



## ارزیابی اثر میان‌قاب بنایی در آسیب‌پذیری قاب‌های بتن مسلح تحت بار ناشی از انفجار

الهام رضائی<sup>۱</sup> و علی علی‌پور<sup>۲\*</sup>

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

<sup>۲</sup> استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

[aalipourm@yu.ac.ir](mailto:aalipourm@yu.ac.ir)

**چکیده:** در این مقاله اثر میان‌قاب با مصالح بنایی بر میزان آسیب‌پذیری قاب بتن مسلح تحت اثرات ناشی از انفجار داخلی بررسی شده است. به این منظور تعدادی قاب خمشی بتن مسلح سه بعدی دارای میان‌قاب که براساس آیین‌نامه بتن ایران طرح شده‌اند، تحت بار فشار ناشی از انفجار داخلی قرار گرفته و توسط نرم افزار ABAQUS تحلیل و بررسی شده‌اند. در مدل‌سازی رفتار پلاستیک برای بتن و آرماتورهای قاب بتن مسلح در نظر گرفته شده است. میان‌قاب‌های بنایی با استفاده از تئوری همگن‌سازی به صورت المان پیوسته و با رفتار الاستیک فرض شده‌اند. نتایج حاصل نشان دهنده این است که میان‌قاب بنایی در سختی، تغییر مکان جانبی و در نتیجه میزان آسیب قاب‌های بتن مسلح اثر بسزایی دارد و صرف نظر کردن از آن در تحلیل دینامیکی ساختمان‌های بتن مسلح تحت بار ناشی از انفجار داخلی، منجر به نتایج اشتباه می‌گردد.

**کلمات کلیدی:** قاب بتن مسلح، میان‌قاب بنایی، انفجار، مدل المان پیوسته، شاخص آسیب.

## Assessment of Masonry Infill Effect on Damage RC Frames Subjected to Blast Loading

E. Rezaee and A. Alipour

**Abstract:** In this study the effect of infill masonry on vulnerability of reinforced concrete frames subjected to internal blast loading is investigated. To do so, several 3D reinforced concrete frames with infill which have been designed based on the Iran Concrete Code are subjected to internal blast loading and analyzed using finite element commercial software ABAQUS. Reinforced concrete is assumed to be plastic in behavior while elastic behavior is taken for infill masonry. The infill is modeled as continuum elements using homogenizing theory. It is found that infill masonry effect on the stiffness and elasticity of reinforced concrete frames so neglecting this effect loads to unrealistic assessment of dynamic analysis of in filled RC frames subjected to internal blast loading.

**Keywords:** RC frame, Masonry Infill, Blast Loading, Continuum Model, Damage Indicator.

## ۱- مقدمه

امروزه در ساختمان‌ها از میان‌قاب‌های آجری به صورت گسترده‌ای استفاده می‌شود که از دلایل عمده آن بهینه بودن از نظر اقتصادی و فضای مناسبی است که میان‌قاب‌ها ایجاد می‌کنند. معمولاً دیوارهایی که دارای مصالح بنایی هستند، به عنوان سازه فرعی محسوب شده و چون تحلیل بسیار پیچیده آن‌ها نیازمند صرف وقت و هزینه است، از اثر آن‌ها در محاسبات صرف نظر می‌کنند.

در سال‌های اخیر پژوهش‌های زیادی روی رفتار سازه‌ها تحت اثر بار انفجار صورت گرفته که عموماً توسط وزارت دفاع آمریکا و انگلستان بوده است [۱]. همچنین در بعضی از مراکز علمی دنیا، تحقیقاتی در خصوص رفتار سازه‌های بتن مسلح تحت اثر بارهای ناشی از انفجار، انجام گرفته است. از آن جمله در سال ۲۰۰۳ لوسیونی و همکاران فروریزش در سازه‌های بتن مسلح را در اثر انفجار تحلیل کردند. آن‌ها در تحقیقات خود نشان دادند که مکانیک فروریزش کاملاً وابسته به نوع و مکان قرارگیری ماده منفجره می‌باشد [۲]. ما و همکاران (۲۰۰۱) با استفاده از تئوری همگن‌سازی و استفاده از شبیه‌سازی عددی، به مودهای شکست دیوار آجری پرداختند و نشان دادند که سه مود شکست (شامل شکست ناشی از کشش در ملات، برش در ملات و آجر و فشار در آجر) برای میان‌قاب‌ها وجود دارد [۳]. همچنین در سال ۲۰۰۵ اثر بار انفجار زیر زمینی را بر روی ساختمان بتن مسلح با استفاده از تئوری همگن‌سازی بررسی کردند [۴]. انگو و همکاران (۲۰۰۷) با بررسی اثرات انفجار بر روی سازه‌ها نشان دادند که بار انفجار به صورت یک بار ضربه‌ای است و اثر انفجار را در یک ستون بتن مسلح مورد ارزیابی قراردادند [۵].

