

## بررسی پدیده وابستگی مش در تحلیل غیر خطی اعضای بتن آرمه تحت اثر انفجار

علیرضا مرتضایی\*

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۰/۰۹/۰۳	اگرچه داده‌های آزمایشگاهی اطلاعات ارزشمندی را در خصوص رفتار اعضای بتن آرمه و پاسخ پسماند آنها ارائه می‌دهند، اما این آزمایشات چه به صورت مقیاس شده و چه در مقیاس واقعی از یک سو پرهزینه و وقت‌گیر بوده و از سوی دیگر، روندهای ارائه شده در طراحی و بررسی رفتار اعضا تحت اثر انفجار در دسترس نمی‌باشد. در حال حاضر، با استفاده از روش تحلیل اجزاء محدود غیرخطی، با یک زمان و هزینه کمتر، می‌توان پاسخ کامل اعضای بتن آرمه را تحت هرگونه شرایط بارگذاری از جمله انفجار بدست آورد. ظرفیت باربری یک عضو بتن آرمه وابسته به اندازه المان و نوع مش‌بندی گفته می‌شود هنگامی که مقادیر تخمینی وابسته به اندازه عضو باشند. در حقیقت وابستگی مقدار بار گسیختگی به اندازه المان به آزاد شدن انرژی الاستیک ذخیره شده به سبب انتشار ترک که نهایتاً منجر به گسیختگی برشی تیر بتن آرمه می‌گردد، نسبت داده می‌شود. هدف اصلی این تحقیق بررسی اثر اندازه المان در تحلیل غیرخطی اعضای بتن آرمه و دستیابی به پاسخ این سؤال می‌باشد که رفتار اعضای بتن آرمه تحت اثر انفجار آیا وابسته به اثرات ابعاد المان می‌باشد یا خیر. این هدف با مقایسه مقادیر آزمایشگاهی و نتایج مدل‌سازی عددی و پیش‌بینی شده دنبال می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که اجزاء مربعی منجر به نتایج نزدیک‌تر به واقعیت می‌شوند. بطور مثال، شبکه‌بندی مربعی با ۷ درصد خطا در مقاومت نهایی و شکل‌پذیری در قیاس با نمونه آزمایشگاهی نزدیک‌ترین پاسخها را ارائه نموده است. همچنین بررسی در مورد ابعاد بهینه شبکه بیانگر آن است که یک اندازه مشخصه ۲۵ میلیمتر برای اعضای بتن آرمه، مناسب‌ترین گزینه است.
پذیرش مقاله: ۱۳۹۳/۰۸/۱۱	
<b>واژگان کلیدی:</b> وابستگی مش، اثر اندازه المان، انفجار، تحلیل غیرخطی.	

### ۱- مقدمه

فولادگذاری شده‌اند، دارای شکل‌پذیری خوبی هستند، در حالیکه در برش، گسیختگی‌ها به شکل ترد رخ می‌دهد. بنابراین بهتر است که خمش مد کنترلی شکست باشد. تحلیل مفصل پلاستیک بر روی یک مولفه تحت بار انفجار، تمامی موقعیت‌های مستعد تشکیل مفصل پلاستیک را جهت اطمینان از حداکثر نیاز برشی ممکن در نظر می‌گیرد.

مولفه‌های ساختمانی که تحت اثر بارهای انفجار قرار دارند به گونه‌ای طراحی می‌شوند که دارای مقاومت برشی کافی باشند، به گونه‌ای که خمش مد کنترلی گسیختگی باشد. در خمش، مولفه‌های سازه‌ای بتن آرمه، که به طور مناسبی

۱. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد سمنان، سمنان، ایران

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

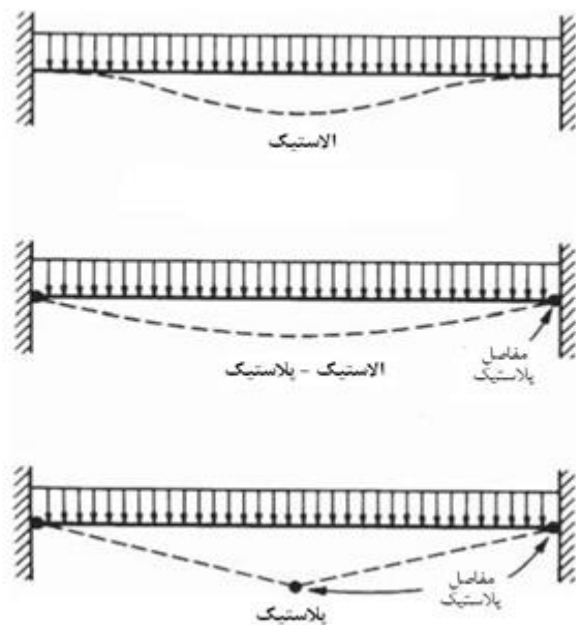
مختلف که رفتار سازه‌ها را خصوصاً سازه‌های نسبتاً پیچیده را تحت اثر بارهای انفجار تحت تاثیر قرار می‌دهند، بسیار مشکل است؛ ب) به دلیل تغییر شکل زیاد و تکه‌تکه شدن سازه مورد آزمایش، اطمینان از قابلیت اعتماد حسگرها و دستگاههای اندازه‌گیری داده‌ها مانند کرنش‌سنجها، حسگرهای تغییر مکان و غیره در طول آزمایشات انفجار مشکل است. حسگرها ممکن است در طول میلی‌ثانیه‌های اولیه این نوع آزمایشات تخریب شوند و از بین روند. بیشتر داده‌ها و نتایج آزمایشگاهی از ویدئوها و عکسهای تصویربرداری در طول آزمایشات استخراج می‌شوند و ج) تستهای آزمایشگاهی انفجار از نظر هزینه بسیار گران بوده و فقط با وسایل مخصوص و انتخابی انجام می‌شوند.

## ۲- پدیده انفجار و بارگذاری دینامیکی سازه‌ها

به طور کلی، انفجار نتیجه آزادسازی بسیار سریع حجم زیادی از انرژی در یک فضای محدود است. انفجارها را می‌توان براساس طبیعتشان به سه گروه فیزیکی، شیمیایی و هسته‌ای گروه‌بندی کرد. در انفجار فیزیکی، انرژی ممکن است در اثر گسیختگی شدید یک سیلندر با گاز فشرده یا فوران آتشفشانی یا حتی ترکیب دو مایع با دمای متفاوت آزاد شود. در انفجار هسته‌ای، انرژی در اثر شکل‌گیری هسته اتم‌های مختلف بواسطه بازتوزیع پروتون‌ها و نوترون‌ها در داخل هسته مرکزی آزاد می‌شود. در انفجار شیمیایی، اکسید شدن سریع اجزای سوخت (اتمهای کربن و هیدروژن)، منبع اصلی انرژی است.

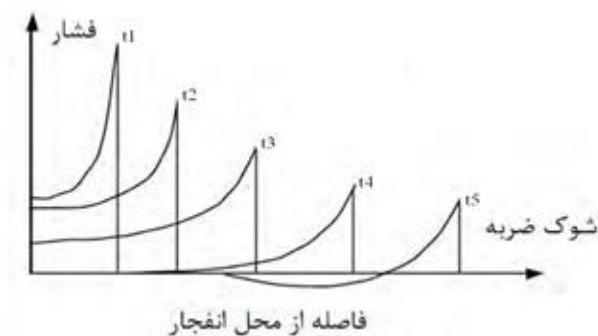
انفجارها از نظر موقعیت به دو دسته انفجار خارجی (خارج از سازه) و انفجار داخلی (داخل سازه) تقسیم می‌شوند. انفجار خارجی به سه دسته انفجار در هوا، انفجار در سطح زمین و انفجار در داخل زمین تقسیم می‌گردد. در انفجار هوایی، امواج انفجار مستقیماً به سازه برخورد کرده، نحوه انتشار امواج در هوا به صورت کروی است. اگر انفجار در سطح زمین واقع گردد، انتشار امواج ناشی از انفجار به صورت نیم‌کره است. علاوه بر انتشار امواج در هوا، انتشار امواج در زمین (مثل زمین‌لرزه) نیز رخ خواهد داد، لیکن

طراحی کامل عضو شامل تحلیل یک درجه آزادی غیرخطی بوده که هر مرحله از پاسخ را در نظر می‌گیرد. شکل ۱ تیری را نشان می‌دهد که هر سه مرحله تغییر شکل را طی می‌نماید، یعنی، الاستیک محض، ترکیبی از الاستیک و پلاستیک و پلاستیک محض. به طور متداول، در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، تغییرشکلهای غیرالاستیک بزرگ مجاز بوده و نقش بسیار مهمی در اتلاف انرژی یک مولفه دارند. به سبب عدم قطعیت بسیار زیادی که مرتبط با تعیین بارهای انفجار است، یک تحلیل یک درجه آزادی معمولاً نتایج کافی را برای طراحی نتیجه می‌دهد.



شکل ۱- مراحل پاسخ تیر

اگر چه نتایج و تستهای آزمایشگاهی با استفاده از مدل‌های مقیاس‌شده به طور کلی جهت توسعه دستورالعمل‌های طراحی برای سازه‌های تحت اثر خطرانی نظیر زلزله، باد و انجام می‌شود اما در حالت بارهای انفجار به دلایل زیر این کار کاربردی نمی‌باشد: الف) به دلیل حرارت، رطوبت و شرایط گرد و خاک هوا، حتی در شرایط محیطی آزمایشگاهی یکسان و با استفاده از همان خرج انفجاری، بسیار مشکل است که بتوان همان موج انفجاری را در محیط تولید نمود. لذا مطالعه آزمایشگاهی پارامترهای



شکل ۲- تغییرات اضافه فشار با فاصله از مرکز انفجار در زمانهای مختلف

با انبساط امواج، اضافه فشار در پیشانی موج به طور آرامی کاهش می‌یابد؛ فشار در قسمت پشت سر ثابت مانده، اما در عوض به شکل مستطیلی در می‌آید. بعد از یک زمان کوتاه، در یک فاصله خاص از مرکز انفجار، فشار پشتی پیشانی موج کوچکتر از فشار هوای اطراف شده و اصطلاحاً پاس منفی<sup>۳</sup> یا مکش ایجاد می‌شود. بخش جلویی امواج انفجار با حرکت به سمت جلو ضعیف شده و در یک فشار هوای متعارف، سرعت آن برابر سرعت صوت می‌گردد. این حالت دنباله‌دار در شکل ۲ نمایش داده شده و اضافه فشار در زمانهای مختلف گواه این مطلب است. در منحنی‌های ۱)  $t_1$  الی ۴)  $t_4$ ، فشار انفجار به کمتر از فشار جو نزول پیدا نمی‌کند. در منحنی ۵)  $t_5$ ، در بعضی از فواصل در پشت پیشانی موج، اضافه فشار منفی می‌شود. توضیح این حالت در شکل ۳ نمایش داده شده است. تغییرات زمانی یک موج انفجار در یک فاصله مشخص از مرکز انفجار در شکل ۳ نمایش داده شده است. این شکل نشان‌دهنده مدت زمان فاز مثبت و همچنین زمان پایان فاز مثبت و شروع فاز منفی است. تهدید و خطر ناشی از یک بمب هوایی توسط دو گزینه تقریباً مهم تعریف می‌شود؛ اندازه بمب یا وزن خرج انفجاری (W) و فاصله بین مرکز انفجار و هدف که به فاصله رویارویی<sup>۴</sup> معروف است (شکل ۴). در نمودار فشار- زمان،

