مدول برشی بتن می‌تواند موجب افزایش مقاومت برشی و خمشی ستون شود. بدین ترتیب ستون با عمق زیاد آسیب کمتری را در برابر بار ناشی از انفجار دچار خواهد شد و در مقابل بار محوری بیشتری را در حالت پس از انفجار تحمل می‌کنند [۸].



شکل ۱: انواع شکست‌های اعضای بتنی تحت انفجار [۵].

میلگردهای برشی ستون بتن‌آرمه به‌طور عمده‌ای میزان خرابی ناشی از انفجار را تحت تأثیر قرار می‌دهد [۹]. در تحقیقات مختلف اعضای بتن‌آرمه با ترکیب انواع مختلف الیاف‌ها به‌منظور بررسی امکان افزایش مقاومت در برابر انفجار تحت آزمایش قرار گرفته‌اند [۱۰، ۱۱]. در بین روش‌های مختلف تقویت ستون بتنی، تقویت با پروفیل I شکل به این لحاظ اهمیت دارد که هسته فولادی ستون کامپوزیتی، قادر به انتقال بارهای ثقلی بعد از انفجار بوده و همچنین از مقاومت کافی برای حفظ یکپارچگی سازه برخوردار است [۱۲]. برای ساده‌سازی محاسبات انفجار یک روش برای توصیف مقاومت باقی‌مانده ستون پس از انفجار بر اساس نسبت انحراف مرکز ستون به ارتفاع ستون نیز ارائه شده است [۱۳]. پارسی (۲۰۱۵) یک آزمایش انفجار بر روی سازه‌های برای به دست آوردن سطوح شکست انفجاری و نمودار فشار-ضربه احتمالی در حالت‌های حدی متعدد که بر اساس عملکرد ممکن است برای تحلیل کمی ریسک و ارزیابی طراحی مورد استفاده قرار گیرد، انجام داد [۱۴]. داخانی و همکاران (۲۰۰۹) نمودار فشار-ضربه برای ستون بتن‌آرمه را ترسیم کردند و گروهی از منحنی‌های فشار-ضربه (PIBs) را به‌عنوان یک ابزار برای ارزیابی آسیب‌پذیری و ظرفیت ستون بتن‌آرمه تحت بار انفجار ارائه دادند [۱۵]. همچنین ژانگ و همکاران (۲۰۱۳) مطالعه تجربی برای سطوح خرابی تیرهای بتن‌آرمه تحت انفجار حوزه نزدیک انجام دادند و معادلات تجربی برای تخمین انحراف وسط دهانه تیرها پیشنهاد دادند [۱۶]. در مقایسه‌ی مقدار حداکثر تغییر شکل جانبی محاسبه‌شده در مدل یک درجه آزادی با نتایج تحلیل اجزای محدود دینامیکی مطابق با نتایج حاصل، روش‌های ساده با در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ و نرخ کرنش در تحلیل یک درجه آزادی ستون‌های بتن مسلح در برابر انفجار، با تحلیل اجزای محدود دقیق مطابقت خوبی دارد [۱۷]. در جدول ۱ خلاصه‌ای از مطالعات آزمایشگاهی تحت بار انفجار و نتایج آن‌ها ارائه شده است.

جایاسوریا و همکاران (۲۰۱۱) به بررسی انفجار حوزه نزدیک بر روی سازه‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی و ارزیابی المان‌های کلیدی مانند ستون‌ها در دو گام پرداختند. در گام ابتدایی به بررسی پایداری کل سازه و در گام بعد به بررسی ظرفیت مقاومت محلی اعضا در حالت‌های پاسخ الاستیک خطی و پلاستیک غیرخطی پرداخته شده است. در این تحقیق مکانیسم خرابی و نحوه گسترش آن با استفاده از نمودارهای تنش‌های متناظر کرنش پلاستیک و ظرفیت مقاومت پسماند المان‌های کلیدی مورد بررسی قرار گرفته است که عامل مهمی در تعیین رفتار سازه در خرابی پیش‌رونده است. پاندی و همکاران (۲۰۰۵) به ارزیابی اثرات انفجارهای خارجی بر پوسته‌های بتن مسلح سازه‌های تأسیسات هسته‌ای پرداختند. تحلیل آن‌ها با استفاده از مدل‌های غیرخطی مصالح، نحوه تشکیل موج انفجار، انتشار آن و تأثیر آن بر سازه‌های استوانه‌ای برای بارهای انفجاری متفاوت و در فاصله ثابت ۱۰۰ متری از سازه، مورد بررسی واقع شده است [۱۸].

مازون و همکاران (۲۰۱۷) تغییر شکل و موده‌های خسارت دال‌های بتن مسلح و دال‌های بتن مسلح پیش‌تنیده تحت بار انفجار را مطالعه نمودند. هدف تحقیق آن‌ها بررسی رفتار دال‌های بتنی دارای حفره بر روی تکیه‌گاه ساده و تحت یک میزان ثابت بار انفجاری در فواصل مختلف بود. نتایج نشان داد استفاده از المان‌های پیش‌تنیده در کاهش رشد گسترش ترک‌های خمشی تأثیرگذار است. همچنین

استفاده از المان‌های پیش‌تنیده سبب کاهش خیز وسط دهانه دال تحت بار انفجار می‌گردد [۱۹]. همچنین مازون و همکاران (۲۰۱۸) به ارزیابی تأثیر تقویت بیرونی دال‌های بتن مسلح تحت بار انفجار پرداختند. آن‌ها ۵ نمونه دال بر روی تکیه‌گاه ساده و با طول دهانه ۲ متر مورد بررسی قرار دادند. یکی از نمونه‌ها به‌عنوان مرجع در نظر گرفته شد و سایر نمونه‌ها با استفاده از اندازه‌های متفاوت CFRP تقویت گردیدند. نتایج تحقیق نشان داد استفاده از CFRP ها سبب افزایش قابل ملاحظه ظرفیت خمشی و سختی دال تحت بار انفجار می‌گردد [۲۰]. بر اساس مطالعات از جمله روش‌های مؤثر در افزایش مقاومت انفجاری ستون‌های بتنی افزایش میلگردهای عرضی، به کار بردن پروفیل I شکل و تقویت با استفاده از الیاف FRP است.

