

# بررسی رفتار ستون‌های فولادی با مقاطع عرضی مختلف تحت بار انفجار

عادل نعمتی<sup>۱</sup>، محمد علی هادیان فرد<sup>۲\*</sup>، علی جوهری<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله دانشگاه صنعتی شیراز

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز

hadianfard@sutech.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۱۰/۱]

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۵/۳/۱۹]

**چکیده-** حملات تروریستی در مجاورت ساختمان‌ها و اماکن حیاتی، منجر به فروپاشی جزئی یا کلی آنها و از بین رفتن سرمایه‌های یک کشور می‌شود. انفجار از جمله پدیده‌های پیچیده و با نرخ کرنش بالا است که در رفتار المان‌های سازه‌ای و مصالح به شدت تاثیرگذار است. در این مقاله، رفتار ستون‌های فولادی با مقاطع عرضی مختلف، تحت بار انفجار بررسی شده است. برای دستیابی به مقطع با عملکرد مطلوب‌تر، از آنالیز دینامیکی غیرخطی به وسیله نرم‌افزار اجزاء محدود LS-DYNA استفاده شده است. برای درستی آزمایشی، نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی با نتایج یک مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. سپس ستون با مقطع عرضی بال پهن، صلیبی و قوطی، تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار و دو انتها مفصل در معرض دو زاویه گسترش موج انفجار صفر و ۴۵ درجه، شبیه‌سازی و پاسخ آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که ستون با مقطع عرضی بال پهن در زاویه انفجار صفر درجه نسبت به مقاطع عرضی دیگر حول محور قوی، جابه‌جایی کمتر و عملکرد مطلوب‌تری دارد. همچنین در زاویه انفجار ۴۵ درجه مقاطع عرضی دارای دو محور قوی، جابه‌جایی کمتر و عملکرد مطلوب‌تری را نسبت به مقطع بال پهن با یک محور قوی نشان می‌دهند.

**واژگان کلیدی:** آنالیز دینامیکی غیرخطی، بار انفجار، ستون فولادی، LS-DYNA

## ۱- مقدمه

حوادث انفجار در مجاورت ساختمان‌ها و اماکن حیاتی به صورت تکراری و تصادفی در کشورهای مختلف در حال وقوع است و کشور ایران نیز از این حوادث مستثنی نیست. بیشتر این حوادث منجر به از بین رفتن المان‌های اصلی ساختمان و در پی آن منجر به از بین رفتن قسمتی یا بخش اعظم ساختمان می‌شود. ستون‌ها المان‌های کلیدی باربر در قاب‌های ساختمانی است و از بین همه ستون‌ها، احتمال آسیب‌پذیری ستون‌های بیرونی به حملات تروریستی بیشتر است، خرابی این ستون‌ها می‌تواند منجر به خرابی پیشرونده و نابودی زندگی انسان‌ها و سرمایه‌های یک کشور شود.

پژوهشگران برای ارزیابی پاسخ دینامیکی و رفتار ستون‌ها در برابر انفجار، از روش‌های مختلف از قبیل روش تحلیل، آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی استفاده نموده‌اند. در روش‌های تحلیلی، برای پیش‌بینی پاسخ دینامیکی المان‌های سازه‌ای، از مدل ایده‌آل سیستم یک درجه آزادی که براساس مود اول ارتعاش، که مود حاکم بر رفتار دینامیکی اعضا تحت انفجار است به شکل گسترده استفاده می‌شود [۱]. همچنین پژوهشگران مدل‌های پیچیده‌تری شامل المان‌های تیر و فنرهای الاستوپلاستیک و یا پلاستیک صلب با در نظر گرفتن آثار نرخ کرنش ارائه داده‌اند [۲، ۳]. از مدل‌های آزمایشگاهی انجام شده که با موفقیت نسبی همراه