اثر آن قابل توجه نیست. در انفجار داخل زمین، انرژی انفجار به صورت موج فشاری و برشی در زمین منتقل شده، به علت انتشار امواج در زمین، شوک‌های شدیدی را در زمین ایجاد می‌کند و می‌تواند اثرات تخریبی شدیدی بر سازه‌های زیرزمینی داشته باشد. علاوه بر بارهای ناشی از انفجار، اثر ترکش‌های ناشی از انفجار نیز بعضاً در نظر گرفته می‌شود. در این مقاله، بحث محدود به انفجار هوایی یا انفجار در سطح زمین می‌شود. لازم به یادآوری است که سازه‌های سطحی را نمی‌توان در برابر برخورد مستقیم یک بمب اتمی محافظت کرد. با این وجود، این سازه‌ها را می‌توان جهت مقابله با فشارهای ناشی از انفجار، زمانیکه دارای فاصله‌ای از محل انفجار هستند، طراحی نمود.

آزاد شدن ناگهانی انرژی، یک موج فشاری را در محیط ایجاد می‌کند که بنام موج ضربه<sup>۱</sup> نامیده می‌شود و در شکل ۲ نشان داده شده است. هنگامی که یک انفجار اتفاق می‌افتد، توسعه گازهای گرم، یک موج فشاری را در محیط اطراف ایجاد می‌نماید. هنگامی که این موج از مرکز انفجار دور می‌شود، بخش داخلی موج اکنون از ناحیه‌ای عبور می‌نماید که قبلاً تحت فشار بوده و اکنون به وسیله بخش اولیه موج گرم می‌شود. هنگامی که امواج فشاری با سرعت صوت حرکت می‌کنند، حرارت در حدود ۳۰۰۰ الی ۴۰۰۰ درجه سلسیوس بوده و فشار در حدود ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بوده که باعث می‌گردد سرعت افزایش یابد. بخش داخلی موج شروع به حرکت سریعتر نموده و به تدریج از بخش اولیه امواج پیشی می‌گیرد. بعد از یک دوره کوتاه زمانی، موج فشاری کاهشی ناگهانی پیدا می‌کند، لذا یک پیشانی موج شکلی<sup>۲</sup> را شبیه شکل ۲ تشکیل می‌دهد. حداکثر اضافه فشار در پیشانی موج اتفاق می‌افتد و بنام اضافه فشار حداکثر نامیده می‌شود. در پشت پیشانی موج، اضافه فشار سریعاً به نصف اضافه فشار حداکثر کاهش یافته و تقریباً در نواحی مرکزی انفجار ثابت می‌ماند.

<sup>۳</sup> Negative phase

<sup>۴</sup> Standoff distance

<sup>۱</sup> Shock wave

<sup>۲</sup> Shock front

سازه ضعیف شده و تحت اثر ضربات ناشی از آوار قرار می‌گیرد که ممکن است موجب خسارات بیشتر گردد.

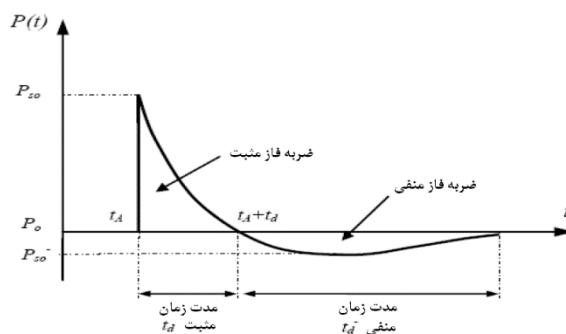
### ۳- طراحی ستون در برابر انفجار

در طراحی اعضای بتن‌آرمه در برابر انفجار، تمامی موقعیت‌های مفصل پلاستیک ممکن جهت تعیین حداکثر نیاز برشی ممکن بر روی عضو در نظر گرفته می‌شود. حداکثر نیاز برشی، تابعی از شرایط مرزی و توزیع بار است. شرایط مرزی بستگی به سناریوی خطر فرض شده و موقعیت مرکز انفجار نسبت به راستای عضو دارد. به عنوان مثال، جهت انجام بررسی‌های تحلیلی از ستون طره‌ای استفاده می‌شود، زیرا انفجار از این فرض سبب تخمین محافظه‌کارانه نیاز برشی برای یک ستون تحت بار انفجار می‌گردد. بنابراین هنگامی که یک ستون با بارگذاری یکنواخت در نظر گرفته می‌شود، شرایط مرزی ستون طره‌ای نسبت به حالت‌های تکیه‌گاه ساده و ستون‌های دو طرف گیردار، نیاز برشی بزرگتری را در پایه ستون ایجاد می‌کنند. توزیع بار انفجار بر روی یک ستون تابعی از فاصله رویارویی است. همانطوریکه در شکل ۵ نمایش داده شده، ستون‌های با فاصله رویارویی زیاد را می‌توان به کمک یک بار یکنواخت تخمین زد؛ با این وجود، ستون‌های با فاصله رویارویی کمتر بهتر است که در بیشتر حالات با بار متغیر تخمین زده شوند، زیرا هنگامی که موج انفجار از منبع انفجار دور می‌شود به پایه ستون ابتداً بار وارد خواهد شد (با این وجود فرض که مرکز انفجار نزدیک زمین است که یک فرض متداول برای سناریوهای خطری است که مواد منفجره در وسایل نقلیه جاسازی شده‌اند).

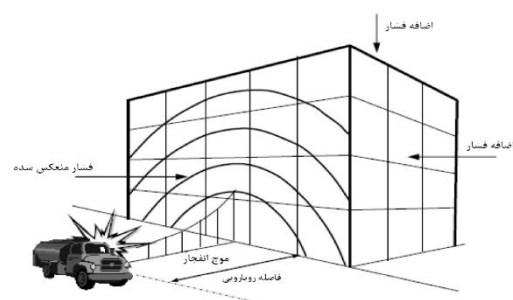
### ۴- وابستگی مش

به دلیل روندهای خسارت شدیداً غیرخطی در شبیه‌سازی بارهای انفجار بر روی اعضای بتن‌آرمه، کالیبره نمودن و ارتباط پارامترهای مدل اجزاء محدود شبیه‌سازی شده و اندازه مش با داده‌های آزمایشگاهی و مقادیر مشاهده‌شده نیاز است. برخلاف مسائل اجزاء محدود الاستیک، که اندازه مش ریزتر و گامهای زمانی کوتاه‌تر، نتایج بهتر و دقیق‌تری

دو فاز اصلی قابل مشاهده است: بخش فوقانی فشار محیطی که مدت زمان فاز مثبت ( $t_d+$ ) نامیده می‌شود، در حالیکه بخش تحتانی فشار محیطی مدت زمان فاز منفی انفجار ( $t_d-$ ) نامیده می‌شود.

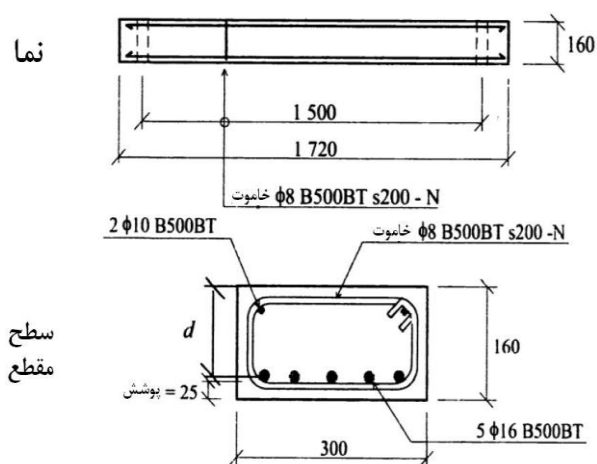


شکل ۳- تغییرات فشار دینامیکی با فاصله از مرکز انفجار در یک زمان معلوم

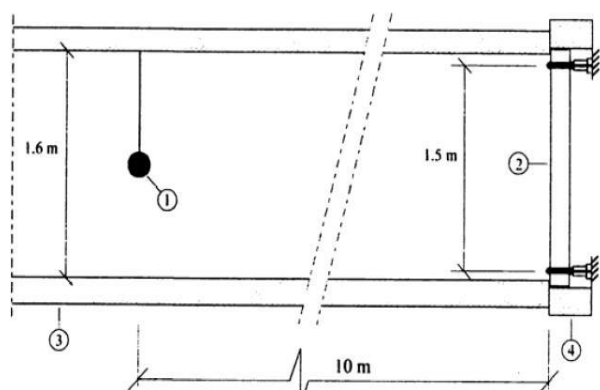


شکل ۴- بارهای انفجار وارد به ساختمان

فاز منفی دارای مدت زمان بیشتر و شدت کمتر نسبت به فاز مثبت می‌باشد. با افزایش فاصله رویارویی، مدت زمان فاز مثبت موج انفجار افزایش یافته که منجر به کاهش دامنه و افزایش مدت زمان پالس ضربه می‌گردد. مواد منفجره‌ای که در فاصله بسیار نزدیک از سازه هدف قرار گرفته‌اند، ضربه بسیار سنگین و بار فشاری بسیار زیادی را به یک ناحیه خاصی از سازه وارد می‌کنند. مواد منفجره‌ای که در فاصله دورتری از سازه قرار گرفته‌اند، توزیع فشار یکنواختی با زمان بیشتر و دامنه کمتر در روی کل سازه خواهند داشت. نهایتاً، کل سازه در امواج ضربه‌ای، که با اثرات انعکاسی و انکساری موجب بوجود آمدن نواحی کانونی با یک الگوی خاص در اطراف سازه می‌شوند فرو برده می‌شود. در طول فاز منفی،



شکل ۶- نما و سطح مقطع تیر مورد بررسی (ابعاد به میلیمتر)



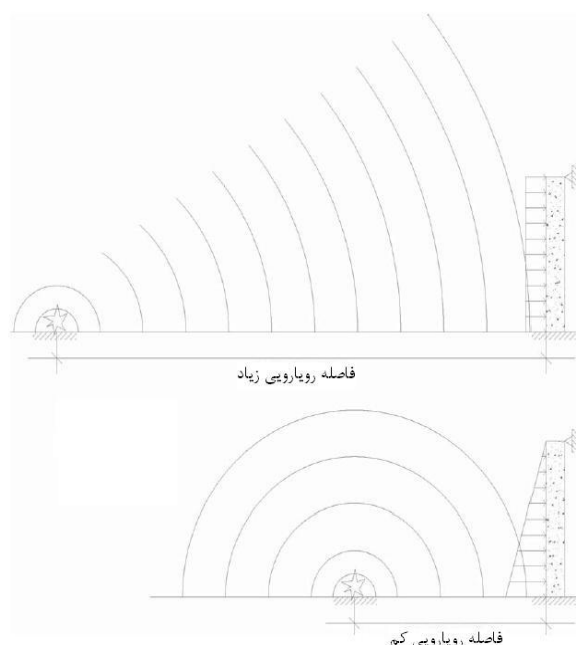
- 1) ماده منفجره  
2) تیر بتنی

- 3) لوله ضربه  
4) دستگاه آزمایش

شکل ۷- نحوه انجام آزمایش انفجار هوایی

برای تیر در شکل ۶ یک مدل تحلیلی تیر با تکیه‌گاه ساده تحت فشار گام به گام، همانطوریکه در شکل ۸ نمایش داده شده، در نظر گرفته شد. خصوصیات تیر در شکل ۸ در جدول ۳ ارائه شده است.