در حالت کلی دو مدل متفاوت شامل مدل گسسته و پیوسته برای تحلیل خطی و غیرخطی میان‌قاب بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدل پیوسته به خواص میان‌قاب آجری مانند یک محیط پیوسته رسیدگی می‌کند و برای تحلیل میان‌قاب در مقیاس واقعی قابل استفاده می‌باشد. از آنجا که در این تحقیق میان‌قاب با مقیاس واقعی مدل شده؛ بنابراین برای مدل‌سازی میان‌قاب بنایی المان پیوسته همگن شده به کار رفته است. برای همگن‌سازی و به دست آوردن خواص الاستیک میان‌قاب‌های بنایی از روش شبیه‌سازی عددی استفاده شده است و همچنین فرض

شده که میان‌قاب فقط دارای رفتار الاستیک باشد. نظر به این‌که تغییر شکل اعضای بتن مسلح به خواص بتن و آرماتورها بستگی دارد، بنابراین تعریف درست مصالح بتن مسلح در نرم‌افزار بسیار حائز اهمیت است. در این تحقیق بتن و آرماتورها به‌طور جداگانه مدل شده‌اند، مصالح آن‌ها به صورت مجزا تعریف شده و به وسیله درگیر کردن آن‌ها با یکدیگر رفتار واقعی بتن مسلح برای قاب‌های مورد مطالعه شبیه‌سازی شده است. بارگذاری این قاب‌ها بر اساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و طراحی آن‌ها بر اساس میحث نهم مقررات ملی ساختمان انجام گرفته است. در نهایت قاب‌های حاصل به همراه میان‌قاب‌ها در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت بار فشار ناشی از انفجار درون سازه، قرار گرفته‌اند.

## ۲- مصالح و شاخص آسیب بتن در قاب بتن مسلح

در این تحقیق از بتن با مقاومت فشاری ۳۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (C30) با مدول الاستیسیته ۲۵۰۸۴۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ضریب پواسون ۰/۲ استفاده شده است. برای مدل‌سازی بتن در ناحیه پلاستیک و بررسی آسیب در آن، مدل خسارت مومسانی بتن (Concrete Damage Plasticity) به کار گرفته شده است. نمودار تنش- کرنش بتن در فشار و کشش مطابق شکل (۱) می‌باشد [۶ و ۷].

برای محاسبه آسیب در بتن از تئوری مازارس استفاده می‌شود. بر اساس این تئوری در موادی که مقاومت کششی و فشاری آن‌ها برابر نیست دو اسکالر آسیب مطابق روابط زیر تعریف می‌شود [۸]:

$$D_t = 1 - e^{-\frac{\alpha^+(\varepsilon^+ - \varepsilon_0^+)}{\varepsilon_0^+}} \quad (1-f)$$

$$D_c = 1 - e^{-\frac{-\alpha^-(\varepsilon^- - \varepsilon_0^-)}{\varepsilon_0^-}} \quad (1-b)$$

$D_t$  و  $D_c$  به ترتیب اسکالر آسیب فشاری و کششی،  $\alpha^+$  و  $\alpha^-$  به ترتیب پارامترهای آسیب برای دو اسکالر آسیب،  $\varepsilon_0^+$  و  $\varepsilon_0^-$  کرنش آستانه تحت کشش و فشار تک محوری می‌باشند.

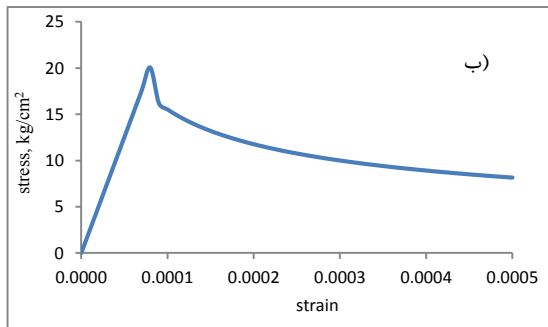
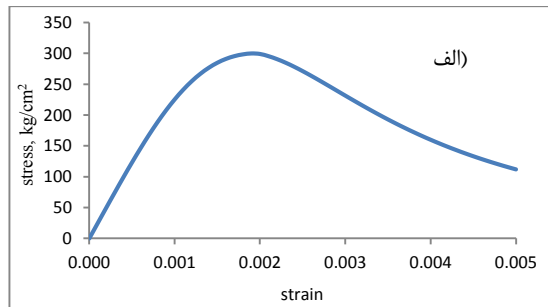
نرمال شده در نظر گرفته شده است. بنابراین رفتار آن تا تنش تسلیم به صورت خطی بوده و پس از رسیدن به تنش تسلیم با افزایش کرنش، تنش ثابت باقی بماند. بین فولاد و بتن درگیری ایجاد شده و فرض شده این درگیری تا مرحله پلاستیک نیز همچنان ادامه یابد.