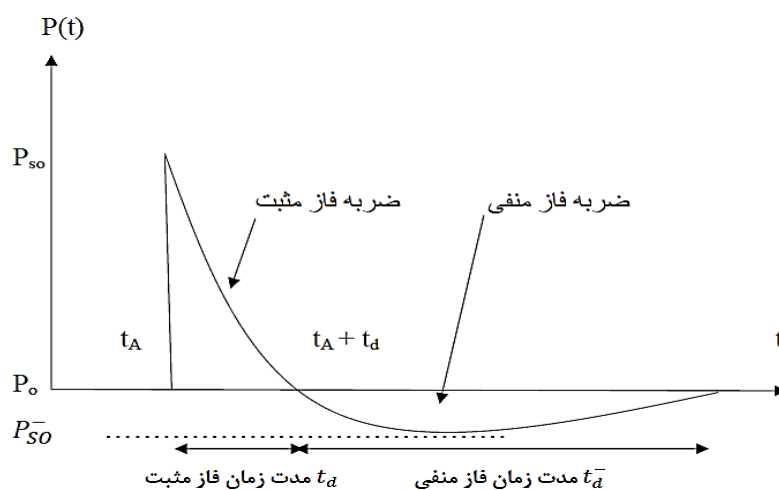
جدول ۱: خلاصه برخی از تحقیقات آزمایشگاهی پیشین

نام محققین	موضوع مطالعه	نتایج
یان و همکاران (۲۰۱۵) [۲۱]	مکانیسم خرابی اعضای بتن‌آرمه تحت انفجار	ضریب پواسون دلیلی برای گسترش ترک‌ها در جهت عرضی
وو و همکاران (۲۰۱۱) [۸]	مقاومت باقی‌مانده فشاری ستون پس از انفجار	آرماتور عرضی بیشتر، ظرفیت خمشی بیشتر و خرابی کمتر
باثو و لی (۲۰۱۰) [۱۳]	مقاومت فشاری باقی‌مانده پس از انفجار	طراحی لرزه‌ای مناسب، عملکرد انفجاری خوب
پاریسی (۲۰۱۵) [۱۴]	تحلیل مونت‌کارلو برای به دست آوردن سطوح شکست انفجار	ارائه نمودارهای فشار-ضربه برای حالت‌های حدی
داخانی و همکاران (۲۰۰۹) [۱۵]	ستون بتن‌آرمه تحت بار انفجار	نمودار فشار-ضربه برای ارزیابی آسیب‌پذیری و ظرفیت ستون
ژانگ و همکاران (۲۰۱۳) [۱۶]	خرابی تیر بتن‌آرمه تحت بار انفجار	معادلات تجربی برای انحراف وسط تیر
فوجیکاک و آملاتور (۲۰۱۳) [۹]	خرابی ستون بتن‌آرمه تحت بار انفجار	تأثیر آرماتور برشی در میزان خرابی
رولر و همکاران (۲۰۱۳) [۲۲]	بررسی نوع تقویت سازه تحت بار انفجار	مقاومت تحت بار انفجار متأثر از نوع تقویت
تو و لو (۲۰۰۹) [۲۳]	ارزیابی پارامترهای خاص هایدروکد	دستیابی به آروژن مناسب برای مدل‌سازی بتن

در این مطالعه، پس از مدل‌سازی یک آزمایش میدانی، صحت‌سنجی مدل‌سازی‌های عددی و تعیین پارامترهای تحلیل تحت بار انفجار تماسی، اثر آرایش آرماتورهای عرضی بر تغییر شکل و خرابی ستون‌ها تحت بارهای انفجاری مطالعه شده است. برای بررسی اثر آرماتورهای عرضی در سازه‌ها تحت بار انفجار، ۱۳ مدل ستون با درصد و آرایش میلگردهای عرضی متفاوت در نرم‌افزار اتوداین مدل‌سازی و سپس پاسخ‌ها و میزان خرابی تحت بار انفجار باهم مقایسه شده است.

۲- ماهیت انفجار و تحلیل آن

شناخت ماهیت و عملکرد بارگذاری‌های با نرخ کرنش بالا، کمک بزرگی در طراحی اعضا و ساختمان‌ها می‌کند. به دلیل اینکه بخش بزرگی از خرابی‌های سازه‌های در نتیجه همین نوع بارگذاری‌ها اتفاق می‌افتد. طراحی در برابر حوادث انفجاری و همچنین برنامه‌ریزی پس از حادثه نیازمند دانش مطلوب درباره نوع عامل ایجادکننده خرابی است. پس از آنکه انفجاری به وقوع می‌پیوندد، انرژی به‌صورت نور، گرما و موجی به‌صورت موج ضربه آزاد می‌شود. این موج در حقیقت هوای بسیار فشرده‌ای است که با سرعتی نزدیک به سرعت صوت پیش می‌رود و در برخورد با موانعی که بر سر راه قرار دارد مثل ساختمان‌ها، باری به‌صورت ضربه‌ای به آن‌ها وارد می‌کند. این بار در فاصله زمانی بسیار کوتاهی در حدود چند هزارم ثانیه، از فشار اتمسفر (P_0)، به فشار بیشینه (P_{s0}^+) می‌رسد و سپس در طول چند صدم ثانیه دوباره به فشار اتمسفر بازمی‌گردد. در ادامه بارگذاری، در طول چند دهم ثانیه فشار منفی (P_{s0}^-) ایجاد می‌شود و از بین می‌رود. هنگامی که امواج فشاری با سرعت صوت حرکت می‌کنند، حرارت در حدود ۳۰۰۰ الی ۴۰۰۰ درجه سلسیوس و فشار در حدود ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بوده که باعث افزایش سرعت می‌گردد. بیشینه فشار با دور شدن از مرکز انفجار به نحو چشم‌گیری کاهش می‌یابد. ولی برخلاف آن زمان اثر بار ناشی از انفجار بر سازه افزایش می‌یابد (شکل ۲) [۲۴].



شکل ۲: تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار [۲۴].

تخریب ناشی از انفجار شامل دو بخش است:

الف- اثر مستقیم موج انفجار، شامل تخریب دیوارهای خارجی، پنجره‌ها، سیستم کف‌ها، سقف‌ها و ستون‌ها در جبهه انفجار.

ب- خرابی پیش‌رونده که خود ناشی از دو عامل است، یکی ترک‌ها و تخریب‌های به وجود آمده در مرحله برخورد موج انفجار با سازه که به تدریج توسعه یافته و قسمت‌های آسیب‌دیده را گسترش می‌دهند و دیگری پرتاب قطعات و اجزای ساختمان در اثر باد انفجار که ضربه ناشی از برخورد آن‌ها با اجزای سازه‌ای، ایجاد ترک می‌کند و یا موجب گسترش ترک‌ها در سازه می‌شود [۲۵].

پاسخ سازه به بارگذاری انفجار به عوامل زیادی بستگی دارد اما در تعیین اثر بار انفجاری بر سازه و به‌طور خاص بررسی اثر انفجار بر ساختمان عوامل زیر در اولویت توجه قرار دارند:

الف- بزرگی انفجار در مقیاس معادل ماده منفجره TNT

ب- فاصله مرکز انفجار تا ساختمان

ج- هندسه و سیستم سازه‌ای ساختمان

د- زاویه سازه با راستای حرکت موج و زمین [۲۶].

به‌طور کلی پیچیدگی تحلیل پاسخ دینامیکی در سازه‌های تحت بارگذاری انفجار ناشی از اثر تغییرات کرنش، رفتار غیر الاستیک غیرخطی مصالح، مجهول بودن محاسبات بار انفجار و تغییر شکل‌های وابسته به زمان است. برای برقرار کردن اصول این تحلیل، سازه به‌صورت سیستم یک درجه آزادی ایده‌آل سازی می‌شود و ارتباطی بین مدت‌زمان بارگذاری انفجار و پیوند طبیعی ارتعاش سازه ایجاد می‌شود. این عمل منجر به ایده‌آل سازی بار انفجار و ساده‌سازی طبقه‌بندی نظام بارگذاری انفجار می‌شود [۲۷]. در تحلیل اثر بار انفجار بایستی از تحلیل غیرخطی سازه‌ها استفاده کرد [۲۸].