بوده است، می‌توان به بررسی‌های انجام شده به وسیله‌ی مایاموتو و همکاران [۴] اشاره نمود. در این پژوهش اثر انفجار ۱۳۶۰ کیلوگرم ماده منفجره تی‌ان‌تی (TNT<sup>۱</sup>) در فواصل ۶، ۱۲ و ۳۰/۵ متر روی یک قاب فولادی خمشی ویژه با میراگر ویسکوز و بدون میراگر ویسکوز بررسی شده است. نتایج پژوهش آنها نشان می‌دهد، میراگرها بطور قابل توجه عملکرد قاب‌های خمشی غیر شکل‌پذیر را، به وسیله کاهش یا حذف رفتار غیرخطی ناشی از انفجار بر قاب، افزایش می‌دهد. ماگالانز و همکاران [۵] برای شبیه‌سازی بار انفجار در برابر ساختمان مورا در اوکلاهاما، به بررسی رفتار یک ستون فولادی با مقطع W360×347، با ارتفاع آزاد ۵/۷۳ در معرض بار انفجار ۱۸۱۸ کیلوگرم تی‌ان‌تی در فاصله ۴/۷۵ متر پرداختند. از این آزمایش، به دلیل شدت انفجار و از بین رفتن دستگاه‌های اندازه‌گیری، فقط جابه‌جایی باقی‌مانده حول محور قوی ثبت و گزارش شده است. در این مدل آزمایشگاهی نیروی محوری روی ستون در نظر گرفته نشده، و رفتار ستون بیشتر شبیه به رفتار المان تیر است.

بیشتر اطلاعات به دست آمده از آزمایش‌های میدانی، شامل جابه‌جایی باقی‌مانده ستون پس از انفجار است، که برای درک بهتر رفتار ستون کافی نیست. از این رو، نصر و همکاران [۶]، ۱۳ عدد ستون بال‌پهن را تحت ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم ماده منفجره ANFO<sup>۲</sup> در فواصل ۷ تا ۱۰/۳ متر روی دو اندازه مقطع متفاوت بررسی کردند، که از آن پارامترهای موج انفجار و آثار نرخ کرنش، بیشینه جابه‌جایی و پریود ارتعاش ثبت شده است. نصر و همکاران [۶] هدف از این آزمایش‌ها را، ایجاد داده‌های آزمایشگاهی کامل، برای درستی آزمایی و اعتباربخشی به نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی، روابط و تئوری‌های ارائه شده به وسیله‌ی دیگر پژوهشگران، بیان کردند.

پژوهشگران در سال‌های اخیر با توجه به پیشرفت رایانه‌ها، برای بررسی دقیق رفتار المان‌های سازه تحت بار انفجار، از روش‌های عددی و نرم‌افزارهای اجزاء محدود استفاده می‌کنند. مرتضایی [۷] به بررسی پاسخ دو ساختمان بتنی ۹ طبقه با دو

طرح بهسازی در برابر زلزله، بهسازی قاب خمشی بتن آرمه و بهسازی با اضافه نمودن دیوار برشی، تحت بار انفجار با نرم افزار SAP2000 پرداخته است. بررسی‌ها نشان می‌دهد بهسازی قاب‌های خمشی تاثیر بیشتر در کاهش خسارت ناشی از انفجار نسبت به بهسازی با اضافه نمودن دیوار برشی خواهد داشت. محتشمی و همکاران [۸]، رفتار سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی را تحت بار انفجار نزدیک بررسی کردند. نتایج نشان می‌دهد افزایش ابعاد ستون‌ها در این قاب‌ها منجر به کاهش جابه‌جایی طبقات و آسیب ناشی از انفجار بر سازه می‌شود.

شیراوند و شعبانی [۹]، نیز به بررسی سه بعدی رفتار سازه‌های فولادی با سیستم‌های قاب خمشی ویژه، مهاربند هم محور و مهاربند برون محور تحت بار انفجار در نرم‌افزار SAP2000 پرداخته اند. نتایج نشان می‌دهد سیستم مهاربند برون محور نسبت به سایر سیستم‌ها عملکرد بهتری در برابر بارهای ناشی از انفجار نشان می‌دهد.