#### ۴- مدل المان پیوسته برای میان قاب آجری

به طور کلی میان قاب یک ماده غیرایزوتروپ بوده و از دو جزء آجر و ملات، که دارای خواص متفاوت می باشند، تشکیل شده است. ما و همکاران برای همگن سازی میان قاب بنایی به روش شبیه سازی عددی ابتدا یک المان حجمی نمونه از دیوار بنایی را در نظر گرفتند، سپس رفتار این المان با استفاده از نرم افزار المان محدود تحت تنش های کششی، فشاری و برشی مطالعه شده و نمودارهای مربوط به آن ها مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت مقادیر ثابت های الاستیک استخراج شده اند. از آن جا که آجر دارای رفتار ترد و شکننده است و از طرفی ملات دارای رفتار ضعیف در برابر تنش فشاری است و نیز ضخامت آن بسیار ناچیز می باشد؛ در نتیجه از رفتار پلاستیک میان قاب صرف نظر شده و تنها رفتار الاستیک آن شبیه سازی شده است. همچنین برای اتصال آن با قاب رفتار اصطکاکی مدل سازی شده است. با توجه به این که میان قاب تبدیل به یک ماده همگن شده است؛ اما به دلیل متفاوت بودن سختی آن در جهات اصلی، نمی توان آن را یک ماده ایزوتروپ فرض کرد. به همین دلیل در این تحقیق میان قاب به صورت ماده همگن اما با خواص الاستیک متفاوت در جهات اصلی فرض شده و مقادیر مربوط به جدول ۲ به وسیله ثابت های مهندسی برای نرم افزار ABAQUS تعریف شده اند. در این تحقیق نتایج تحقیقات ما و همکاران با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده و نشان داده شده است که کاملاً با آن ها انطباق دارد. جهت همگن سازی میان قابی با مشخصات آجر به ابعاد ۲۲۵×۷۵×۱۲۵ میلی متر و ملات به ضخامت ۱۰ میلی متر استفاده شده است که مقادیر ثابت الاستیک برای این میان قاب آجری در جدول ۲ آمده است [۳].

جدول ۲: مقادیر ثابت های الاستیک برای میان قاب بنایی [۳]

$E_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_2 = E_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$G_{12} = G_{23} = G_{31}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{12} = \nu_{23}$ $= \nu_{31}$
78990	62760	28840	0.31



شکل ۱: الف) نمودار تنش-کرنش بتن تحت فشار تک محوری، ب) نمودار تنش-کرنش بتن تحت کشش تک محوری

مقادیر  $\bar{\epsilon}^+$  و  $\bar{\epsilon}^-$  معادل با میانگین کرنش کششی و فشاری می باشند و از طریق روابط زیر به دست می آیند:

$$\bar{\epsilon}^+ = \sqrt{\sum_1^3 (\epsilon_i^+)^2} \quad \text{الف-۲)}$$

$$\bar{\epsilon}^- = \sqrt{\sum_1^3 (\epsilon_i^-)^2} \quad \text{ب-۲)}$$

که  $\epsilon_i^+$  و  $\epsilon_i^-$  به ترتیب کرنش های اصلی کششی و فشاری می باشند. برای بتن با مقاومت فشاری ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع، مقادیری که از نتایج آزمایشگاهی تعیین می شوند، بر اساس نتایج ما و همکاران در جدول ۱ آمده است [۴].

جدول ۱: پارامترهای محاسبه شده طبق نتایج

آزمایشگاهی برای بتن با مقاومت فشاری C30

$\epsilon_0^+$	$\epsilon_0^-$	$\alpha^+$	$\alpha^-$
0.0035	0.0035	0.2	0.2

#### ۳- مصالح آرماتورها

آرماتورها از نوع فولاد با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع (S400) با مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و ضریب پواسون ۰/۳ فرض شده و رفتار پلاستیک آن به صورت نمودار تنش-کرنش