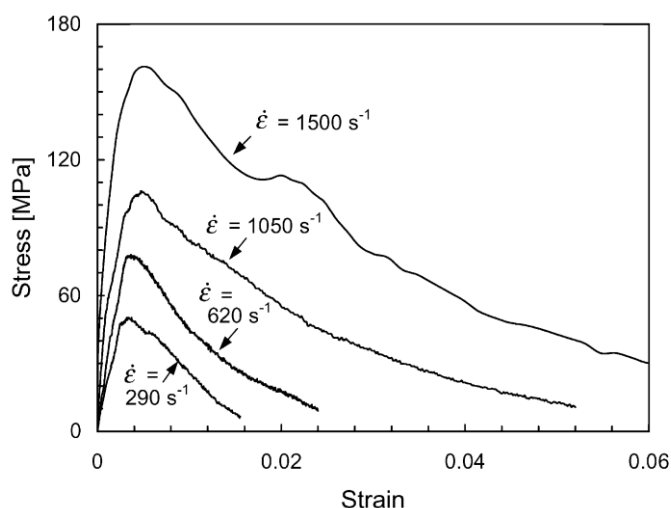
شبیه‌سازی‌های عددی به‌طور گسترده برای درک بهتر تأثیر بار انفجار و پاسخ دینامیکی سازه استفاده می‌شود. مدل‌سازی اعضای بتنی به دلیل تأثیر نرخ کرنش، اضافه‌بار، فشار پلاستیک و ورقه شدن نسبت به انواع دیگر پیچیده‌تر هستند. بسیاری از روش‌های تحلیلی انفجار می‌تواند در زمره روش‌های سیستم‌های یک درجه آزادی [۲۹]، روش دو مرحله‌ای، روش مدل متراکم و یک ترکیب جدید از روش‌های دو مرحله‌ای و تراکم دینامیکی [۳۰] و مدل‌سازی عددی پیچیده در هایدروکدها قرار بگیرند [۳۱، ۳۲]. تو و لو (۲۰۰۹) مدل‌های بتنی را برای ارزیابی و پیشنهاد بهبود پارامترهای خاص در هایدروکد بررسی کردند [۲۳]. شبیه‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزارهای المان

محدود یا هایدروکدها با درجات مختلف دقت می‌تواند انجام پذیرد و پارامترهای زیادی دقت شبیه‌سازی‌ها را تعیین می‌کنند، به‌طور مثال مدل مصالح برای توصیف رفتار آن، انتخاب مش‌بندی و نوع المانی که استفاده می‌شود.

۳- رفتار مواد در نرخ کرنش بالا

دو عیب بتن، مقاومت کششی کم و رفتار شکننده آن است. مقاومت کششی بتن معمولی کمتر از یک‌دهم مقاومت فشاری آن است و بعد از ترک‌های اولیه یعنی بعد از اینکه بتن به مقاومت کششی خود رسید، توانایی آن برای انتقال تنش به‌سرعت کاهش می‌یابد. البته شکل‌پذیری، سختی و مقاومت بتن با افزایش محصورشدگی افزایش می‌یابد و در فشارهای جانبی خیلی بالا، مقاومت فشاری ممکن است ۱۵ برابر بیشتر از مقاومت فشاری تک‌محوره باشد [۳۳]. چنین فشارهای جانبی شدید ممکن است در جریان یک ضربه یا سوراخ شدن ناشی از گلوله و یا ترکش اتفاق بیفتد. در واقع بارگذاری دینامیکی شدیدی که باعث ایجاد کرنش زیادی در مصالح می‌شود، بر روی مقاومت و شکل‌پذیری بتن تأثیر می‌گذارد. در حالت بارگذاری کششی شدید دینامیکی، مقاومت نهایی کششی چند محوره ممکن است ۵ تا ۷ برابر بیشتر از مقاومت کششی استاتیکی باشد [۳۴، ۳۵]. اخیراً نیز نشان داده شده است که انرژی ترک‌خوردگی تابع نرخ کرنش است [۳۶، ۳۷].

بارهای انفجار معمولاً نرخ‌های کرنش بسیار بالایی را در محدوده 10^2 s^{-1} الی 10^4 s^{-1} ایجاد می‌کنند. این نرخ بارگذاری بالا، خصوصیات مکانیکی-دینامیکی سازه‌های هدف را تغییر داده و مکانیسم‌های خسارت مورد انتظار نیز برای اجزاء مختلف سازه‌ای تغییر می‌کنند. برای سازه‌های بتن‌آرمه تحت اثرات انفجار، مقاومت بتن مسلح و آرماتورهای فولادی به سبب تأثیرات نرخ کرنش به‌طور عمده‌ای افزایش می‌یابد. برای در نظر گرفتن تأثیر افزایش مقاومت مصالح با نرخ کرنش بالا، ضریب افزایش دینامیکی به مقادیر مقاومت استاتیکی اعمال می‌شود که این ضریب به ماهیت تنش بستگی دارد. مقدار نرخ کرنش برای کشش و فشار در اعضای فولادی و بتنی کمتر از حالت خمشی است و لذا ضریب افزایش دینامیکی کمتری دارند. درحالی‌که سختی دینامیکی با سختی استاتیکی تفاوت زیادی ندارد، اما تنش‌های حاصل از بارگذاری دینامیکی می‌تواند بسیار بیشتر از تنش‌های استاتیکی باشد (شکل ۳). ضرایب بزرگنمایی مقاومت به میزان چهار برابر در فشار و تا شش برابر در کشش برای نرخ‌های کرنش در محدوده 10^2 s^{-1} الی 10^3 s^{-1} گزارش شده است [۳۸]. مصالح فولادی به سبب خصوصیات ایزومتریک، پاسخ الاستیک و غیر الاستیک آن تحت بار دینامیکی به‌راحتی قابل مشاهده و ارزیابی است. راتنر و همکاران (۲۰۰۵) فولاد با دو مقاومت تسلیم استاتیکی متفاوت ۳۳۰ MPa و ۲۷۸ MPa را تحت کشش در نرخ کرنش‌های متفاوت از 10^{-5} s^{-1} الی 10^{-1} s^{-1} مورد آزمایش قرار دادند. افزایش مقاومت ۹ الی ۲۱ درصدی و ۱۰ الی ۲۳ درصدی برای دو نوع فولاد به ترتیب مشاهده گردید [۳۹].