لی و همکاران [۱۰] با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود LS-DYNA، پاسخ دینامیکی ستون‌های فولادی I شکل با عمق مقطع و شرایط مرزی مختلف را بدون در نظر گرفتن نیروی محوری، تحت بار انفجار با به کارگیری روش دینامیک سیالات محاسباتی<sup>۳</sup> را ارزیابی کردند.

هادیان فرد و همکاران [۱۱]، پاسخ دینامیکی ستون‌های فولادی مختلف با شکل مقطع‌های صلیبی و قوطی مربع و بال‌پهن و دوپل I را، در معرض بار انفجار نزدیک بررسی کردند.

در بررسی‌های انجام شده، راستای گسترش موج انفجار در جهت محوری‌های قوی و ضعیف مقطع بوده است و زوایای دیگر گسترش موج انفجار بر ستون و همچنین فواصل مختلف انفجار که بیانگر سطح شکل‌پذیری متفاوت، بررسی نشده است. همچنین برخی شبیه‌سازی‌های عددی گفته شده، برای ارزیابی رفتار ستون‌های فولادی، با مقیاس آزمایشگاهی درستی آزمایی و اعتبار بخشی نشده است.

در این پژوهش، ابتدا یک ستون بال‌پهن در معرض بار انفجار

1 Trinitrotoluene

2 Ammonium nitrate/fuel oil

3 Computational Fluid Dynamic (CFD)

پژوهشگران [۱۴]، یا از نمودارهای موجود در آیین نامه UFC 3-340-02 [۱۵] و نیز نرم افزارهای مانند A.T.-Blast [۱۶] و CONWEP [۱۷]، قابل محاسبه است. در شکل (۱) نمودار تاریخچه‌ی بار انفجار، براساس رابطه‌ی نمایی فرایدلندر [۱۴] (رابطه ۲) ارائه شده است.

$$P(t) = P_{SO}(1 - \frac{t-t_a}{t_d})\exp(-b \frac{t-t_a}{t_d}) \quad (2)$$

که در آن  $P_{SO}$  بیشینه مقادیر فشار برخورد یا فشار انعکاسی و  $t_a$  زمان رسیدن موج انفجار،  $t_d$  مدت زمان تداوم فاز مثبت انفجار و  $b$  ضریب کاهندگی است.

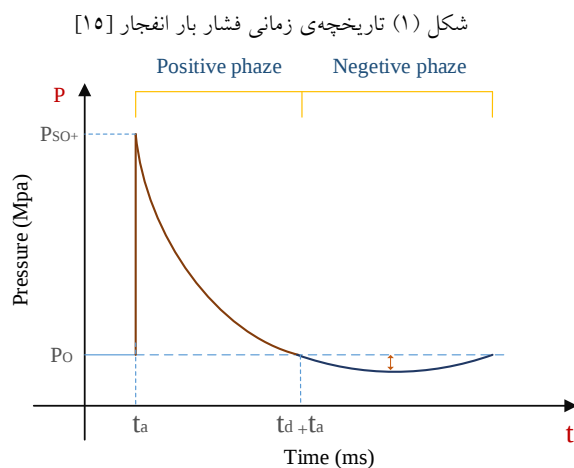


Fig. 1. Time-history of blast load pressure [15]

در این پژوهش، تاریخچه‌ی فشار بار انفجار به دو روش شبیه‌سازی شده است، که عبارتند از تاریخچه‌ی فشار انفجار براساس پارامترهای موج انفجار که در مقیاس آزمایشگاهی به وسیله‌ی نصر و همکاران [۶] ثبت شده که برای درستی آزمایشی مدل عددی استفاده شده، و تاریخچه‌ی فشار بار انفجار براساس تابع انفجار CONWEP موجود در نرم‌افزار LS-DYNA، که در بررسی عملکرد مقاطع عرضی مختلف استفاده شده است [۱۸].