## ۵- خصوصیات و ابعاد مدل‌های مورد مطالعه

برای بررسی اثر میان‌قاب‌ها بر میزان آسیب‌پذیری قاب‌های بتن مسلح، چهار قاب بتنی یک طبقه و سه قاب دو طبقه سه بعدی با ابعاد و بارگذاری مشخص شده در جدول ۳ در نظر گرفته شده‌اند. فرض شده ساختمان در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی زیاد قرار داشته و دارای سیستم قاب خمشی بتن مسلح ویژه باشد. نظر به این‌که بار انفجار برای سازه‌های معمولی در نظر گرفته نمی‌شود، سازه‌های مورد مطالعه در گروه ساختمان‌های با اهمیت زیاد فرض شده است. ساختمان‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ایران بارگذاری شده و مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران تحلیل استاتیکی معادل شده است و طراحی آن‌ها بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان انجام گرفته است. برای طراحی

قاب‌ها بر این اساس، نتایج حاصل مطابق جدول ۴ و ۵ می‌باشد. پس از طراحی این قاب‌ها برای بررسی اثر میان‌قاب‌ها، میزان آسیب در قاب‌های a با b، c با d و f با g مقایسه شده است. در این تحقیق علاوه بر این مورد، عوامل دیگری نظیر اثر تعداد طبقات با مقایسه قاب‌های a با c و b با d، اثر محل قرارگیری ماده منفجره با مقایسه قاب‌های c با e و اثر طول دهانه با مقایسه قاب‌های a با f و b با g، نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. باتوجه به نتایج حاصل از طراحی، قاب‌ها به همراه میان‌قاب‌ها در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همچنین برای فرض انفجار نیمه محبوس در داخل میان‌قاب‌ها بازشو در نظر گرفته شده است.

جدول ۳: مقادیر متغیرهای محاسبه شده برای ضریب زلزله

C	B	S	$T_s$	$T_0$	نوع زمین	T	H	R	I	A	
۰/۱۱۵۵	۲/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III	۰/۱۶	۳	۱۰	۱/۲	%۳۵	قاب یک طبقه
۰/۱۱۵۵	۲/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III	۰/۲۷	۶	۱۰	۱/۲	%۳۵	قاب دو طبقه

جدول ۴: ابعاد و بارگذاری برای قاب‌های بتن مسلح فرض شده

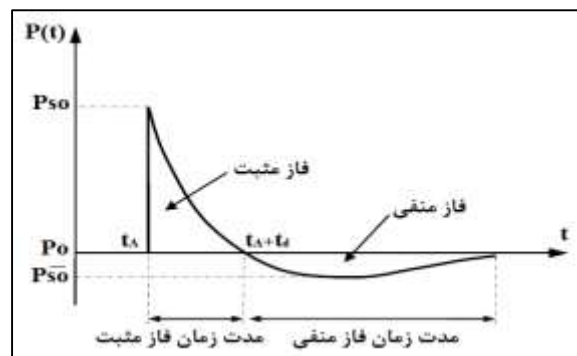
قاب g	قاب f	قاب e	قاب d	قاب c	قاب b	قاب a	
۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	ارتفاع طبقه اول
-	-	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	-	-	ارتفاع طبقه دوم
۳۰۰ cm	۳۰۰ cm	۴۰۰ cm	۴۰۰ cm	۴۰۰ cm	۴۰۰ cm	۴۰۰ cm	طول دهانه در دو جهت
۲۰ cm	-	-	۲۰ cm	-	۲۰ cm	-	ضخامت میان‌قاب‌ها
۹۰×۹۰ cm	-	-	۱۰۰×۱۰۰ cm	-	۱۰۰×۱۰۰ cm	-	ابعاد بازشو میان‌قاب‌ها
در وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	در وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	در وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای دال طبقه اول	در وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	در وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	وسط دهانه و به فاصله ۱ متر از بالای سطح زمین	محل قرارگیری منبع انفجار
۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۲۵ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۲۵ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۲۵ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	بار مرده طبقه اول
-	-	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۶۳ (kg/m <sup>2</sup> )	-	-	بار مرده طبقه دوم
۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۰۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۰۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۵۰۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	بار زنده طبقه اول
-	-	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	۱۵۰ (kg/m <sup>2</sup> )	-	-	بار زنده طبقه دوم
-	-	-	۶۹۰ (kg/m)	-	-	-	بار مرده میان‌قاب