می‌دهد، اندازه مش در حالت مسائل غیرخطی، که در حین بارهای انفجار بوجود می‌آید، به مشخصات مواد بستگی دارد. همچنین، اندازه مش بسیار ریز نیز سبب ایجاد مشکلات پایداری می‌شود. بنابراین، کالیبره نمودن گام زمانی و اندازه مش برای مدل‌های تیر و ستون بتن‌آرمه با استفاده از نتایج انفجار آزمایشگاهی انتخاب شده بر روی یک تیر و یک ستون انجام می‌شود.



شکل ۸- توزیع بار انفجار در مقابل فاصله رویارویی

#### ۱-۴- مدل‌های آزمایشگاهی برای تنظیم ابعاد مش

در طول بررسی تاریخچه تحقیقات موجود، مشاهده گردید که آزمایشات بسیار کمی در خصوص بارهای انفجار بر روی مولفه‌های سازه‌ای در تاریخچه تحقیقات موجود است. در این تحقیق، برای تنظیم و تصحیح اندازه‌های مش عضو بتنی و کنترل گام زمان، از داده‌های تستهای آزمایشگاهی دو تیر بتن‌آرمه که توسط Hallgren و Magnusson [۱] انجام شدند استفاده گردید. شکل ۶ نما و شکل سطح مقطع تیر را نشان می‌دهد. جدول ۱ خصوصیات مقاومت و مقدار آرماتورهای دو تیر را نشان می‌دهد. نحوه انجام آزمایش در شکل ۷ نمایش داده شده است. جدول ۲ نتایج حاصل از تست‌های انفجار هوایی را ارائه می‌دهد.

جدول ۱- خصوصیات مقاومتی تیرهای مورد بررسی

نوع تیر	$f_{cc}$ (MPa)	آرماتور کششی	نسبت آرماتور	$f_{sy}$ (MPa)
B40	۴۳	۵φ۱۶ mm	۰/۳۴	۶۰۴
B100(۱۲)	۸۱	۴φ۱۲ mm	۰/۰۸۷	۵۵۵

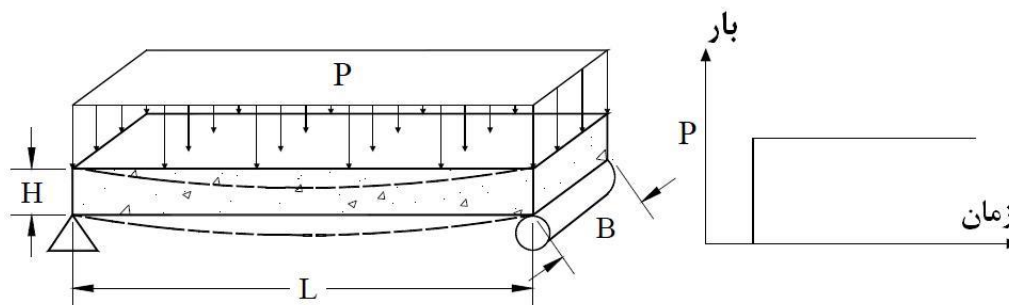
جدول ۲- نتایج حاصل از تستهای انفجار هوایی

تیر	$P_r$ (KPa)	$i$ (KPa)	$F_{tot,u}$ (KN)	$\delta_u$ (mm)	نوع شکست
B40-D4	$۸۰ \pm ۱۲۴۹$	$۶/۳۸ \pm ۰$	۳۴۸	۱۷/۵	ترد
B100(12)-D3	$۱۹۶۴ \pm ۱۵$	۹/۵۸	۳۲۴	۴۴/۶	خمشی

$P_r$  = حداکثر فشار منعکس شده (مقدار متوسط  $\pm$  پراکندگی)،  $i$  = چگالی ضربه (مقدار متوسط  $\pm$  پراکندگی)،  
 $F_{tot,u}$  = حداکثر واکنش کلی تکیه‌گاه،  $\delta_u$  = تغییرشکل نهایی در وسط دهانه.

جدول ۳- خصوصیات الاستیک تیر در شکل ۸

مقدار	موارد
۱۵۰۰ mm	طول L
۳۰۰ mm	عرض B
۱۶۰ mm	ارتفاع H
$۲,۶ \times ۱۰^۴$ MPa	ضریب ارتجاعی
$۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۳$	چگالی
۱۹۴۶	فشار



شکل ۸- تیر با تکیه‌گاههای ساده تحت بار انفجار

پاسخ آن بدست آورد. اگر این انحراف افزایش یابد، روند غیرپایدار در نظر گرفته می‌شود، در غیر این صورت پایدار است. به منظور اطمینان از پایداری عددی در شبیه‌سازی، جهت تعیین یک اندازه گام زمان با در نظر گرفتن حداقل مقدار در طول تمامی عناصر، Pandey و همکاران [۵] رابطه زیر را پیشنهاد دادند.

$$\Delta t^{n+1} = \alpha \min\{\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_N\} \quad (3)$$

که  $N$  تعداد عناصر است. به دلایل پایداری، ضریب مقیاس  $\alpha$  در معادله ۳ به طور متداول برای شبیه‌سازی انفجار معادل یک مقدار  $0/6$  است. به طور کلی، یک اندازه گام زمانی بحرانی باید معادله زیر را ارضاء نماید:

$$\Delta t_{Crit} \leq \min_e \frac{l_e}{C_e} \quad (4)$$

که  $l_e$  کوچکترین فاصله بین دو گره عضو و  $C$  سرعت موج آنی است. از نظر فیزیکی، معادله ۴ بدین معنی است که موج تنش نباید بیشتر از کوتاهترین طول یک المان در هر گام زمانی جهت اطمینان از پایداری عددی انتشار یابد. گام بحرانی زمان از سیستم‌های پایدار خطی استخراج می‌شود. در خصوص رفتار پایداری روندهای عددی در طول فرآیند ناپایداری فیزیکی اطلاعات کمی وجود دارد. فرض می‌شود که روشهای عددی که برای سیستم‌های خطی پایدار هستند برای سیستم‌های غیرخطی نیز پایدار هستند.

### ۲-۵- تاثیر اندازه گام زمان بر تولید بار موج انفجار

اندازه گام زمان که توسط معادله ۴ کنترل می‌شود ثابت نیست. اگرچه شبیه‌سازی دارای پارامترهای مناسب بوده و یک مش ملایم به سازه اختصاص داده می‌شود، اما تغییرات آن می‌تواند با مرتبه  $10^2$  انجام شود. برای سازه‌های تحت اثر بارهای شدید، مش همیشه بعد از یک مدت زمان کمی از شبیه‌سازی تغییر شکل داده که گام زمان را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش خواهد داد. گام زمانی، حداکثر فشار در عناصر هوا را تحت تاثیر قرار می‌دهد. به طور نسبی، دقت پایین تخمین موج انفجار اساساً نتیجه ناپایداری مشهای درشت جهت حل گرادیانهای سریع است. شکل ۹، انرژی داخلی شبیه‌سازی موج انفجار را نشان می‌دهد.

برای تیر در شکل ۸، تغییرشکل وسط دهانه از رابطه

$$\Delta A = \frac{5PBL^4}{384EI} = 14.45 \text{ mm}$$

طبیعی مد اول تیر با جرم توزیع شده برابر

$$w_1 = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = 667$$

و زمان تناوب طبیعی متناظر با آن  $T_n = \frac{2\pi}{w} = 9.42 \times 10^{-3} \text{ sec}$  است. از آنجایی که زمان

تناوب بارگذاری بزرگتر از  $0/5T_n$  است، حداکثر ضریب

بزرگنمایی برابر ۲ است. بنابراین حداکثر تغییرشکل

دینامیکی وسط دهانه با استفاده از معادله اوپلر-برنولی برابر

$28/90$  میلیمتر است [۲]. اگر تغییرشکل برشی و اینرسی

دورانی با استفاده از معادله تیموشنکو در نظر گرفته شود،

فرکانس طبیعی مد اول برابر  $T_n = 9.58 \times 10^{-3} \text{ sec}$  است

که  $1/7$  درصد بزرگتر از معادله اوپلر-برنولی است. سپس

تغییرشکل با منظور نمودن کرنش برشی برابر

$$\Delta = \frac{5PBL^4}{384EI} (1 + 3 \frac{h^2}{L^2}) = 14.94 \text{ mm}$$

### ۵- تاثیر اندازه گام زمانی

#### ۱-۵- پایداری عددی

Belytschko و همکاران [۴] پایداری عددی را در طول

شبیه‌سازی‌های اجزاء محدود تعریف نموده‌اند. در صورتیکه

روندی مانند معادلات حرکت که در آنها یک معادله با

افزایش تدریجی حاکم است در نظر گرفته شود، راه‌حل برای

شرایط اولیه  $d_A(0) = d_A'$  توسط  $d_A(t)$  نمایش داده می‌شود.