شکل ۳: منحنی‌های تنش - کرنش بتن در نرخ کرنش‌های متفاوت [۳۸]

۴- مدل‌های رفتاری

برای بتن مدلی که بیشترین جزئیات بتن را داشته باشد مدل معادله حالت (EOS)، P-ALFA [۴۰] و معادله مقاومت RHT [۴۱] توصیه شده است. برای مدل کردن رفتار بتن در شرایط بارگذاری انفجاری معادله مقاومت و شکست RHT برای شبیه‌سازی دقیق خرابی و جداسازی دانه‌ها مناسب و معرفی شده است [۴۲]. مدل مقاومت و خرابی RHT بتن قادر است میزان خرابی و ترک‌خوردگی را با تقریب خوبی پیش‌بینی کند. مدل RHT اصلاح شده در این مطالعه که توسط تو و لو (۲۰۰۹) پیشنهاد شده است [۲۳]، قادر است جابجایی حداکثر، آسیب کلی عضو و الگوی ترک‌ها را شبیه‌سازی کند.

مسئله دیگر در مدل‌سازی بتن خردشدگی بتن است. معمولاً برای تعیین یک معیار جدایش ماده، از تعریف یک سطح کرنش استفاده می‌شود. بدین ترتیب که در حین تحلیل مسئله، نرم‌افزار به‌طور مداوم به کنترل این سطح کرنش می‌پردازد و اگر یک المان به این سطح کرنش برسد، این المان از المان مجاور جدا می‌شود. به‌منظور شبیه‌سازی خرابی فیزیکی بتن تحت انفجار مانند ورقه شدن و خرد شدن، یک الگوریتم تحت عنوان ابروژن Erosion یا ضریب جداسازی دانه‌ها در نظر گرفته می‌شود. ابروژن یک تعریف جهت حذف المان‌هایی است که گسیخته و یا تغییر شکل زیادی را متحمل شده‌اند. در حقیقت ابروژن خاصیت فیزیکی یا مشخصاتی از مصالح نیست بلکه مفهومی عددی است جهت حذف کردن خودکار المان‌هایی که تغییر شکل زیادی را متحمل شده‌اند. این الگوریتم موجب می‌شود که پس از حذف المان‌های گسیخته شده، گام‌های زمانی تحلیل دینامیکی در شبیه‌سازی در طول تحلیل به طور معقولی بالا باشد و تحلیل به‌درستی پایان یابد. برای دستیابی به مدل‌سازی مناسب، مقدار پارامتر ابروژن مناسب با توجه به صحت سنجی انجام شده برای بتن با سایز مش ۲۵ میلی‌متر، ۰/۱۲ به دست آمد. اندازه مش و تطبیق درست آن با ابروژن تأثیر زیادی در ارائه صحیح خرابی و تغییر شکل سازه‌های بتن‌آرمه دارد. چنانچه این مورد رعایت نشود، گام‌های زمانی حل دینامیکی به‌صورت نامعقولی کم خواهد شد که در نتیجه بالا رفتن زمان تحلیل و کاهش دقت را در پی خواهد داشت.

معادله حالت (EOS) گاز ایده‌آل برای هوا استفاده شده است. در گاز ایده‌آل، انرژی داخلی تابعی از درجه حرارت و در گاز Polytrophic انرژی داخلی به‌سادگی متناسب با حرارت است. در اینجا از معادله حالت گاز که برای شرایط اولیه یکنواخت نوشته شده است پیروی می‌شود:

$$\rho = (\gamma - 1)Pe \quad (1)$$

که در آن P فشار هیدرواستاتیک، ρ چگالی و e انرژی داخلی است. γ توان بی در رو یا آدیباتیک تعریف شده است.

$$\gamma = 1 + \frac{R}{c_v} \quad (2)$$

که در آن R ثابت جهانی گاز است و c_v گرمای ویژه گاز در حجم ثابت است. جدول ۲ مشخصات گاز در مدل مورد مطالعه را بیان می‌کند.

جدول ۲: مشخصات هوا

γ	ρ [g/cm ³]	c_v [J/kg K]	e [kJ/m ³]
1.4	0.001225	717.6	20.68E ⁵

برای مواد منفجره از معادله حالت مشهور جونز، ویلکینز و لی (JWL) (۱۹۸۰) استفاده شده است. تعداد زیادی معادله حالت وجود دارد که رفتار محصولات انفجاری را بیان می‌کند. به دلیل سادگی، دقت زیاد و اطلاعات فراوان و انجام آزمایش‌های متعدد بر روی مواد منفجره مشخص شده است که معادله حالت JWL دارای قابلیت تطابق مناسبی در بیان حالات حجم-فشار-انرژی است و در اغلب هایدروکدها و

نرم افزارها کاربرد دارد. از آنجایی که ماده منفجره TNT قبل از انفجار جامد و پس از انفجار گاز است، این معادله حالت وضعیت ماده منفجره پس از انفجار را نیز در نظر می گیرد و دارای تطابق خوبی در بیان حالات حجم - فشار - انرژی مواد منفجره است:

$$P = A(1 - \frac{\omega}{R_1 v}) e^{-R_1 v} + B(1 - \frac{\omega}{R_2 v}) e^{-R_2 v} + \frac{\omega \varepsilon}{v} \quad (2)$$

که در آن P فشار هیدرواستاتیک، $v = \frac{1}{\rho}$ در حجم مشخص، ω, R_2, B, R_1, A (ثابت ادیباتیک) ثابت و مقادیر آنها از آزمایش های دینامیکی بدست آمده اند و در اکثر منابع برای انفجارهای معمولی در دسترس هستند (جدول ۳).