جدول ۵: نتایج حاصل از طراحی قابها

ابعاد کلیه ستون‌ها	قاب‌های a و b	قاب‌های c, d, e	قاب‌های g و f
میلگردهای طولی ستون‌ها برای طبقه اول	$\Phi 16 L=315 \text{ cm}$	$\Phi 16 L=375 \text{ cm}$	$\Phi 16 L=315 \text{ cm}$
میلگردهای طولی ستون‌ها برای طبقه دوم	-	$\Phi 16 L=315 \text{ cm}$	-
میلگردهای عرضی ستون‌ها در طول ناحیه بحرانی	$\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$	$\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$	$\Phi 12 @ 7.5 \text{ cm}$
میلگردهای عرضی ستون‌ها در خارج از ناحیه بحرانی	$\Phi 16 @ 7.5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 7.5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 7.5 \text{ cm}$
ابعاد کلیه تیرها	$40 \times 40 \text{ (cm)}$	$40 \times 40 \text{ (cm)}$	$30 \times 40 \text{ (cm)}$
میلگردهای طولی بالای تیرها	$\Phi 312 L=462 \text{ cm}$	$\Phi 412 L=462 \text{ cm}$	$\Phi 312 L=352 \text{ cm}$
میلگردهای طولی پایین تیرها	$\Phi 312 L=451 \text{ cm}$	$\Phi 412 L=451 \text{ cm}$	$\Phi 312 L=341 \text{ cm}$
میلگردهای عرضی تیرها در طول ناحیه بحرانی	$\Phi 16 @ 5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 5 \text{ cm}$
میلگردهای عرضی تیرها در طول ناحیه بحرانی	$\Phi 16 @ 12.5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 12.5 \text{ cm}$	$\Phi 16 @ 12.5 \text{ cm}$
ضخامت دال‌ها	۱۵ (cm)	۱۵ (cm)	۱۵ (cm)
میلگردهای دال‌ها در دو جهت	$\Phi 10 @ 25 \text{ cm}$	$\Phi 10 @ 25 \text{ cm}$	$\Phi 10 @ 25 \text{ cm}$

## ۶- بار انفجار داخلی

بارهای ناشی از انفجار بر اساس نحوه قرارگیری ماده منفجره و نوع آن به چندین حالت تقسیم می‌شوند. در این تحقیق فرض بر این است که ماده‌ی منفجره تی.ان.تی (TNT) بوده و در داخل سازه قرار گرفته باشد. برای بررسی اثر میزان ماده منفجره، کلیه محاسبات برای بارهای ناشی از انفجار ۱ و ۲/۵ کیلوگرم تی.ان.تی صورت گرفته است. علت استفاده از مقدار کم ماده منفجره این است که در مدل‌های تحلیلی به دلیل محدودیت ظرفیت‌های رایانه‌ای معمولاً از مدل‌های کوچک با بارگذاری محدود استفاده می‌گردد. فشار ناشی از انفجار در هوای آزاد مطابق شکل ۲ خواهد بود.



شکل ۲: نمودار بار انفجار - زمان برای انفجار ماده منفجره جامد در هوای آزاد

با توجه به این نمودار بار انفجار در فاز مثبت بر روی سازه-ها ایجاد فشار و در فاز منفی ایجاد کشش می‌کند. از آنجا که میزان مکش در مقابل بار فشاری بسیار ناچیز می‌باشد، در تحلیل تنها بار فشاری و مدت زمان فاز مثبت در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه ماکزیمم فشار ناشی از انفجار در هوای آزاد محقق بنام براد روابط ۳ را پیشنهاد کرده است [۹ و ۱۰].

$$P_{s0} = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \quad (P_{s0} > 10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3}$$

$$- 0.019 \quad (0.1 < P_{s0} < 10 \text{ kg/cm}^2)$$

ب- ۳)

این روابط انطباق خوبی با نتایج تجربی برای  $Z > 0.5$  داشته، به همین دلیل در این تحقیق از آن استفاده شده است. پارامتر مقیاس شده فاصله بوده و به صورت زیر بیان می‌شود:

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

۴)

مدل‌سازی شده است. از آن‌جا که پاسخ سازه تحت بار ضربه در زمان ارتعاش آزاد روی می‌دهد، فرض شده است تحلیل توسط روش انتگرال‌گیری صریح در این برنامه (ABABQUS/EXPLICIT) تا زمان ۱ ثانیه ادامه یابد.

$$\log_{10} \frac{t_d}{W^{1/3}} = 2.5 \log_{10} Z + 0.28 \quad (Z \leq 1) \quad \text{الف-۶}$$

$$\log_{10} \frac{t_d}{W^{1/3}} = 0.31 \log_{10} Z + 0.28 \quad (Z \geq 1) \quad \text{ب-۶}$$