مصالح تحت بارگذاری با نرخ کرنش زیاد مانند بار انفجار، مقاومتی بیش از مقاومت واقعی در شرایط معمول را تجربه می‌کنند، از این رو پژوهشگران برای در نظر گرفتن اضافه مقاومت ایجاد شده ناشی از نرخ کرنش بارگذاری، روابطی ارائه داده‌اند. در این مطالعه، از رابطه نرخ کرنش (رابطه ۳)

به صورت عددی شبیه‌سازی و با مدل آزمایشگاهی درستی آزمایشی شده است. سپس براساس مدل درستی آزمایشی شده، پاسخ دینامیکی مقاطع بال پهن، صلیبی و قوطی دارای مساحت یکسان، محاسبه شده است. این مقاطع همچنین در معرض دو زاویه گسترش موج انفجار صفر و ۴۵ درجه با راستای محورهای اصلی مقطع و شرایط مرزی مختلف، برای ارزیابی عملکرد مقاطع بررسی شده است.

## ۲- پدیده انفجار و اثر آن بر سازه

پدیده انفجار بر اثر واکنش شیمیایی مواد جامد یا مایع رخ می‌دهد که منجر به آزاد شدن ناگهانی انرژی زیادی می‌شود. مدت زمان پدیده انفجار ۵ تا ۱۰ میلی‌ثانیه به طول می‌انجامد [۱۲].

برای بررسی پدیده انفجار بر یک سازه، مقدار ماده منفجره و فاصله ماده منفجره از سازه دو پارامتر مهم است. براساس این دو پارامتر، ویژگی‌ها موج انفجار مانند، مقدار فشار برخورد و فشار انعکاسی ایجاد شده بر سازه، مدت زمان تداوم بار انفجار و ضربه انفجار محاسبه می‌شود. پژوهشگران روابط تجربی متعددی را براساس این دو پارامتر ارائه داده‌اند. یکی از متداول‌ترین روابط برای تعیین پارامترهای موج انفجار، رابطه هاپکینسون-کرنز (رابطه ۱) است که درستی این رابطه به وسیله‌ی هافینگتون و همکارانش در آزمایش‌های متعدد تایید شده است [۱۳].

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

که در آن  $Z$  فاصله مقیاس شده،  $R$  فاصله ماده منفجره تا هدف بر حسب متر،  $W$  جرم ماده منفجره بر حسب کیلوگرم است.

برای شبیه‌سازی بار انفجار روش‌های مختلفی وجود دارد که همگی براساس تاریخچه‌ی فشار محاسب می‌شود. پارامترهای مورد نیاز برای تاریخچه‌ی بار انفجار، مانند فشار برخورد، فشار انعکاسی، مدت زمان تداوم موج انفجار و ضربه ناشی از موج انفجار، براساس مقدار فاصله مقیاس شده، با به کارگیری روابط تجربی ارائه شده به وسیله‌ی

شکل (۲) پیش‌تنیده کردن ستون با کابل جهت شبیه‌سازی نیروی محوری [۶]



Fig. 2. Prestressing system used to simulate axial load [6]

شکل (۳) نمای جلو مدل آزمایشگاهی انفجار [۶]



Fig. 3. Front view of blast test setup [6]

### ۳-۲- شبیه‌سازی عددی مدل آزمایشگاهی

در این قسمت به شبیه‌سازی مدل آزمایشگاهی به صورت سه بعدی در نرم‌افزار اجزاء محدود LS-DYNA، با استفاده از المان‌های پوسته‌ای چهار گرهی<sup>۱</sup> پرداخته شده است. برای شبیه‌سازی عددی پدیده انفجار و تاثیر آن بر ستون فولادی، از نتایج و اطلاعات ثبت شده در این آزمایش، از قبیل فشار انعکاسی و مدت زمان تداوم انفجار و نیز ویژگی مصالح مصرفی و اطلاعات مورد نیاز دیگر، استفاده شده است.