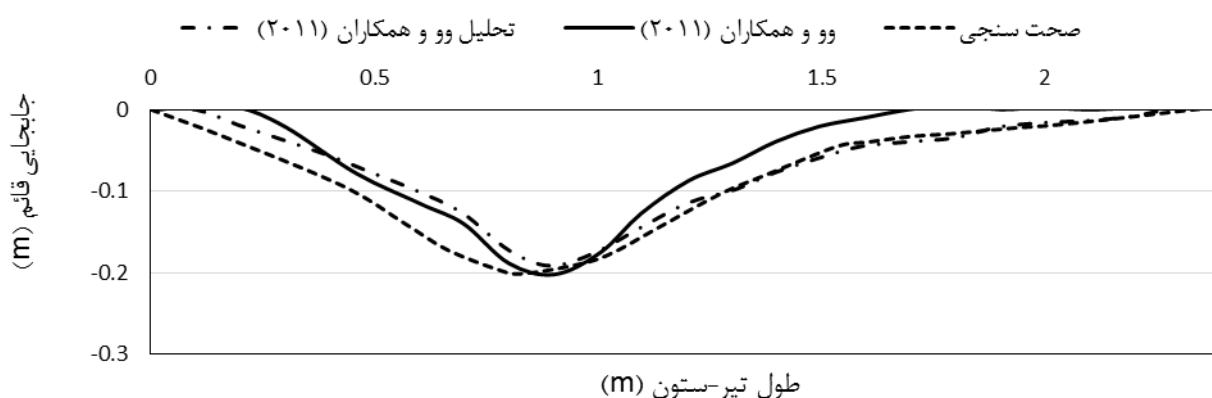
جدول ۳: مشخصات مواد منفجره TNT

ρ [g/cm ³]	A[kPa]	B[kPa]	R ₁	R ₂	ω
1.63	3.7377E ⁸	3.7471E ⁶	4.15	0.90	0.35

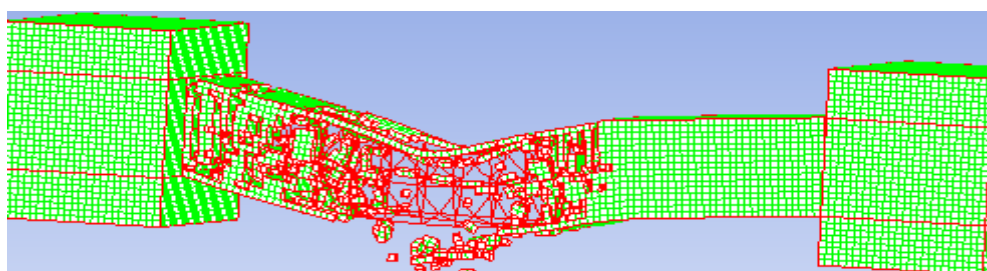
۵- صحت سنجی

برای شبیه سازی و صحت سنجی مدل های این مقاله، از مدل های تجربی وو و همکاران (۲۰۱۱) [۸] استفاده شد که این مدل ها شامل یک سازه کامپوزیت بتنی و یک سازه بتن مسلح است. در مدل کامپوزیت ۲۵ کیلوگرم TNT به صورت تماسی در فاصله ۹۰۰ میلی متری از تکیه گاه سمت چپ سازه قرار دارد. برای مدل کامپوزیت معیار مقایسه میزان تغییر شکل به صورت کمی و میزان خرابی به صورت کیفی هستند. شکل ۴ تغییر شکل مدل شبیه سازی شده و نتایج حاصل از تحلیل در نرم افزار برای مدل کامپوزیت را نشان می دهد. با مقایسه میزان خرابی و نمودارهای تغییر شکل، مشاهده می شود که بین نتایج مدل سازی مقاله حاضر، نتایج مدل تجربی و همچنین مدل عددی مقاله مرجع [۸] اختلاف بسیار کمی به ویژه در ناحیه حداکثر تغییر مکان وجود دارد. بیشترین تغییر مکان مدل اجزای محدود شبیه سازی مقاله حاضر و مدل تجربی به ترتیب ۱۹۵ و ۲۰۰ میلی متر است.

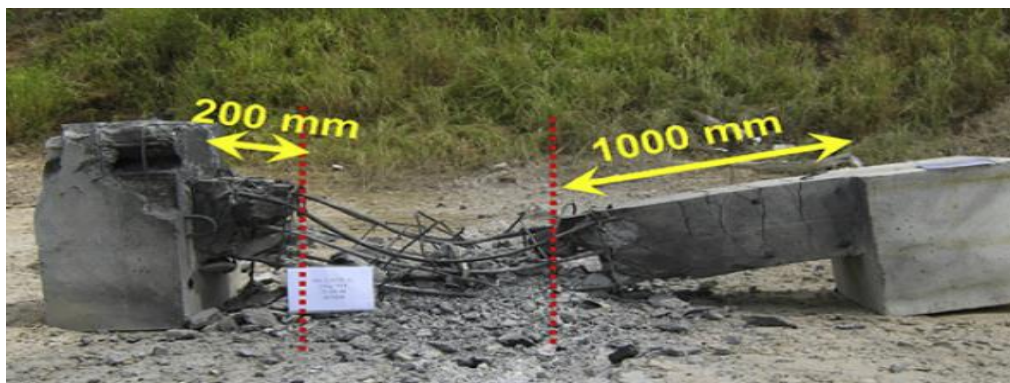
همچنین مدل تیر-ستون بتن مسلح نیز از مطالعه وو و همکاران (۲۰۱۱) [۸] با فرض انفجار در تراز بالتر از سازه نیز مدل سازی و نتایج آن با نتایج نمونه آزمایشگاهی مقایسه شده است. در این مدل ۲۵ کیلوگرم مواد منفجره TNT در فاصله ۹۰۰ میلی متری از تکیه گاه سمت چپ و ۲۰۰ میلی متر از سطح سازه قرار دارد. میزان خرابی که در شکل ۵ مشاهده می شود، تطابق نسبتاً خوبی با خرابی مدل آزمایشی دارد.



شکل ۴: نمودار تغییر مکان مدل عددی مقاله حاضر، مدل تجربی و مدل عددی وو و همکاران (۲۰۱۱) [۸] برای سازه کامپوزیت



(الف)



(ب)

شکل ۵: مقایسه میزان خرابی مدل تجربی و عددی تیر-ستون بتن مسلح (الف) مدل سازی عددی مقاله حاضر (ب) میزان و نحوه خرابی در مدل تجربی وو و همکاران (۲۰۱۱) [۸].

پس از تحلیل مدل و همگرا شدن جوابها، نتایج زیر به عنوان نتایج شبیه سازی جهت استفاده در مدل های اصلی به دست می آیند:

- اندازه مش بندی برای بتن، فولاد و هوا به ترتیب برابر ۲۵، ۲۵ و ۴۰ میلی متر است.
- مقدار الگوریتم عددی erosion برابر ۰/۱۲ به دست آمده است.
- مدل های رفتاری مواد استفاده شده برای شبیه سازی همانند مدل های رفتاری ارائه شده در بخش های ۳-۴ خواهد بود.
- روش های حل اجزای محدود مدل، روش لاگرانژ برای بتن، روش اویلر-مالتی متریال برای هوا و مواد منفجره، روش المان تیری (Beam) برای فولادهای طولی و عرضی استفاده شده است.

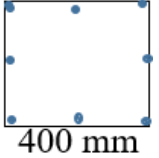
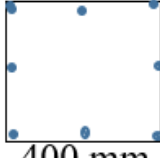
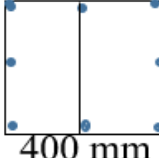
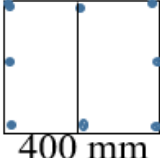
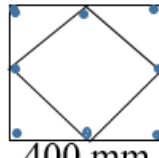
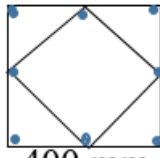
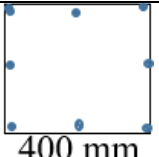
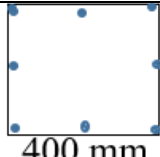
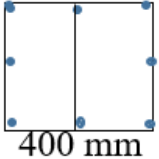
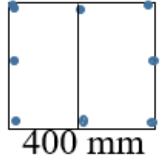
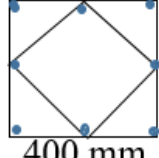
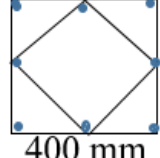
۶- مشخصات مدل ها

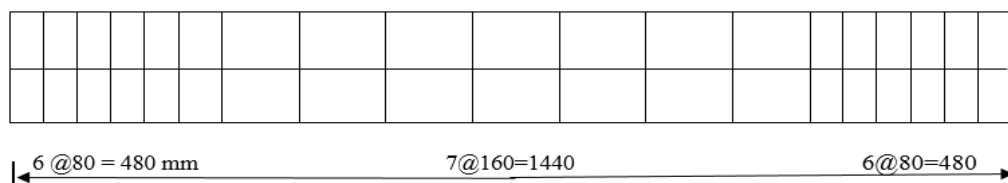
به طور کلی در این پژوهش پنج تیپ مدل شامل مدل های تیپ A، B، C، D و E بررسی شده اند. جدول ۴ خلاصه مشخصات آرایش

میلگردهای عرضی در مدل ها را نشان می دهد.