در صورتی که راه‌حلهایی برای شرایط اولیه  $d_B(0) = d_B'$  که

$d_B'$  انحرافات کوچکی از  $d_A'$  هستند در نظر گرفته شوند،

این بدین معنی است که در برخی حالات  $d_B'$  به  $d_A'$

نزدیک است.

$$\|d_A^0 - d_B^0\|_{\mathcal{E}_2} \leq \varepsilon \quad (1)$$

اگر برای تمامی شرایطی که معادله (۱) را ارضاء می‌نمایند،

راه‌حل‌ها معادله زیر را ارضاء نمایند این راه حل پایدار است.

$$\|d_A(t) - d_B(t)\|_{\mathcal{E}_2} \leq C\varepsilon \quad (2)$$

بر طبق تعریف فوق، پایداری عددی را می‌توان با کاربرد یک

انحراف برای یک روند تعیین کرد و آنگاه یک معادله برای

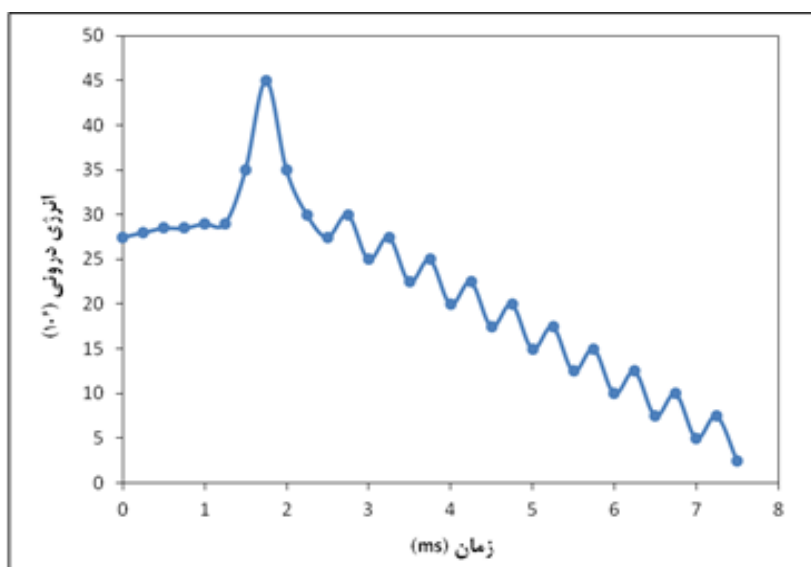
کاهش نمایی فشار با زمان به شکل زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$P_s(t) = P_{so} \times \left[ 1 - \frac{t-t_a}{t_0} \right] \times e^{\left[ \frac{-(t-t_a)}{\alpha} \right]} \quad (5)$$

که  $P_s(t)$ ، فشار در زمان  $t$ ،  $P_{so}$ ، حداکثر فشار انفجار،  $t_0$ ، مدت زمان فاز مثبت،  $t_a$  زمان ورود و  $\alpha$  نسبت کاهش است. معادله ۵ نشان می‌دهد که فشار موج انفجار با زمان به طور نمایی تغییر می‌کند. آزمایشات همچنین نشان می‌دهد که فشار موج انفجار هوایی به طور نمایی با فاصله کاهش می‌یابد [۶]. کاهش نمایی دارای افت و خیزهای بسیار شدیدی است. لازم است که افت و خیزهای نمایی به طور

کامل در حالت‌هایی مانند شبیه‌سازی مسائل نفوذ با استفاده از مش‌های بسیار ریز ثبت و محاسبه گردد، زیرا مرتبه خطای انتگرالگیری زمانی برابر  $O(t^2)$  است. با این وجود، در صورتیکه بررسی صحت داده‌ها دارای چنان دقت بالایی نباشند، یک مش ریز با دقت بسیار بالا در شبیه‌سازی سازه‌ها تحت اثر بارهای انفجار نیاز نیست.

به منظور بررسی اثرات گام زمان بر تخمین‌های بار انفجار، جدول ۴ نتایج حاصل از گام‌های زمانی متعدد مورد استفاده را ارائه می‌دهد. از جدول ۴ مشاهده می‌شود که در مقایسه با یک گام زمانی  $5 \times 10^{-9}$ ، حداکثر خطای ایجاد شده در تخمین انفجار هوایی به دلیل یک گام زمانی  $2 \times 10^{-6}$  فقط در حدود ۲/۵۹ درصد است.



شکل ۹- انرژی داخلی شبیه‌سازی موج انفجار

جدول ۴- تاثیر گام زمان بر تخمین بار انفجار هوایی

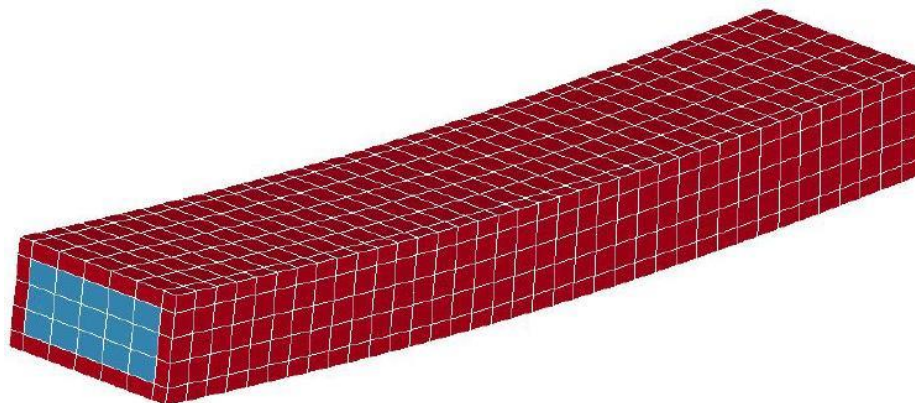
تفاوت درصد	حداکثر فشار	اندازه گام زمان (s)
۰/۰۰	۱۳۵۴/۱۳	۲.۰۰E-600
-۰/۲۳	۱۳۵۰/۹۶	۱.۰۰E-7
-۰/۲۳	۱۳۵۱/۰۳	۵.۰۰E-8
-۰/۱۵	۱۳۵۲/۰۶	۴.۰۰E-8
۱/۳۵	۱۳۷۲/۴۷	۲.۰۰E-8
۲/۰۰	۱۳۸۱/۱۶	۱.۰۰E-8
۲/۵۹	۱۳۸۹/۱۵	۵.۰۰E-9



افزایش یافته و فشار تماسی نسبت عکس با اندازه گام زمان دارد. در شبیه‌سازی، ضریب PFAC به منظور حصول حداکثر فشار تماسی مشابه برای یک مقدار از اندازه گام زمانی استفاده می‌شود. جدول ۶ ضریب PFAC و ضرایب گام زمانی را به گونه‌ای نشان می‌دهد که حداکثر فشار تماسی در حدود  $1958 \text{ kN/m}^2$  باقی بماند.

### ۳-۵- تاثیرات اندازه گام زمان بر سازه الاستیک

به منظور بررسی تاثیرات گام زمان بر سازه‌های الاستیک، یک مدل تیر الاستیک تحت بارهای انفجار در نظر گرفته می‌شود. شکل ۱۰ مدل اجزاء محدود تیر را نشان می‌دهد. جدول ۵ حداکثر فشار تماسی را در شبیه‌سازی‌های با گام زمانی مختلف نشان می‌دهد. از جدول ۵ مشاهده می‌شود که حداکثر فشار تماسی با کاهش در اندازه گام زمانی



شکل ۱۰- مدل اجزاء محدود تیر الاستیک

جدول ۵- تغییر در فشار تماسی با گام زمان برای یک تیر الاستیک تحت بارهای انفجار

حالت	اندازه گام زمان (ثانیه)	ضریب PFAC	حداکثر فشار تماسی ( $\text{kN/m}^2$ )
۱	$1.00 \times 10^{-6}$	$2.06 \times 10^{-3}$	۲۲۶۲/۸۶
۲	$5.00 \times 10^{-7}$	$2.06 \times 10^{-3}$	۵۴۶۴/۷۸
۳	$5.00 \times 10^{-8}$	$2.06 \times 10^{-3}$	۵۳۰۲۷/۵۸
۴	$5.00 \times 10^{-9}$	$2.06 \times 10^{-3}$	۱۷۷۷۴۶/۸۴

جدول ۶- تغییر در ضریب PFAC با گام زمان برای یک تیر الاستیک تحت بارهای انفجار

حالت	اندازه گام زمان (ثانیه)	ضریب PFAC	حداکثر فشار تمامی ( $\text{kN/m}^2$ )
۱	$1.00 \times 10^{-6}$	$1.69 \times 10^{-3}$	۱۹۵۲/۶
۲	$5.00 \times 10^{-7}$	$1.06 \times 10^{-4}$	۱۹۶۰/۸۷
۳	$5.00 \times 10^{-8}$	$1.06 \times 10^{-6}$	۱۹۶۰/۸۷
۴	$5.00 \times 10^{-9}$	$1.16 \times 10^{-8}$	۱۹۵۳/۲۸

همچنین، زمان تناوب طبیعی تئوری، با استفاده از معادله

$$w_1 = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

و

$$T_n = \frac{2\pi}{w}$$

محاسبه نمود. ستون سوم جدول ۸ تفاوت بین

زمانهای تناوب طبیعی محاسبه شده توسط معادله اوپلر-

برنولی و مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد. به طور مشابه،

ستون آخر جدول ۸ تفاوت بین تغییرمکانهای وسط دهانه

توسط معادله اوپلر- برنولی و مدل اجزاء محدود را نشان

می‌دهد.

از ردیفهای ۱ الی ۴ جدول ۸ مشاهده می‌شود که تفاوت در

تغییرمکانهای وسط دهانه با کاهش اندازه مش از حالت ۱

الی ۴ کاهش می‌یابد. در حقیقت، تفاوت تقریباً با کاهش

اندازه مش از ۷/۵ به ۴ سانتیمتر تقریباً به میزان ۳/۲۱

درصد کاهش می‌یابد. معادله اوپلر- برنولی بر اساس این

فرض است که مقاطع مسطح پس از خمش به صورت

صفحه باقی می‌مانند. در حالت ۵ جدول ۸، عناصر حجمی

برای ساخت مدل اجزاء محدود تیر استفاده می‌شود و فرض

مقطع مسطح در تحلیل اجزاء محدود نیاز نیست. با کاهش

عمق تیر، مدل اجزاء محدود فرض مقطع مسطح را با تشابه

بیشتری دنبال می‌کند.

از جدول ۸ مشاهده می‌شود که تفاوت بین زمانهای تناوب

طبیعی محاسبه شده از معادله اوپلر- برنولی و مدل اجزاء

محدود از ۹/۳۶ درصد دو حالت ۲ به ۴/۴۸ درصد در حالت

۵ به دلیل کاهش عمق تیر در حالت ۵ کاهش می‌یابد.

همچنین تفاوت بین تغییرمکانهای وسط دهانه از ۱۰/۷۵

درصد در حالت ۲ به ۶/۲۸ درصد در حالت ۵ کاهش

می‌یابد. تحت اثر بار بزرگ، تغییرشکل بزرگ رخ می‌دهد.