### ۷- آسیب‌پذیری قاب بتن مسلح

با توجه به تحلیل صورت گرفته برای بررسی اثر میان‌قاب‌ها بر میزان آسیب قاب‌های بتن مسلح، تحت اثر بار انفجار داخلی، دو متغیر آسیب کششی و فشاری در بتن و نیز تغییر مکان جانبی قاب بتنی مورد مطالعه قرار گرفته است و برای نمونه این میزان آسیب‌ها برای بار ناشی از انفجار داخلی ۱ کیلوگرم تی.ان.تی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از تحلیل‌ها برای هر دو میزان ماده منفجره، در جدول ۶ و ۷ ارائه شده است. در بررسی آسیب فشاری و کششی در بتن، کلیه مدل‌های مورد مطالعه در یک زمان مشخص قاب به ماکزیمم آسیب خود می‌رسد و بعد از آن این مقدار ثابت مانده و المان‌های بیشتری به این آسیب می‌رسند، تا این که در نهایت در زمان آخر، بیشترین آسیب در المان‌های سازه مشاهده می‌شود که می‌توان چنین نتیجه گرفت که پاسخ سازه تحت بار انفجار داخلی مانند بار ضربه بوده و در زمان ارتعاش آزاد رخ می‌دهد. توجه به جدول‌های ۶ و ۷ مشاهده می‌شود که در اثر بار ناشی از انفجار داخلی، آسیب فشاری و کششی بتن در قاب‌هایی که دارای میان‌قاب می‌باشند به مراتب بیشتر از قاب‌هایی است که میان‌قاب ندارند. با مقایسه قاب‌های مورد بررسی به‌طور تقریبی می‌توان بیان کرد که با شرایط کاملاً یکسان آسیب فشاری و کششی بتن در قاب یک طبقه بتن مسلح از قاب دو طبقه بیشتر است و همچنین با کاهش طول دهانه قاب‌های بتن مسلح مقدار این آسیب‌ها چندین برابر شده است. بابه‌علاوه با تغییر محل ماده منفجره از طبقه اول به دوم، در قابی که بدون میان‌قاب است، میزان آسیب فشاری و کششی در بتن افزایش یافته است. البته توجه به این نکته نیز حائز اهمیت است که همان‌گونه که انتظار می‌رود،

در این رابطه  $W$  وزن ماده منفجره بر حسب کیلوگرم و  $R$  فاصله تا منبع انفجار می‌باشد [۹ و ۱۰]. از آن‌جا که درون میان‌قاب‌ها بازشو در نظر گرفته شده، انفجار داخلی نیمه محبوس می‌باشد. بیکر و همکاران (۱۹۸۳)، با انجام آزمایشات مختلف پیشنهاد کرد که می‌توان برای کلیه انفجارات داخلی برای سازه‌های نیمه محبوس اثر بازتاب موج انفجار را تا سه بار در نظر گرفت و در مرحله چهارم این بار تقریباً به صفر می‌رسد [۱۰]. همچنین بیان شد که در هر مرحله فشار حاصل از بازتاب به میزان نصف مرحله قبل کاهش می‌یابد و از آن‌جا که پاسخ سازه در برابر بار ضربه‌ای به‌ویژه در مورد بار انفجار، که دارای زمان بارگذاری بسیار کمی می‌باشد، در ارتعاش آزاد صورت می‌گیرد؛ بنابراین به‌جای سه بازتاب می‌توان برای کلیه اجزای سازه یک فشار بازتاب معادل با آن را در نظر گرفت و در جهت اطمینان بازتابی حاصل از مجموع فشارهای سه مرحله و با همان مدت زمان اولیه برای یک انفجار داخلی در نظر گرفته می‌شود. این فرض در واقع مانند این است که فشار ناشی از انفجار داخلی ضربه‌ای معادل با ۱/۷۵ برابر انفجار خارجی تولید کند. مقدار این فشار بازتاب بدون در نظر گرفتن این ضریب و در حالت کلی از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۰]:

$$P_r = 2P_{s0} \left[ \frac{7P_0 + 4P_{s0}}{7P_0 + P_{s0}} \right] \quad \text{د-۵}$$

$P_0$  فشار محیطی است. علاوه بر فشار حاصل از بازتاب انفجار، برای انفجار داخلی باید فشار ناشی از خروج گازهای تولید شده در اثر انفجار نیز در نظر گرفته شود که در این تحقیق این بار نیز اعمال شده است که در مرجع ۱۰ نحوه محاسبه آن تشریح شده است. مدت زمان فاز مثبت ( $t_d$ ) علاوه بر این که به زمان اعمال فشار مبنای انفجار بستگی دارد، به سرعت موج شوک نیز وابسته است. در آیین‌نامه TM5-1300 نموداری برای محاسبه این زمان ارائه شده است که توسط ایزدی‌فرد و ماهری با رابطه ۶ ساده‌سازی شده و در مرجع آمده است [۹].