هرکدام از سری مدل های فوق شامل سه مدل ۱، ۲ و ۳ است. در مدل ۱ از خاموت مربعی به قطر ۱۴ میلیمتر، در مدل ۲ از خاموت مربعی و سنجاق به قطر ۱۲ میلیمتر و در مدل ۳ از خاموت مربعی همراه با خاموت لوزی به قطر ۱۰ میلیمتر استفاده شده است؛ که مجموع وزن خاموت های مدل ۱، ۲ و ۳ برابر هستند تا ضمن ثابت بودن مقدار آرماتور، اثر آرایش خاموت ها بررسی شود. تفاوت مدل های سری A، B، C و D در فواصل خاموت های آنها است. به طوری که در مدل های A فواصل خاموت ها ۲۰۰ میلی متر و به ترتیب ۱۶۰، ۱۲۰ و ۸۰ میلی متر برای مدل های B، C و D است. در مدل های سری E، مدلی که فواصل خاموت های آن در محدوده تکیه گاه ها کم و در محدوده میانی عضو زیاد خواهد بود، مورد بررسی قرار می گیرد (شکل ۶). بدین ترتیب در مجموع ۱۳ مدل مورد مطالعه قرار می گیرد تا اثر فاصله و آرایش میلگردها مشخص شود. مقدار مواد منفجره TNT، ۲۵ کیلوگرم و در فاصله ۹۰۰ میلی متری از تکیه گاه سمت چپ آن ۵۰۰ میلی متری از سطح جانبی برای کلیه مدل ها خواهد بود.

جدول ۴: خلاصه مشخصات مدل‌ها

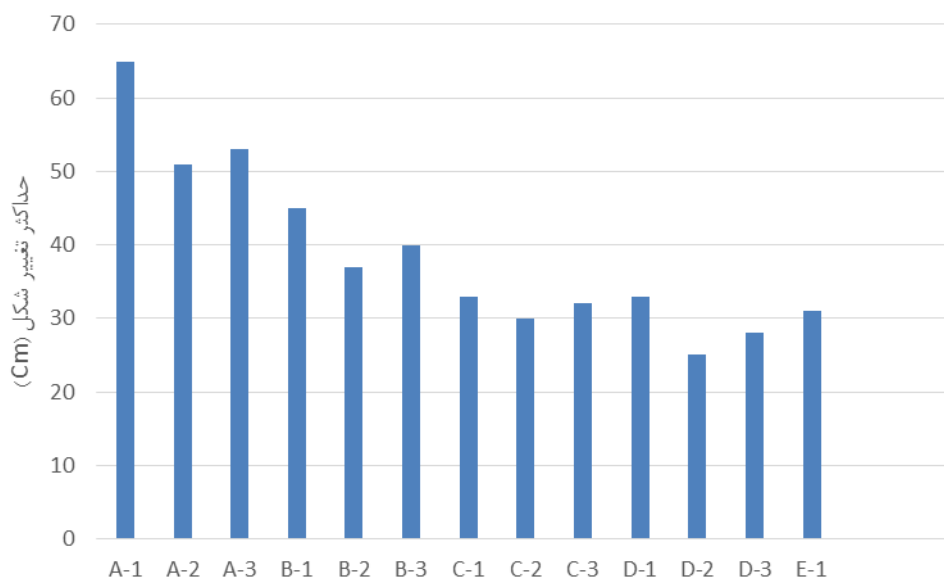
مدل	شکل خاموت	قطر خاموت‌ها	فاصله خاموت‌ها	مدل	شکل خاموت	قطر خاموت‌ها	فاصله خاموت‌ها
A-1		14	200	C-1		14	120
A-2		12	200	C-2		12	120
A-3		10	200	C-3		10	120
B-1		14	160	D-1		14	80
B-2		12	160	D-2		12	80
B-3		10	160	D-3		10	80



شکل ۶: نحوه توزیع خاموت عرضی در طول المان برای مدل E1

۷- نتایج

در این بخش نتایج تحلیل انفجار تیر-ستون بتنی به دو صورت کمی و کیفی به ترتیب توسط حداکثر جابجایی تیر-ستون و مقدار خرابی مدل مورد بررسی قرار می‌گیرد. خلاصه نتایج حداکثر تغییر شکل مدل‌های A, B, C, D و E در شکل ۷ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش مقدار آرماتور خاموت (کاهش فواصل خاموت‌ها) حداکثر تغییر شکل کمتر شده است و همچنین با ثابت بودن مقدار آرماتور مصرفی، مدل با خاموت ساده همراه با سنجاق جابجایی کمتری نسبت به دو مدل دیگر دارد.



شکل ۷: حداکثر تغییر شکل عرضی در طول ستون‌ها در مدل‌های مختلف

توزیع خرابی برخی از مدل‌های به‌عنوان نمونه در جدول ۵ آورده شده است. همان‌گونه که از شکل‌های فوق مشاهده می‌شود، میزان خرابی مدل A-1 نسبتاً زیاد است و قسمتی از تیر-ستون فرومی‌ریزد. میزان تغییر شکل عضو در این مدل ۶۵ میلی‌متر است. با بررسی میزان خرابی و مقایسه مدل A-2 با مدل A-1 ملاحظه می‌شود که با ثابت بودن میزان آرماتور و تغییر شکل آرایش از خاموت مربعی به خاموت مربعی همراه با سنجاق، خرابی کاهش یافته است؛ اما همچنان قسمتی از عضو فرو ریخته است.

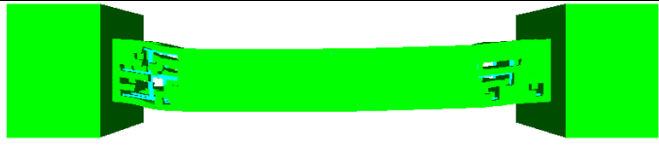
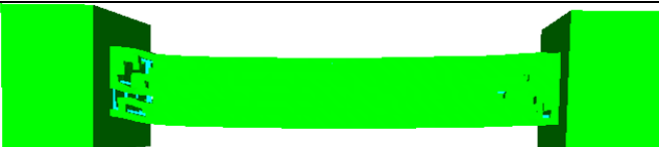
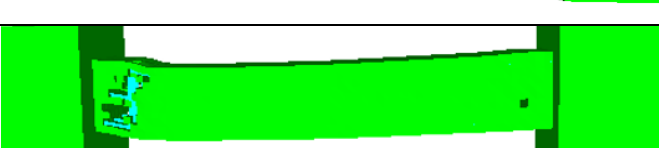
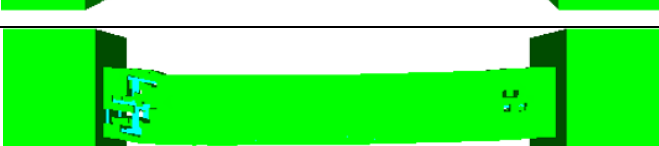