هنگامی که یک بار کوچک اعمال می‌گردد، حالت ۷ نشان

می‌دهد که غیرخطی هندسی سبب ۰/۵ درصد خطا در

شبیه‌سازی تیر می‌گردد. در صورتیکه از معادله تیموشنکو

برای حل تئوری استفاده شود، بر اساس آنچه که در حالت

۸ انجام شد، نتایج تحلیل اجزاء محدود از مقادیر تئوریک

فقط به میزان ۲/۹۸ درصد خطا دارد. لذا می‌توان نتیجه

#### ۴-۵- تاثیر اندازه گام زمان بر سازه‌های غیرخطی

هنگامی که بار انفجار جهت انتقال ماده بتن به محدوده

غیرخطی به اندازه کافی بزرگ است، مکانیزم تماس

متفاوت است. زیرا ضریب ارتجاعی ماده سازه برابر و یا فقط

کمی بزرگتر از صفر است که اندرکنش بین هوا و سازه را

بیشتر شبیه به اندرکنش بین دو ماده مایع می‌نماید. در این

حالت، فشار تماسی، تقریباً نسبت به دو ضریب جبران و گام

زمان غیر حساس است. این موضوع را می‌توان با شبیه‌سازی

تیر B۱۰۰ در جدول ۲ بیان نمود. حالت‌های A و B در نظر

گرفته می‌شود که هر یک دارای ضریب جبران یکسان<sup>۶</sup>

۲،۰۶×۱۰<sup>-۸</sup> و گامهای زمانی ۴×۱۰<sup>-۸</sup> و ۵×۱۰<sup>-۸</sup> ثانیه به

ترتیب هستند. نتایج نشان می‌دهند که فشارهای تماسی

پیش‌بینی شده در دو حالت تقریباً مشابه مقادیر جدول ۶

برای مدل تیر الاستیک هستند. همچنین نتایج نشان

می‌دهند که فشار تماسی در حالت A که گام زمانی

کوچکتری استفاده شده سریعتر کاهش می‌یابد. به منظور

اطمینان از اینکه فشار تماسی در هر گام زمانی تغییر

نخواهد یافت، نیاز به کنترل اندازه گام زمانی می‌باشد. یک

گام زمانی بسیار کوچک سبب کاهش سریعتر فشار موج

انفجار به دلیل تاثیر گامهای زمانی کوچک بر حل‌کننده‌ها

می‌گردد.

#### ۶- تاثیر اندازه مش

##### ۶-۱- تاثیر اندازه مش بر شبیه‌سازی پاسخ الاستیک

به منظور بررسی اثرات مش بر پاسخ الاستیک تیرهای

بتن‌آرمه، چهار مدل اجزاء محدود تیر با اندازه‌های مختلف

مش، همانطوریکه در شکل ۱۱ نمایش داده شده، در نظر

گرفته می‌شود.

خصوصیات مدل تیر در جداول ۱ و ۳ و شکل ۶ نمایش

داده شده است. به منظور شبیه‌سازی ابعاد مختلف ۴ مدل

تیر در شکل ۱۱، ۸ حالت تحلیل، که در جدول ۷ ارائه شده،

در نظر گرفته می‌شود. برای مدل‌های تیر در شکل ۱۱،

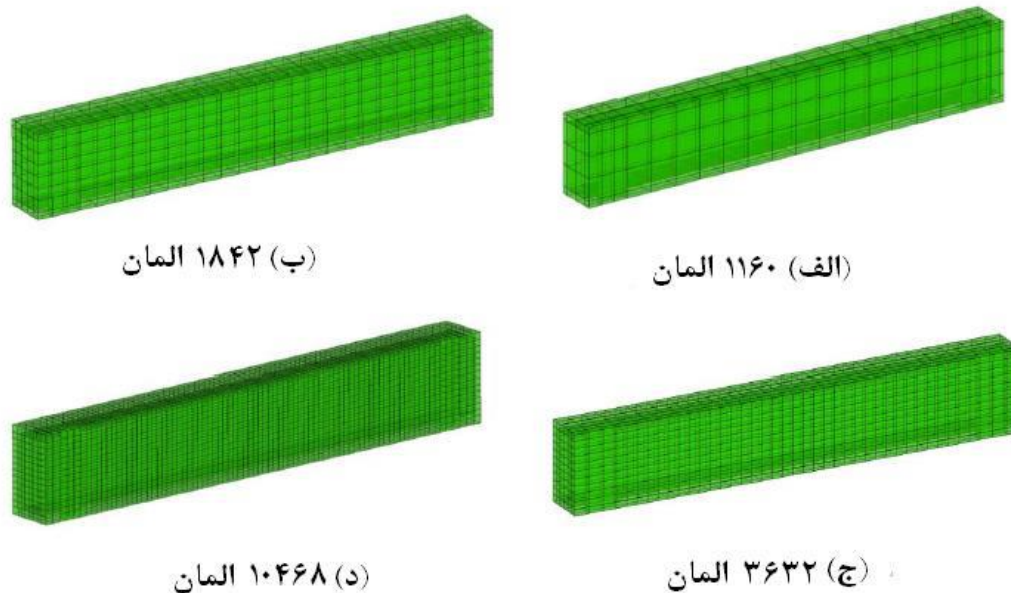
تغییرمکان تئوری در وسط دهانه را می‌توان با استفاده از

$$\Delta A = \frac{5PBL^4}{384EI}$$

معادله اوپلر-برنولی محاسبه نمود یعنی

آنها در جدول ۹ خلاصه می‌شود. خطا را می‌توان تا ۳ درصد با استفاده از پارامترهای مناسب در شبیه‌سازی سازه کنترل نمود.

گرفت که تحلیل سازه توسط نرم‌افزار ANSYS قابل اطمینان است. بر اساس تحلیل‌های پیشین، ضرایبی که نتایج شبیه‌سازی را تحت تاثیر قرار می‌دهند و میزان تاثیر



شکل ۱۱- مدل‌های اجزاء محدود تیر با اندازه‌های مختلف مش

جدول ۷- حالت‌های تحلیل برای تاثیرات اندازه مش بر پاسخ الاستیک تیر

حالت	توصیف	نوع تحلیل
۱	اندازه مش ۷/۵ سانتیمتر است	تاثیر اندازه مش
۲	اندازه مش ۴ سانتیمتر است	تاثیر اندازه مش
۳	اندازه مش ۲/۷۲ سانتیمتر است	تاثیر اندازه مش
۴	اندازه مش ۱/۶۶ سانتیمتر است	تاثیر اندازه مش
۵	یک تیر پهن‌تر و کم عمق‌تر با مقدار EI مشابه حالات ۱ الی ۴	فرض مقطع افقی
۶	گره‌های تکیه‌گاهی بجای حالت مفصلی گیردار هستند	شرط مرزی
۷	بار فشاری ۴/۸ پاسکال است	تاثیر تغییرشکل‌های بزرگ
۸	اندازه مش ۱/۶۶ سانتیمتر، تکیه‌گاه ساده (از راه حل تیموشکنو جهت بررسی و تایید استفاده می‌شود)	تفاوت بین تئوری اویلر و تیموشکنو

جدول ۸- تحلیل پارامتری برای شبیه‌سازی تیر الاستیک

حالت	نوع تحلیل	اندازه المان (cm)	زمان تفاوت طبیعی (ms)	تفاوت در زمانهای تناوب (%)	تغییر شکل وسط دهانه (cm)	تفاوت در تغییر شکل (%)
۱	تاثیر اندازه مش	۷/۵	۱۰/۴۶	۱۱/۰۸	۳/۳	۱۳/۹۶
۲	تاثیر اندازه مش	۴	۱۰/۳۰	۹/۳۶	۳/۲	۱۰/۷۵
۳	تاثیر اندازه مش	۲/۷۲	۱۰/۲۴	۸/۷۱	۳/۱۶	۹/۳۰
۴	تاثیر اندازه مش	۱/۶۶	۱۰/۱۵	۷/۷۵	۳/۱۳	۸/۴۶
۵	فرض مقطع افقی	۴	۱۵/۵۰	۴/۴۸	۱۲	۶/۲۸
۶	شرط مرزی	۴	۱۰/۰۹	۷/۱۳	۳/۱۵	۸/۹۶
۷	تاثیر تغییر شکل‌های بزرگ	۴	۱۰/۲۰	۹/۱۱	-	-
۸	تفاوت بین تئوری اوپلر و تیموشنکو	۱/۶۶	۱۰/۰۰	۴/۳۴	۳/۰۸	۲/۹۸

جدول ۹- درصد تفاوت ممکن حاصل از ضرایب متفاوت

مورد	میزان تفاوت
فرض اوپلر - برنولی	۴ درصد
شرایط مرزی	۴ درصد
اندازه المان	۳ درصد
تغییر شکل بزرگ	۰/۵ درصد

انرژی است. بنابراین، مدل‌های با نرم‌شدگی کرنش و بدون وابستگی نرخ کرنش نمی‌توانند شکست را ارائه دهند. Hillerborg و همکاران [۸] راه‌حلی را برای این مشکلات ارائه دادند که توسط آن اتلاف انرژی در شکست به انرژی تلف‌شده در المان که دارای ناپایداری می‌باشد ارتباط داده می‌شود. در این راه، معادلات اصلی به اندازه المان بستگی دارند.

در مدل اصلی برای یک ماده همگن، مدل‌های مواد برای بتن و فولاد به طور مجزا تایید شده‌اند و تاکنون هیچ ناپایداری از خود نشان نداده‌اند. با وجود این، اگر بتن و فولاد در یک مولفه مانند عضو بتن آرمه با هم مدل شوند، مسئله لغزش پیوستگی از خود ناپایداری نشان می‌دهد. این مسئله به دلیل اعضای مدل شده با مدل عددی، مستقل از کرنش حاوی نرم‌شدگی کرنش اتفاق می‌افتد. مدلسازی عددی مسئله لغزش- پیوستگی در بتن مسلح توسط محققین زیادی مورد بررسی قرار گرفته است. Baker و Chen [۹] تاثیر لغزش- پیوستگی را بررسی نموده‌اند و نشان داده‌اند هنگامی که لغزش- پیوستگی در مدلسازی در نظر گرفته نمی‌شود، خسارت نزدیک آرماتور پخش می‌شود و هنگامی که لغزش- پیوستگی در نظر گرفته می‌شود، خسارت به صورت محلی وارد می‌شود.