در شکل (۴) شبیه‌سازی عددی مدل آزمایشگاهی ستون فولادی نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در هر دو انتهای ستون یک ورق صلب برای توزیع یکنواخت نیروی محوری بر بالای ستون، جلوگیری از تمرکز تنش در انتها ستون و اعمال شرایط تکیه‌گاهی قرار داده شده است. برای معرفی شرایط مرزی در تکیه‌گاه بالا و پایین ستون، تمام گره‌ها روی خط مرکزی سطح صلب انتخاب و درجه آزادی‌های انتقالی بسته شده است. در تکیه‌گاه بالا، به دلیل اعمال نیروی ثقیلی، درجه آزادی انتقالی

ارائه شده به وسیله‌ی کوپر-سیموندس [۱۹] استفاده شده است که تنش واقعی با این رابطه با توجه به نرخ کرنش بارگذاری، مقیاس می‌شود.

$$DIF = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}} \quad (۳)$$

که در آن  $DIF$  ضریب افزایش دینامیکی و  $\dot{\epsilon}$  نرخ کرنش،  $C$  و  $P$  ثابت‌های رابطه کوپر-سیموندس برای مصالح است.

### ۳- شبیه‌سازی عددی مدل آزمایشگاهی و اعتبار سنجی

پدیده انفجار در مقیاس آزمایشگاهی، پدیده بسیار خطرناک و به تمهیدات و تجهیزات ویژه نیاز دارد. بیشتر آزمایش‌ها در این حوزه به یک عضو سازه مانند یک ستون، تیر و یا دال بتنی محدود می‌شود.

در این قسمت به منظور درستی آزمایشی و اعتبار بخشی به نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی، یک ستون فولادی از آزمایش‌های نصر و همکاران [۶] در نرم‌افزار اجزاء محدود LS-DYNA، شبیه‌سازی و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

#### ۳-۱- توصیف مدل آزمایشگاهی نصر و همکاران

نصر و همکاران [۶]، ۱۳ عدد ستون فولادی بال پهن با اندازه مقطع عرضی  $W150 \times 24$  و با ارتفاع ۲۴۳۱ میلی‌متر، در معرض ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم مواد منفجره ANFO در فواصل ۷ تا ۱۰/۳ متر را آزمایش کردند. در این پژوهش، ستون با مقطع  $W150 \times 24$ ، در معرض ۲۷۰ کیلو نیوتون نیروی محوری و ۱۵۰ کیلوگرم ماده منفجره ANFO در فاصله ۹ متری، در حول محور قوی مقطع، انتخاب شده است. شکل-های (۲ و ۳) به ترتیب نمایی از پیش‌تنیده شدن ستون فولادی با کابل (ایجاد نیروی محوری معادل ۲۷۰ کیلو نیوتون) و قرار گرفتن آن در معرض بار انفجار را نشان می‌دهد. این ستون‌ها در تکیه‌گاه به صورت پین، به قطعات بتنی متصل شده‌اند.

1 Fully integrated shell element

قائم باز است.

در نرم افزار LS-DYNA، برای شبیه سازی نیروی استاتیکی باید نیرو به صورت تدریجی اعمال شود. از این رو در شبیه سازی عددی مدل آزمایشگاهی، نیروی محوری در مدت زمان ۵۰ میلی ثانیه بر بالای ستون اعمال شده است [۲۰] و بعد از ۵۰ میلی ثانیه به مقدار ۲۷۰ کیلونیوتون رسیده و تا پایان آنالیز ثابت باقی می ماند (شکل ۵).

نصر و همکاران [۶]، در مقیاس آزمایشگاهی برای فشار انعکاسی و مدت زمان تداوم فاز مثبت به ترتیب ۱۵۶۰ کیلو پاسکال و ۶/۲ میلی ثانیه ثبت کرده اند، که تاریخچه ی فشار بار انفجار به صورت شکل (۵) براساس رابطه نمایی فرایدلندر (رابطه ۲) محاسبه و به ستون اعمال شده است.