در تحقیق حاضر بر اساس روابط ذکر شده، نمودارهای فشار- زمان برای قسمت‌های مختلف سازه شامل تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و میان‌قاب‌ها، که در معرض انفجار هستند، به‌دست آمده و در نرم‌افزار به‌صورت بار دینامیکی فشاری

آسیب کششی در کلیه موارد به مراتب بیشتر از آسیب فشاری در بتن می باشد.

جدول ۶: نتایج حاصل از تحلیل مدل های مورد مطالعه در برابر بار ناشی از انفجار داخلی ۱ کیلوگرم تی.ان.تی

قاب g	قاب f	قاب e	قاب d	قاب c	قاب b	قاب a	
۲/۱۱۶× <sup>۵</sup> -۱۰	۳/۲۴۴× <sup>۶</sup> -۱۰	۱/۳۳۶× <sup>۵</sup> -۱۰	۱/۸۱۸× <sup>۵</sup> -۱۰	۲/۵۵۹× <sup>۶</sup> -۱۰	۸/۱۸۴× <sup>۶</sup> -۱۰	۲/۸۱۹× <sup>۶</sup> -۱۰	مقدار ماکزیمم آسیب فشاری
میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیر و ستون ها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	مکان ماکزیمم آسیب فشاری
۳/۰۶× <sup>۵</sup> -۱۰	۱/۱۰۱× <sup>۵</sup> -۱۰	۸/۳۱۴× <sup>۵</sup> -۱۰	۲/۵۵۷× <sup>۱</sup> -۱۰	۸/۰۶۱× <sup>۶</sup> -۱۰	۹/۸۹۹× <sup>۱</sup> -۱۰	۸/۶۸۹× <sup>۶</sup> -۱۰	مقدار ماکزیمم آسیب کششی
محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها و محل اتصال تیرها با ستون ها	میان تیرها و محل اتصال تیرها با ستون ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	مکان ماکزیمم آسیب کششی
۴/۵۳× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۲/۵۱× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۱/۰۵× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۱/۵۳× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۱/۰۷× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۱/۰۰× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۱/۵۶× <sup>۳</sup> -۱۰ cm	تغییر مکان جانبی ماکزیمم در قاب ها

جدول ۷: نتایج حاصل از تحلیل مدل های مورد مطالعه در برابر بار ناشی از انفجار داخلی ۲/۵ کیلوگرم تی.ان.تی

قاب g	قاب f	قاب e	قاب d	قاب c	قاب b	قاب a	
۹/۵۲× <sup>۱</sup> -۱۰	۷/۴۹۹× <sup>۵</sup> -۱۰	۲/۱۱۷× <sup>۵</sup> -۱۰	۱/۴۱۰× <sup>۵</sup> -۱۰	۳/۶۸۵× <sup>۶</sup> -۱۰	۱/۸۹۷× <sup>۵</sup> -۱۰	۸/۷۴۱× <sup>۶</sup> -۱۰	مقدار ماکزیمم آسیب فشاری
نزدیکی تکیه گاه ها	نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، محل اتصال ستون ها با تیرها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	میان تیرها، اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	مکان ماکزیمم آسیب فشاری
۹/۸۹۹× <sup>۱</sup> -۱۰	۲/۸۵۳× <sup>۱</sup> -۱۰	۲/۷۹۷× <sup>۱</sup> -۱۰	۳/۰۴۶× <sup>۱</sup> -۱۰	۱/۸۹× <sup>۵</sup> -۱۰	۴/۶۲۲× <sup>۱</sup> -۱۰	۴/۹۳۳× <sup>۵</sup> -۱۰	مقدار ماکزیمم آسیب کششی
محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	محل اتصال ستون ها با تیرها و نزدیکی تکیه گاه ها	مکان ماکزیمم آسیب کششی
۳/۷۳× <sup>۱</sup> -۱۰ cm	۸/۳۲× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۲/۵۴× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۶/۰۳× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۳/۴۸× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۷/۷۰× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	۴/۶۱× <sup>۲</sup> -۱۰ cm	تغییر مکان جانبی ماکزیمم در قاب ها

قاب هایی که بر اساس ضوابط آیین نامه های موجود طراحی شده اند، در برابر بار ناشی از انفجار دارای مقاومت کافی نبوده و نیاز به در نظر گرفتن تمهیدات ویژه برای طراحی

در کلیه مدل ها در نواحی اتصال تیرها با ستون ها، میان تیرها و نیز در نزدیکی تکیه گاه ها، آسیب کششی و فشاری بیشتری مشاهده شده است، این امر نشان می دهد که

ماده منفجره در یک قاب دو طبقه از طبقه اول به دوم افزایش می‌یابد.