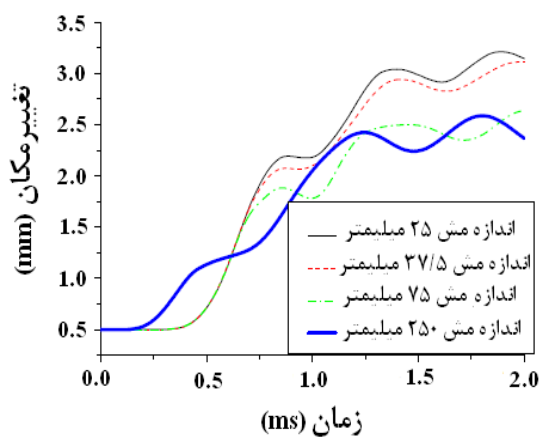
## ۲-۶- تاثیرات اندازه مش بر شبیه‌سازی پاسخ

### غیرالاستیک

در شبیه‌سازی سازه‌ها با خصوصیات مواد غیرخطی، محاسبات معمولاً ناپایدار شده و نتایج با اندازه مش همگرا نمی‌شوند. این نوع از مشکلات در تحلیلهای محاسباتی برای مدل‌های ناپایدار مواد بوجود می‌آید. یک راه‌حل شکل بسته برای یک مدل ماده مستقل از نرخ بارگذاری با نرم‌شدگی کرنش در یک جهت برای بیان این مشکلات توسط Bazant و Belytschko [۷] ارائه شد. آنها بیان نمودند که کرنش مواد مستقل از نرخ بارگذاری افزایش یافته و هنگامی که ماده به یک حالت ناپایداری می‌رسد به مقداری بینهایت در یک منطقه میل می‌کند. آنها همچنین نشان دادند که در برخی حالات، اتلاف انرژی از بین می‌رود، اگرچه شکست ماده همیشه درگیر اتلاف قابل ملاحظه‌ای



شکل ۱۲- مدل ستون بتن مسلح جهت مطالعه تاثیر اندازه‌های مش



شکل ۱۳- تاریخچه زمانی‌های تغییر مکان فوقانی ستون

از جدول ۱۰ مشاهده می‌شود که تغییر شکل وسط دهانه تیر در مرحله گسیختگی با کاهش اندازه مش کاهش می‌یابد. مقایسه مقدار آزمایشگاهی تغییر شکل حالت گسیختگی در جدول ۲ با مقادیر جدول ۱۰ نشان می‌دهد که مقدار آزمایشگاهی ۴۴/۶ میلیمتر انطباق خوبی با حالت C در جدول ۱۰ دارد. از اینرو، اندازه مش ۲۷ میلیمتر را می‌توان جهت مدلسازی مولفه‌های بتن مسلح تحت اثر بار

با این وجود، تمامی روش‌های موجود که در بالا توصیف شد، در شبیه‌سازی بارهای انفجار بر روی اعضای بتن مسلح با مشکل مواجه می‌شوند. زیرا به دلیل فرسایش و ساییدگی عضو که سبب حذف و از بین رفتن عناصر تغییر شکل یافته می‌گردد، اندرکنش شدیداً غیرخطی بین آرماتورهای فولادی و بتن که ناشی از فرسایش است، اتفاق می‌افتد. به منظور بررسی تاثیرات اندازه مش بر پاسخ اعضای بتن آرمه تحت اثر بارهای انفجار، همان‌طور که در شکل ۱۲ نمایش داده شده، ستونی بتن آرمه با شرایط مرزی انتها گیردار در نظر گرفته می‌شود. مقطع ستون ۹۰×۹۰ cm و ارتفاع آن ۴۸۰ سانتیمتر است. به منظور بررسی اثرات بارهای انفجار بر مدل‌های سازه‌ای، مدل‌های اجزاء محدود ستون با اندازه‌های مش ۲۵ mm، ۳۷/۵ mm و ۷۵ mm و ۲۵۰ mm توسعه داده شدند. شکل ۱۳، تاریخچه زمانی‌های تغییر مکان فوقانی ستون را برای ۴ مدل ارائه می‌دهد. در شکل ۱۳، تمام مدل‌ها تا زمان  $t < 0.5$  msec اساساً به صورت الاستیک رفتار می‌نمایند و بعد از زمان  $t > 0.5$  msec به صورت غیرالاستیک رفتار می‌نمایند. مشاهده می‌شود که پاسخ ستونها با اندازه مش کمتر از ۷۵ mm به طور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از پاسخ با اندازه مش ۲۵۰ میلیمتر در ناحیه الاستیک (یعنی  $t < 0.5$  msec) است. با این وجود، در ناحیه غیرالاستیک خصوصاً بعد از زمان  $t > 0.5$  msec تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین پاسخ ستونها با اندازه مش ۲۵ mm و ۳۷/۵ mm وجود دارد. به طور کلی، اندازه مش ۲۵ mm برای سازه‌های الاستیک مناسب است و یک مش کمتر از ۳۷/۵ mm برای سازه‌های غیرالاستیک مناسب است.

به طور ایده‌آل، اندازه مش مناسب برای اعضای بتن مسلح بر اساس تست‌های انفجار که روی اعضای با جزئیات مشابه صورت می‌گیرد، بدست می‌آید. به منظور بررسی تاثیرات اندازه مش، چهار مدل اجزاء محدود تیر B100 در بخش قبل با اندازه‌های مختلف المان توسعه داده شدند. جدول ۱۰ نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی این چهار مدل را ارائه می‌دهد.

به رفتار ترد دارد. نتایج شبیه‌سازی‌های عددی در جدول ۱۱ نمایش داده می‌شوند. از جدول ۱۱ مشاهده می‌شود، اگرچه تغییرشکل برای حالت ۳ با اندازه مش ۲۸ میلیمتر نزدیکترین مقدار به مقدار آزمایشگاهی ۱۷/۵ میلیمتر است، اما تغییرشکل‌های وسط دهانه تیرها با اندازه مشهای مختلف در زمان گسیختگی تقریباً در محدوده نزدیکی نسبت به یکدیگر قرار دارند. با این وجود، اگر تغییرشکلی که در آن تیر تمام مقطع خود را از دست می‌دهد به عنوان تغییرشکل نهایی تعریف شود، به دلیل لغزش- پیوستگی شدیداً غیرخطی بین سطح تماس فولاد و بتن و همچنین شکست در بتن، مدل تیر با یک اندازه مش بزرگتر از ۵۰ میلیمتر دارای بیشترین تغییرشکل است.

انفجار مورد استفاده قرار داد. همچنین از جدول ۱۰ مشاهده می‌شود که نیروهای تکیه‌گاهی در ستون ۴ جدول ۱۰ تغییرات بسیار کمی با اندازه مش دارند، در حالیکه تغییرشکل زمان گسیختگی در حدود ۴۰۰ درصد دارای تغییرات است. این بدین معنی است که محاسبات بارهای منتقل شده از تیر به تکیه‌گاهها پایدار است. بنابراین، اگر یک تیر با تکیه‌گاههای ساده تحت اثر انفجار تصادفی تحلیل شود، اگرچه شبیه‌سازی اثرات شایسته‌ها قابل اعتماد نیست، اما پاسخ ستونها را می‌توان به طور دقیق پیش‌بینی نمود. مشابه تیر B<sup>۱۰۰</sup>، سه مدل اجزاء محدود تیر B<sup>۴۰</sup> با اندازه‌های مختلف المان ساخته شده‌اند. در مقایسه با تیر B<sup>۱۰۰</sup> که کم‌فولاد می‌باشد، تیر B<sup>۴۰</sup> پرفولاد بوده و تمایل

جدول ۱۰- تاثیر اندازه‌های مش

حالت	طول اندازه مش (mm)	تغییر شکل در زمان گسیختگی (mm)	واکنش (kN)	ضریب جبران	فشار قطعه (kN/m <sup>۲</sup> )
A	۶۱/۵	۱۲۱/۱۶	۱۱۱۷/۱۳	۰/۰۲۹۴	۱۹۴۵/۸
B	۴۱	۵۱/۶	۱۰۲۴/۵۷	۰/۰۰۵۲	۱۹/۰۱
C	۲۷	۴۳/۹	۱۰۹۶/۱۸	۲/۰۶× <sup>-۱۰</sup>	۱۹۵۲/۰۱
D	۲۰	۲۷/۷۵	۹۴۲/۸۱	۴/۱× <sup>-۱۰</sup>	۱۹۴۷/۸۷

جدول ۱۱- تاثیر اندازه مش برای تیر B<sup>۴۰</sup>

حالت	اندازه المان (mm)	تعداد المان	تغییر شکل در زمان گسیختگی	تغییر شکل نهایی (mm)
حالت (۱)	۵۰	۲۵۷۸	۱۶/۹	۵۴/۶۱
حالت (۲)	۴۰	۴۴۷۱	۱۵/۷۵	۲۳/۳۷
حالت (۳)	۲۸	۵۷۴۵	۱۷/۱۸	۲۰/۴۷

## ۷- شبیه‌سازی اثرات بار انفجار بر تیرها

با استفاده از اندازه‌های مش تعریف‌شده برای رفتار غیرالاستیک تیر، شبیه‌سازی کامل بار انفجار بر روی تیرهای بتن‌آرمه توصیف‌شده در بخش قبل با کمک نرم‌افزار ANSYS انجام می‌شود. مدل تیر شامل ۲۶۳۲ المان حجمی هر یک با اندازه مش تقریباً ۲۵ میلی‌متر است. مدت زمان شبیه‌سازی کمتر از ۱۰ میلی‌ثانیه و فشار انفجار بسیار بالاست. بار ثقلی در شبیه‌سازی صرف‌نظر می‌شود. بتن هسته و پوشش بتن در تیر با دو خصوصیات ماده متفاوت مدل می‌شوند به گونه‌ای که یکی از مواد قادر به شبیه‌سازی اثرات محصورشدگی ناشی از تنگ‌ها است. آرماتورهای فولادی به کمک المان  $Link^8$  مدل می‌شوند. محققین زیادی منحنی تنش- کرنش بتن مسلح در نرخهای کرنش بسیار بالا را بررسی نموده‌اند و به طور آزمایشگاهی نشان داده‌اند که مقادیر کرنش نهایی تقریباً ثابت است [۱۰، ۱۱ و ۱۲]. جدول ۱۲، مقادیر کرنش نهایی مورد استفاده در شبیه‌سازی تیرها را نشان می‌دهد. به منظور جلوگیری از تمرکز تنش محلی، به اجزاء موجود در تکیه‌گاهها، ظرفیت کرنش نهایی بزرگتری اختصاص داده می‌شود. مدل اجزاء محدود تیرها در نرم‌افزار ANSYS در شکل ۱۴ نمایش داده می‌شود.