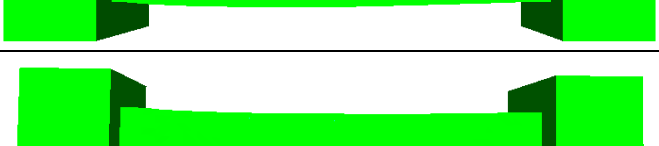
نتایج نشان داد با کار گذاشتن خاموت لوزی در مدل A-3 میزان خرابی به‌خصوص در نزدیک تکیه‌گاه سمت راست کمتر شده است. ولی در تکیه‌گاه سمت چپ خرابی همچنان زیاد و میزان تغییر شکل تفاوت محسوسی نکرده است. در مدل B-1 که در مقایسه با مدل A-1 درصد خاموت افزایش پیدا کرده است، میزان خرابی و تغییر شکل کمتر شده است. در محدوده تکیه‌گاه سمت چپ میزان خرابی همچنان زیاد است. با مشاهده و مقایسه نتایج مدل B-2 با مدل‌های قبلی، مقدار تغییر شکل و میزان خرابی در محدوده تکیه‌گاه سمت چپ به‌مراتب کمتر شده است.

در مدل B-3، میزان خرابی و تغییر شکل نسبت به مدل B-2 بیشتر شده است. به عبارتی با ثابت بودن درصد آرماتور برشی، خاموت ساده همراه با سنجاق عملکرد بهتری نسبت به مدل‌های دیگر دارد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، در مدل C-2 خرابی در تکیه‌گاه سمت راست تقریباً رفع شده و در سمت چپ کمتر شده است. در مدل D-2 که خاموت ساده همراه با سنجاق است، خرابی اتفاق نیفتاده است. همچنین تغییر شکل عضو حدوداً ۲۶ میلی‌متر است که از همه مدل‌های قبلی کمتر است.

در مدل E-1 علی‌رغم اینکه نسبت به برخی از مدل‌ها فولاد کمتری استفاده شده اما عملکرد بهتری در برابر انفجار داشته است چراکه در محدوده میانی عضو فواصل خاموت‌ها در مقایسه با محدوده تکیه‌گاهی زیاد است و این امر هنگامی که خرابی و تغییر

شکل‌ها عمدتاً برشی باشد، مناسب خواهد بود. با مقایسه تغییر شکل مدل‌ها، ملاحظه می‌شود که میزان تغییر شکل از مدل A-1 به D-2 حدود ۶۰ درصد کاهش یافته است. همچنین میانگین تغییر شکل مدل‌های سری ۲ نسبت به مدل‌های سری ۲۳ میلی‌متر کمتر و نسبت به مدل‌های ۳، ۸ میلی‌متر کمتر است. به عبارتی دیگر مدل‌های سری ۲ که خاموت مربعی همراه با سنجاق است، نسبت به مدل‌های سری ۱ و ۳ عملکرد بهتری دارد.

جدول ۵: خلاصه شکل خرابی برخی از مدل‌ها

	A-1
	A-2
	A-3
	B-1
	B-2
	B-3
	E-1
	D-2

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش با مدل سازی تیر-ستون بتنی با آرایش های مختلف خاموت گذاری به بررسی عملکرد آن ها در برابر بارگذاری انفجار حوزه نزدیک پرداخته شد. برای این منظور ۱۳ مدل مختلف، مدل سازی و تحت بار انفجاری معادل با ۲۵ کیلوگرم TNT قرار گرفت. جهت صحت سنجی و تعیین پارامترهای مدل سازی از نتایج آزمایش انفجار مطالعات پیشین استفاده گردید. میزان تغییر شکل و خرابی المان ها پس از آنالیز مدل ها باهم مورد مقایسه قرار گرفته و نتایج زیر به عنوان یافته های این مطالعه ارائه شده است.

۱- با افزایش میزان آرماتور خاموت (کاهش فواصل خاموت ها)، تغییر شکل ناشی از بار انفجار کمتر شده است؛ میانگین تغییر شکل مدل ها از مدل A به سمت مدل D کمتر می شود. همچنین به ازای مقدار آرماتور ثابت، مقطع با خاموت ساده همراه با سنجاق تغییر شکل کمتری نسبت به دو نوع مقطع دیگر (خاموت ساده و خاموت همراه با لوزی) دارد. دلیل اینکه مقطع با سنجاق عملکرد بهتری از مقطع با لوزی دارد، کاهش مقدار سطح مقطع برشی میلگردها (A_v) در مقطع با لوزی است. به طوری که میزان حداکثر تغییر شکل در مدل A-1 (خاموت مربعی) ۶۵ میلی متر و در مدل D-2 (خاموت مربعی همراه با سنجاق)، ۲۶ میلی متر به دست آمده است که کاهش ۶۰ درصدی را نشان می دهد و همچنین خرابی در طول المان برای مدل D-2 مشاهده نمی شود

۲- با مقایسه نتایج مدل E1 با نتایج مدل های پیشین و مشاهده خرابی همه مدل ها در محدوده تکیه گاه ها و سالم ماندن ناحیه میانی سازه، می توان گفت که نیازی به استفاده از آرماتور زیاد در محدوده میانی نیست. این موضوع در انفجارهای نزدیک سازه صادق است.

۳- با مقایسه دو مدل شبیه سازی و مدل های اصلی می توان ملاحظه کرد که فاصله مواد منفجره از المان در تخریب سازه بسیار مؤثر است. به طوری که در مدل کامپوزیت که انفجار به صورت تماسی است، بتن به صورت کامل متلاشی و از بین رفته است؛ اما در مدل های اصلی که ماده منفجره به ترتیب در فاصله ۲۰۰ میلی متری و ۵۰۰ میلی متری برای مدل کامپوزیت و سایر مدل های بتن مسلح مقاله حاضر، از سازه قرار دارند، میزان خرابی به مراتب کمتر بوده و امکان تخریب کل المان کمتر است.

مراجع

- [1] Parisi, F., and Augenti, N. (2012) Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study, *Engineering Structures* 44, 78-93.
- [2] Luccioni, B., Ambrosini, R., and Danesi, R. (2004) Analysis of building collapse under blast loads, *Engineering structures* 26, 63-71.
- [3] Sagioglu, S. (2012) Analytical and experimental evaluation of progressive collapse resistance of reinforced concrete structures, Northeastern University.
- [4] Khodakarami, M. I., and Nouri, Y. (2015) Analytical Investigation of the Effects of Topographic Irregularities on Peak Pressure due to Blast Waves, *Journal of Structural and Construction Engineering* 2, 56-67.
- [5] Conrath, E. J. (1999) Structural design for physical security: State of the practice, American society of civil engineers.
- [6] Bailey, C. G. (2004) Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire, *Engineering Structures* 26, 1691-1703.
- [7] Krauthammer, T. (2000) Modern Protective Structures, Design, Analysis and Evaluation, Course notes, The Pennsylvania State University.
- [8] Wu, K.-C., Li, B., and Tsai, K.-C. (2011) Residual axial compression capacity of localized blast-damaged RC columns, *International journal of impact engineering* 38, 29-40.