### مراجع

- [1] Bulson, P. S., *Explosive Loading of Engineering Structures*, 1st ed., E&FN SPON An Imprint of Chapman & Hall, **2003**.
- [2] Luccioni, B. M. and Ambrosini, R. D. and Danesi, R. F., *Analysis of building collapse under blast loads*, Engineering structures, Vol. 26, pp 63-71, **2004**.
- [3] Ma, G. Hao, H. Yong, L., Homogenization of Masonry Using Numerical Simulations, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 5, pp 421-31, **2001**.
- [4] Ma, G. Hao, H. Yong, L. and Yingxin, Z., *Distributed Structural Damage Generated by High-Frequency Ground Motion*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 3, pp 390-399, **2002**.
- [5] Ngo, T. J. Mendis, J. A. Gupta, A. and Ramsay, J. *Blast Loading and Blast Effects on Structures—An Overview*, University of Melbourne, Australia, EJSE International Special Issue: Loading on Structures, pp 76-91, **2007**.
- [6] Collins, M. P. Mitchell, D. and Macgregor, J. G., *Structural Design Considerations for High-Strength Concrete*, Concrete International: Design and Construction, Vol. 15, No. 5, pp 27-34, **1993**.
- [7] Belarbi, A. and Hsu, T. T. C. (), *Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, pp465-474, **1994**.
- [8] Mazars, J. , *A Description of Micro- and Macroscale Damage of Concrete Structures*, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 25, No.5, pp. 729-737, **1986**.
- [9] مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان، *پدافند غیر عامل*، ۱۳۸۸.
- [10] Bangash, M. Y. H., Bangash, T. *Explosion-Resistant Buildings*, Springer Berlin Heidelberg New York, **1993**.

دارند. با افزایش بار، میزان آسیب کششی و فشاری در قاب‌های بتن مسلح بیشتر شده است. برای قاب‌هایی که تحت بار ناشی از انفجار ۱ کیلوگرم تی.ان.تی هستند، در نواحی اتصال میان قاب‌ها با تیرها تا حدودی جدایی صورت گرفته است، که برای بار ۲/۵ کیلوگرم این انفصال بسیار بیشتر بوده و در بیشتر نواحی اتصال با ستون‌ها نیز قاب از میان قاب جدا شده است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل، می‌توان بیان کرد که تغییرمکان جانبی ماکزیمم پس از پایان نوسان‌های سازه در یک مقدار ثابت به تعادل می‌رسد که این امر به دلیل عبور مصالح از ناحیه الاستیک و ورود به ناحیه پلاستیک رفتارشان می‌باشد. به علاوه مشاهده می‌شود تحت بار ناشی از انفجار داخلی، میان قاب تغییرمکان جانبی قاب بتنی را نیز افزایش می‌دهد، که این امر نشان دهنده افزایش آسیب در قاب بتن مسلح می‌باشد. همچنین تغییرمکان جانبی قاب با کاهش طول دهانه بیشتر شده است. برای قاب دو طبقه نیز تغییرمکان جانبی کمتر از قاب یک طبقه بوده و با تغییر محل ماده منفجره به طبقه دوم، میزان تغییرمکان جانبی افزایش یافته است که خود نشان دهنده صحت نتایج به دست آمده از آسیب کششی و فشاری می‌باشد.

### ۸- نتیجه گیری

در این مقاله اثر میان قاب بر آسیب قاب بتن مسلح تحت انفجار داخلی بررسی شده است. برای این منظور تعدادی قاب خمشی بتن مسلح سه بعدی دارای میان قاب، که براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طرح شده‌اند، تحت بار فشار ناشی از انفجار داخلی قرار گرفته و توسط نرم افزار ABAQUS تحلیل و بررسی شده‌اند. با توجه به نتایج ذکر شده می‌توان چنین بیان نمود که میان قاب بنایی میزان آسیب فشاری و کششی بتن، و نیز تغییرمکان جانبی قاب بتن مسلح را افزایش می‌دهد؛ در نتیجه نادیده گرفتن آن در محاسبات منجر به نتیجه‌گیری اشتباه می‌گردد. به علاوه مشاهده می‌شود که در کلیه قاب‌ها ماکزیمم آسیب کششی و فشاری بتن در میانه تیرها، محل اتصال تیرها و ستون‌ها با یکدیگر و نیز در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها روی می‌دهد. همچنین با افزایش تعداد طبقات از یک طبقه به دو طبقه میزان آسیب کششی و فشاری در قاب بتن مسلح کاهش یافته است. این در حالی است که این آسیب‌ها با کاهش طول دهانه، افزایش ماده منفجره و نیز با تغییر محل