### ۷-۱- گسیختگی شکل‌پذیر

شکل ۱۵، شبیه‌سازی تیر  $B100$  تحت اثر بارهای انفجار در لحظات زمانی مختلف را نشان می‌دهد. شکل ۱۵-الف، قله‌کن شدن بتن تیر در زمان  $t = 2,4$  ms را نشان می‌دهد. در زمان  $t = 3,75$  ms، بتن کششی در ناحیه گشتاور حداکثر ترک می‌خورد. گسیختگی در تیر با تسلیم فولاد آغاز شده در حالیکه کرنشها در بتن نسبتاً پایین هستند و ترکها به سمت ناحیه فشاری در حال پیشروی هستند. در زمان  $t = 5,1$  ms، آرماتورهای طولی گسیخته می‌شوند. در پایان در زمان  $t = 5,2$  ms، به دنبال گسیختگی آرماتور، بتن در ناحیه فشاری کاملاً خرد شده و منجر به گسیختگی کامل تیر می‌شود.

مرحله نهایی گسیختگی، یعنی خردشدگی بتن به دنبال

گسیختگی آرماتورها، مشابه آن چیزی است که در طول آزمایشات توسط Magnusson و Hallgren [۱] مشاهده شد. همانطوریکه در شکل ۱۵-ج نمایش داده شده، شبیه‌سازی زمان گسیختگی لحظه‌ای در نظر گرفته می‌شود که گسیختگی آرماتورهای طولی اتفاق می‌افتد. تیر  $B100$  در شکل ۱۵، به دلیل طراحی کم فولاد خود، گسیختگی شکل‌پذیر از خود نشان می‌دهد.

### ۷-۲- گسیختگی ترد تیر

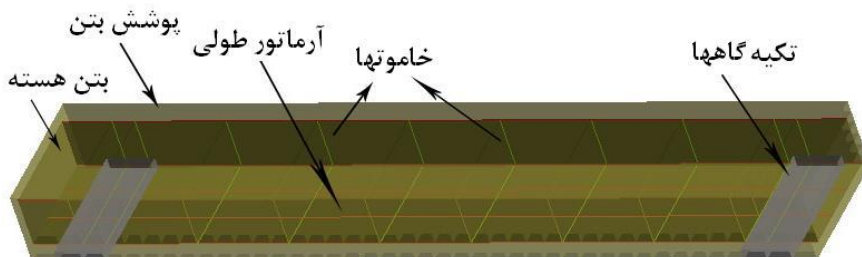
شکل ۱۶، شبیه‌سازی تیر پرفولاد  $B40$  را تحت اثر بارهای انفجار نشان می‌دهد. در این تیر، گسیختگی با خردشدگی بتن آغاز شده که بدنبال آن یک گسیختگی ناگهانی در ناحیه فشاری رخ داده در حالیکه تنش در ناحیه نسبتاً بزرگی از آرماتورها به نقطه تسلیم خود نرسیده است. با استفاده از پارامترهای مش‌بندی اجزاء محدود تیر  $B100$ ، تغییرشکل تخمین زده شده توسط مدل اجزاء محدود در نرم‌افزار ANSYS انطباق خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد. جدول ۱۳، برخی از نتایج شبیه‌سازی تیر  $B40$  را نشان می‌دهد.

مشاهده می‌شود که شناسایی زمان گسیختگی و تغییرشکل متناظر با آن در طول بارگذاری انفجار در تیر پرفولاد، که مدل گسیختگی آن اساساً گسیختگی ترد است، مشکل می‌باشد. به عنوان مثال، خردشدگی بتن در ناحیه فشاری در زمان  $t = 4,2$  ms با تغییرشکل  $13/98$  mm آغاز می‌شود. با این وجود، روند گسیختگی تا زمان  $8/52$  میلی‌ثانیه با تغییرشکل  $48/75$  میلی‌متر ادامه می‌یابد. به منظور شناسایی لحظه گسیختگی، همانطوریکه در شکل ۱۷ نمایش داده شده، تاریخچه زمانی انرژی جنبشی تیر نمایش داده می‌شود. از شکل ۱۷ مشاهده می‌شود که انرژی جنبشی سیستم دارای یک جهش بوده و در لحظه زمانی  $t = 4,58$  ms به حداکثر مقدار خود می‌رسد. بنابراین، لحظه زمانی  $4/58$  میلی‌ثانیه را می‌توان لحظه گسیختگی ترد تیر  $B40$  در نظر گرفت.

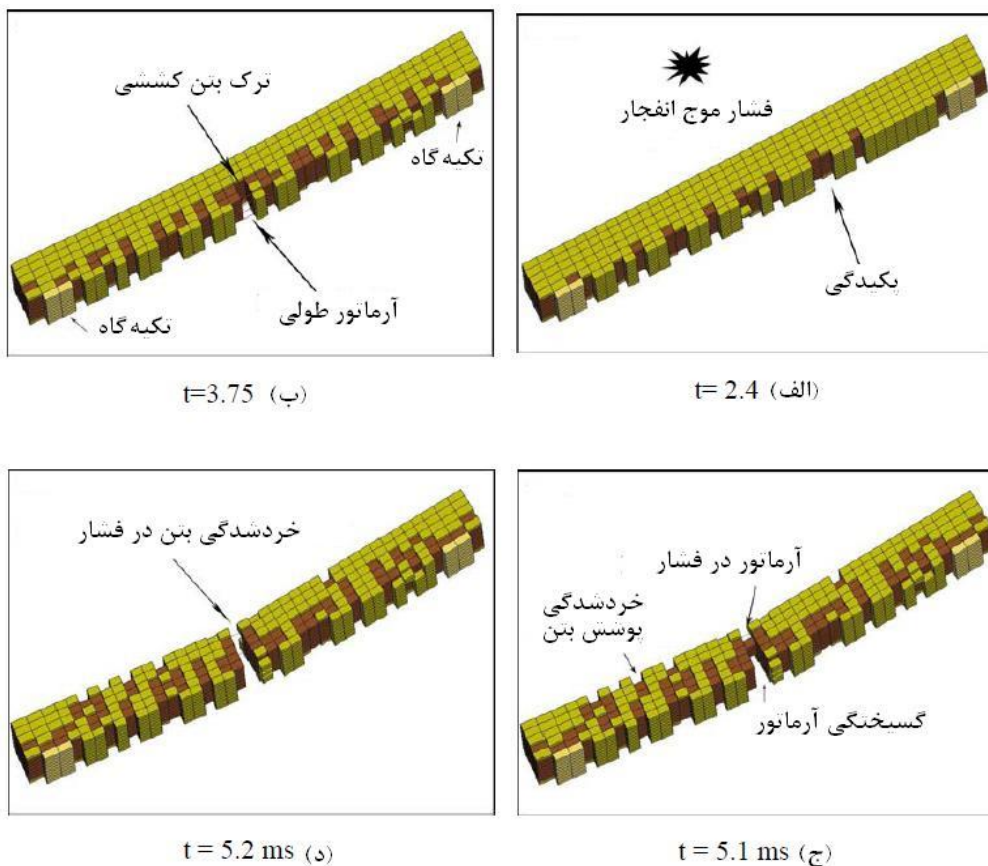


جدول ۱۲- کرنش نهایی در شبیه سازی

کرنش گسیختگی	
۰/۲۳	آرمانور فولادی
۰/۰۰۵	بتن هسته
۰/۰۰۲	پوشش بتن



شکل ۱۴- مدل اجزاء محدود تیر

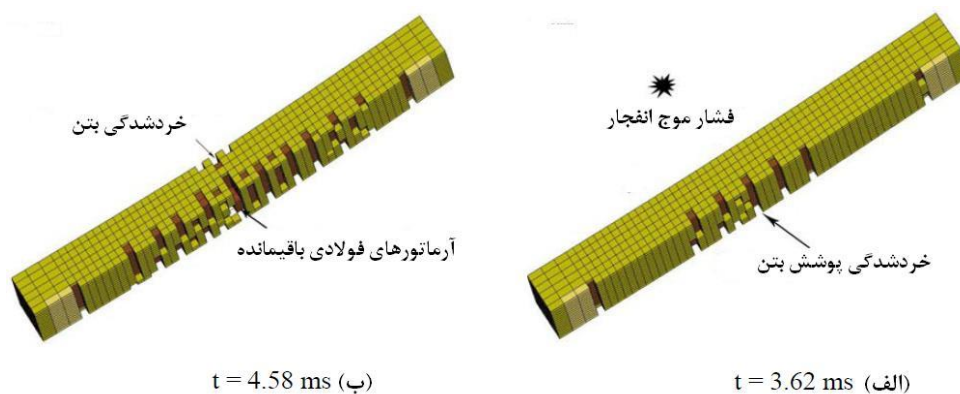
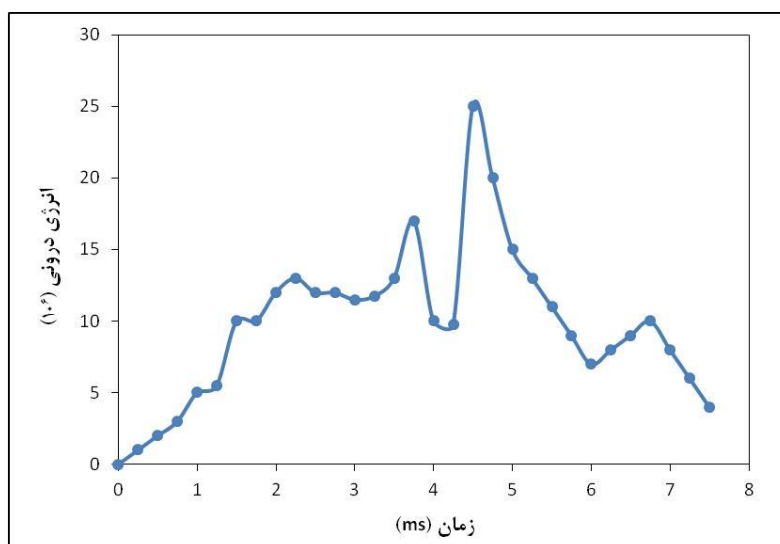


شکل ۱۵- تاثیرات بارهای انفجار بر تیر کم فولاد B۱۰۰



جدول ۱۳- پارامترها و تغییر شکل شبیه سازی شده تیر B<sub>40</sub>

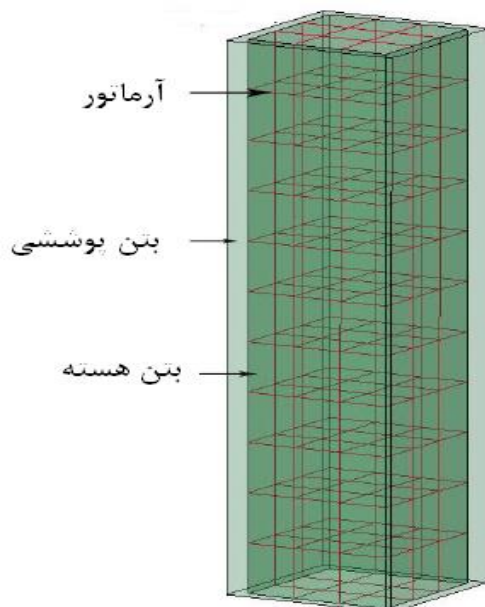
مقدار	مورد
۰/۰۰۵	کرنش گسیختگی بتن هسته
۰/۰۰۲	کرنش گسیختگی پوشش بتن
۰/۲۳	کرنش گسیختگی آرماتور فولادی
۲۸	اندازه المان (mm)
۱۷/۱۷	تغییر شکل (mm)

شکل ۱۶- تاثیرات بارهای انفجار بر تیر پر فولاد B<sub>100</sub>شکل ۱۷- تاریخچه زمانی انرژی جنبشی تیر B<sub>40</sub>

است که در شبیه‌سازی بارهای انفجار، اگر خسارت مشاهده شده شدید نباشد، مش درشت‌تر کفایت می‌کند.