- [9] Fujikake, K., and Aemlaor, P. (2013) Damage of reinforced concrete columns under demolition blasting, *Engineering Structures* 55, 116-125.
- [10] Razaqpur, A. G., Tolba, A., and Contestabile, E. (2007) Blast loading response of reinforced concrete panels reinforced with externally bonded GFRP laminates, *Composites Part B: Engineering* 38, 535-546.
- [11] Pantelides, C., Garfield, T., Richins, W., Larson, T., and Blakeley, J. (2014) Reinforced concrete and fiber reinforced concrete panels subjected to blast detonations and post-blast static tests, *Engineering structures* 76, 24-33.
- [12] Havaei, G., and Bayat, E. (2017) The structural response and manner of progressive collapse in RC buildings under the blast and Provide approaches to retrofitting columns against blast, *Journal of Structural and Construction Engineering* 4, 81-100.
- [13] Bao, X., and Li, B. (2010) Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns, *International journal of impact engineering* 37, 295-308.
- [14] Parisi, F. (2015) Blast fragility and performance-based pressure-impulse diagrams of European reinforced concrete columns, *Engineering Structures* 103, 285-297.
- [15] El-Dakhkhni, W., Mekky, W., and Changiz-Rezaei, S. (2009) Vulnerability screening and capacity assessment of reinforced concrete columns subjected to blast, *Journal of Performance of Constructed Facilities* 23, 353-365.
- [16] Zhang, D., Yao, S., Lu, F., Chen, X., Lin, G., Wang, W., and Lin, Y. (2013) Experimental study on scaling of RC beams under close-in blast loading, *Engineering Failure Analysis* 33, 497-504.
- [17] Omran, M. E. N., and Mollaei, S. (2017) Estimation of RC columns' response under the effect of lateral blast loading by SDOF method and comparison with FEM, *Journal of Structural and Construction Engineering* 4, 81-90.
- [18] Jayasooriya, R., Thambiratnam, D. P., Perera, N. J., and Kosse, V. (2011) Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings, *Engineering structures* 33, 3483-3495.
- [19] Maazoun, A., Vantomme, J., and Matthys, S. (2017) Damage assessment of hollow core reinforced and prestressed concrete slabs subjected to blast loading, *Procedia engineering* 199, 2476-2481.
- [20] Maazoun, A., Belkassam, B., Reymen, B., Matthys, S., Vantomme, J., and Lecompte, D. (2018) Blast response of RC slabs with externally bonded reinforcement: Experimental and analytical verification, *Composite Structures* 200, 246-257.
- [21] Yan, B., Liu, F., Song, D., and Jiang, Z. (2015) Numerical study on damage mechanism of RC beams under close-in blast loading, *Engineering Failure Analysis* 51, 9-19.
- [22] Roller, C., Mayrhofer, C., Riedel, W., and Thoma, K. (2013) Residual load capacity of exposed and hardened concrete columns under explosion loads, *Engineering Structures* 55, 66-72.
- [23] Tu, Z., and Lu, Y. (2009) Evaluation of typical concrete material models used in hydrocodes for high dynamic response simulations, *International Journal of Impact Engineering* 36, 132-146.
- [24] Hinman, E. (2003) *Primer for design of commercial buildings to mitigate terrorist attacks*, FEMA 427, Applied Technology Council (ATC), USA.
- [25] Provisions, B. P. o. I. S. S. (1997) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: Provisions*, Vol. 302, Fema.
- [26] Bangash, T. (2006) *Explosion-resistant buildings: design, analysis, and case studies*, Springer Science & Business Media.

- [27] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A., and Ramsay, J. (2007) Blast loading and blast effects on structures—an overview, *Electronic Journal of Structural Engineering* 7, 76-91.
- [28] Hassanvand, P., Abadi, M. R., Moghadam, A., and Hosseini, M. (2016) Comparison of designing simple steel frame & coaxial brace systems by contrast of blast, using two methods of load & resistance coefficients & performance surfaces, *Journal of Structural and Construction Engineering* 3, 112-127.
- [29] Astarlioglu, S., Krauthammer, T., Morency, D., and Tran, T. P. (2013) Behavior of reinforced concrete columns under combined effects of axial and blast-induced transverse loads, *Engineering Structures* 55, 26-34.
- [30] Li, J., and Hao, H. (2014) A simplified numerical method for blast induced structural response analysis, *International Journal of Protective Structures* 5, 323-348.
- [31] Wang, Z., Shu, X., Rutherford, T., Huang, B., and Clarke, D. (2015) Effects of asphalt emulsion on properties of fresh cement emulsified asphalt mortar, *Construction and Building Materials* 75, 25-30.
- [32] Li, J., Wu, C., and Hao, H. (2015) Residual loading capacity of ultra-high performance concrete columns after blast loads, *International Journal of Protective Structures* 6, 649-669.
- [33] Leppänen, J. (2004) Concrete structures subjected to fragment impacts, Chalmers University of Technology.
- [34] Malvar, L. J., and Ross, C. A. (1998) Review of strain rate effects for concrete in tension, *Materials Journal* 95, 735-739.
- [35] Bischoff, P. H., and Perry, S. (1991) Compressive behaviour of concrete at high strain rates, *Materials and structures* 24, 425-450.
- [36] Brara, A., and Klepaczko, J. R. (2007) Fracture energy of concrete at high loading rates in tension, *International Journal of Impact Engineering* 34, 424-435.
- [37] Weerheijm, J., and Van Doormaal, J. (2007) Tensile failure of concrete at high loading rates: new test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests, *International Journal of Impact Engineering* 34, 609-626.
- [38] Grote, D., Park, S., and Zhou, M. (2001) Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization, *International Journal of Impact Engineering* 25, 869-886.
- [39] Rutner, M., Astaneh-Asl, A., and Son, J. (2005) Protection of bridge piers against blast, *ACI Structural Journal* 103, 842-849.
- [40] Herrmann, W. (1969) Constitutive equation for the dynamic compaction of ductile porous materials, *Journal of applied physics* 40, 2490-2499.
- [41] Riedel, W., Thoma, K., Hiermaier, S., and Schmolinske, E. (1999) Penetration of reinforced concrete by BETA-B-500 numerical analysis using a new macroscopic concrete model for hydrocodes, In *Proceedings of the 9th International Symposium on the Effects of Munitions with Structures*, Berlin-Strausberg Germany.
- [42] Codina, R., Ambrosini, D., and de Borbón, F. (2016) Experimental and numerical study of a RC member under a close-in blast loading, *Engineering Structures* 127, 145-158.
- [43] Lee, E. L., and Tarver, C. M. (1980) Phenomenological model of shock initiation in heterogeneous explosives, *The Physics of Fluids* 23, 2362-2372.