شکل ۱۸- ساختمان خسارت دیده کلپ



شکل ۱۹- مدل اجزاء محدود ستون در ساختمان کلپ

## ۸- تاثیرات بار انفجار بر یک ستون بتن مسلح

در سال ۲۰۰۳، یک بمب ۲۰۰ کیلویی که در اتومبیلی نزدیک کلپ ال‌نوگال<sup>۱</sup> در کلمبیا منفجر و منجر به کشته شدن ۲۵ نفر و زخمی شدن ۱۲۰ نفر گردید. شکل ۱۸ ستونی را در ساختمان این کلپ نشان می‌دهد که ۳ متر از محل انفجار بمب فاصله داشته (ستون مربعی در سمت چپ عکس) و بعد از انفجار باقی مانده است. پارامترهای ستون در جدول ۱۴ نشان داده می‌شود. مدل اجزاء محدود ستون در شکل ۱۹ نمایش داده می‌شود. در مدل اجزاء محدود ستون، اندازه المان حجمی (یعنی اندازه مش) برابر ۲۵ mm در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱۴- پارامترهای ستون در ساختمان کلپ

مقدار	مورد
۳/۱۵ متر	ارتفاع
۰/۹ m × ۰/۹ m	عرض
۲۰/۶۸ MPa	مقاومت بتن
۱/۴۴ درصد	نسبت آرماتور
۱۹۵۸ N	وزن خرج انفجاری
۱۶۵۱۴۸	تعداد المانهای مش ریز
۲۵۹۵۵	تعداد المانهای مش درشت

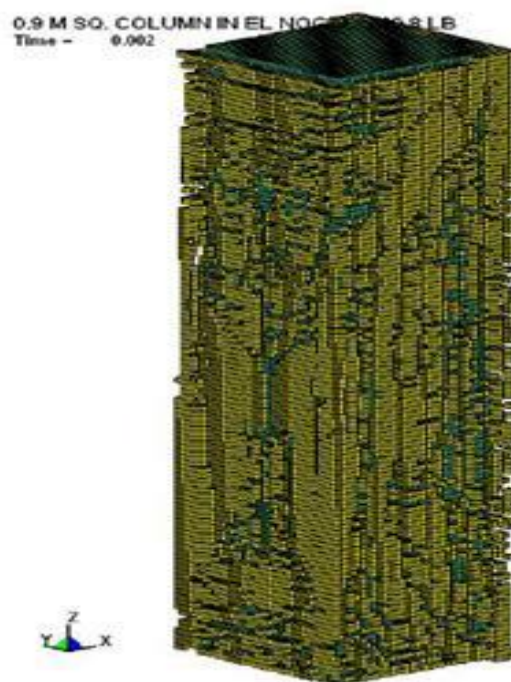
شکل ۲۰ شبیه‌سازی ستون تحت اثر بارهای انفجار را نشان می‌دهد. از شکل ۲۰ مشاهده می‌شود که فقط پوشش بتن قله‌کن شده و بتن هسته سالم باقی می‌ماند. حداکثر تغییرشکل وسط دهانه ستون تقریباً در حدود ۳ میلیمتر است. مشاهده می‌شود که نتایج شبیه‌سازی انطباق خوبی با مقادیر مشاهده شده در سایت انفجار دارد.

شکل ۲۱ مقایسه بین تغییرشکل‌های وسط دهانه مدل‌های اجزاء محدود ستون با اندازه‌های مش ۲۵ mm و ۳۷/۵ mm را نشان می‌دهد. از شکل ۲۱ مشاهده می‌شود که حداکثر تفاوت بین تغییرشکل‌های با استفاده از اندازه‌های مش ۲۵ و ۳۷/۵ mm کمتر از ۲ درصد است. این بدین معنی

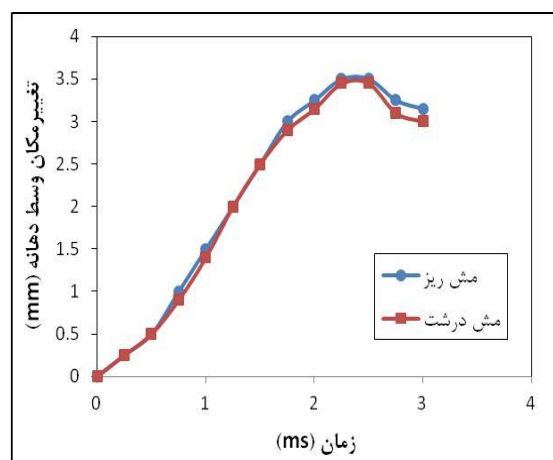
<sup>۱</sup> El Nogal

ساختمانهای بتن آرمه به بارگذاری ضربه‌ای و انفجار مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. شبیه‌سازی عددی بارهای انفجار بر روی مولفه‌های سازه‌ای به دلیل نرخهای کرنش بالا و فرسایش عناصر خسارت‌دیده یک روند شدیداً غیرخطی است. این رفتار غیرخطی منجر به مشکلات عددی به دلیل خسارت‌ها و موضوعات لغزش-پیوستگی بتن و فولاد می‌گردد. نتایج نشان دادند که مقادیر عددی به اندازه المان وابسته است. مشاهده شد که برخلاف شبیه‌سازی الاستیک که اندازه‌های ریزتر المان نتایج دقیق‌تری می‌دهند، یک اندازه المان مشخص برای اعضای بتن آرمه وجود دارد که در حالت رفتار غیرالاستیک انطباق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی وجود دارد. این اندازه المان به پیوستگی بین فولادها و بتن و مدل غیرخطی ماده بستگی دارد. در این تحقیق، با مرتبط نمودن نتایج تحلیل اجزاء محدود و مقادیر آزمایشگاهی اعضای بتن آرمه، اندازه المان مشخصه برای اعضای بتن آرمه تعیین شد. نتایج نشان دادند که یک اندازه مشخصه ۲۵ میلیمتر برای اعضای بتن آرمه، مناسب‌ترین گزینه است.

به منظور بررسی اثرات گام زمانی بر تخمین بار انفجار هوایی، شبیه‌سازی‌های عددی با استفاده از گامهای زمانی مختلف انجام شد. مشاهده شد که در مقایسه با گام زمانی  $10^{-6} \times 5$ ، حداکثر خطای تولید شده در تخمین انفجار هوایی با گام زمانی  $10^{-6} \times 2$  فقط ۲/۵۹ درصد است. از طریق شبیه‌سازی پاسخ الاستیک یک تیر، مشاهده شد که حداکثر فشار تماسی با کاهش در اندازه گام زمانی افزایش یافته و فشار تماسی تقریباً معکوس اندازه گام زمانی است. در شبیه‌سازی، ضریب جبران را می‌توان جهت حصول حداکثر فشار تماسی مشابه برای یک مقدار از اندازه گام زمانی بدست آورد. تحلیلها نشان دادند که ایجاد المانهایی مربعی، نتایج واقعی‌تری را حاصل می‌کند.



شکل ۲۰- شبیه‌سازی اثرات بار انفجار بر ستون در کلپ



شکل ۲۱- مقایسه تغییر شکل وسط دهانه بین مدل‌های با اندازه مش ۲۵ میلیمتر و ۳۷/۵ میلیمتر

## ۹- نتیجه‌گیری

از آنجا که مدلسازی و بهینه‌سازی سازه‌ها در برابر بارهای انفجاری با استفاده از تست کامل در مقیاس آزمایشگاهی امری ناممکن می‌باشد، لذا در حال حاضر استفاده از ابزارهای پیشرفته عددی مانند روش اجزاء محدود می‌تواند به خوبی جوابگوی مسائل باشد. لذا در این تحقیق پاسخ

## مراجع

۱. Magnusson, J., Hallgren, M. (۲۰۰۴). Reinforced high strength concrete beams subjected to air blast loading." Structures under Shock and Impact VIII, Crete, Greece, 53-62.
۲. Chopra, A. K. (۲۰۰۱). Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River.
۳. Shope, R.L. (۲۰۰۶). Response of wide flange steel columns subjected to constant axial load and lateral blast load, Civil Engineering Department, Blacksburg, Virginia.
۴. Belytschko, T., Liu, W. K., and Moran, B. (۲۰۰۰). Nonlinear finite elements for continua and structures, John Wiley & Sons Ltd., West Sussex.
۵. Pandey, A.K., Kumar, R., Paul, D.K., Trikha, D.N. (۲۰۰۶). Non-linear response of reinforced concrete containment structure under blast loading, Nuclear Engineering and design, 236(9): 993-1002.
۶. Army, D. o. t. (۱۹۹۰). Structures to resist the effects of accidental explosions, Army Technical Manual ۵-1300/Navy Publication NAVFAC P-397/Air Force Manual (AFM) 88-22 (TM 5-1300), Washington, D.C.
۷. Bazant, Z. P., Belytschko, T.B. (۱۹۸۵). Wave propagation in a strain-softening bar: exact solution. Journal of Engineering Mechanics, 111(3), 381.
۸. Hillerborg, A., Modeer, M., Peterson, P. (۱۹۷۶). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement Concrete Res., 6, 773-782.
۹. Chen, G., Baker, G. (۲۰۰۳). Influence of bond slip on crack spacing in numerical modeling of reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, 129(11), 1514.
۱۰. Fu, H. C., Erki, M. A., Seckin, M. (۱۹۹۱). Review of effects of loading rate on reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, 117(12), 3660.
۱۱. Malvar, L. J. (۱۹۹۸). Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars. ACI Materials Journal, 95(5), 609.
۱۲. Mortezaei, A., Ronagh, H.R., Kheyroddin, A. (۲۰۱۰) Seismic evaluation of FRP strengthened RC buildings subjected to near-fault ground motions having fling step. Composite Structures, 92(5): ۱۲۰۰-۱۲۱۱.