شکل (۵) تاریخچه ی فشار بار انفجار آزمایشگاهی و نیروی محوری تعریف شده در نرم افزار LS-DYNA براساس آزمایش نصر و همکاران [۲۰]

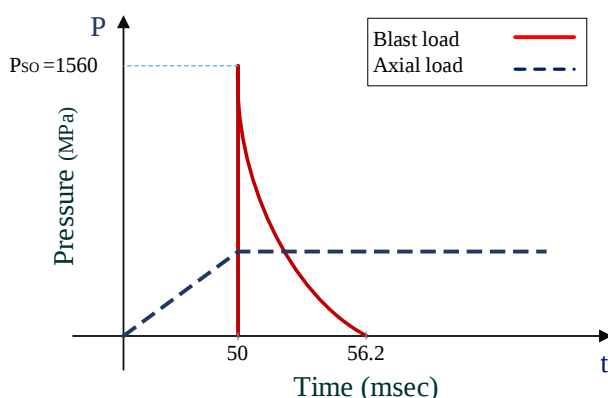


Fig. 5. Time-history of experimental blast load pressure and defined axial force in LS-DYNA based on Nassr et al. test [20]

۳-۳- مقایسه ی نتایج شبیه سازی عددی با مدل آزمایشگاهی  
نتایج شبیه سازی عددی این مطالعه و مدل عددی و آزمایشگاهی نصر و همکاران [۶] در شکل (۶) ارائه شده است. با توجه به نتایج ارائه شده، پاسخ دینامیکی وسط ستون شبیه سازی شده با المان پوسته ای بسیار نزدیک به نتیجه ی مدل آزمایشگاهی بوده، و تقریباً با نتیجه ی عددی نصر و همکاران [۶] هماهنگ است. مقدار جابه جایی جابه جایی در مدل آزمایشگاهی تقریباً ۳۱/۵ میلی متر است. مقدار جابه جایی بیشینه در مطالعه عددی نصر و همکاران [۶] که در شبیه سازی ستون

شکل (۴) مدل آزمایشگاهی شبیه سازی شده با المان پوسته ای و شرایط مرزی تعریف شده

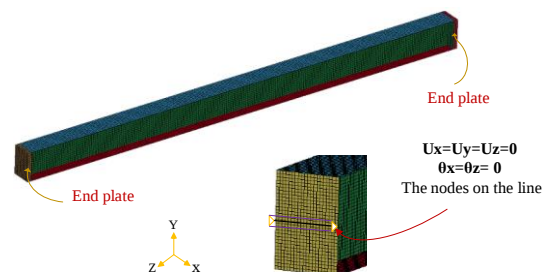


Fig. 4. Simulation of experimental model using shell elements and its boundary conditions

با توجه به پژوهش های انجام شده با نرم افزار اجزاء محدود LS-DYNA، به وسیله ی دیگر پژوهشگران [۲۰، ۲۱] برای تعریف خواص فولاد در مدل عددی ستون فولادی، از مدل مواد MAT\_PLASTIC\_KINEMATIC استفاده شده است. این مدل، رفتار الاستوپلاستیک با سخت شوندگی کینماتیک و یا ایزوتروپیک همراه با آثار نرخ کرنش را در نظر می گیرد [۱۸].

در این مطالعه مشخصات مصالح فولاد برای درستی آزمایشی و توسعه مدل عددی، براساس جدول (۱) تعریف شده است. گفتنی است، مقادیر ارائه شده برای مصالح فولاد، براساس گزارش آزمایش خمش استاتیکی روی تیر-ستون به وسیله ی نصر و همکاران است [۲۰].

جدول (۱) مشخصات فولاد

| Density (kg/m <sup>3</sup> ) | Yield stress (MPa) | Elastic modulus (MPa) | Poisson's ratio | Failure strain |
|------------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------|----------------|
| ۷۸۵۰                         | 470                | 210000                | 0.3             | 0.2            |

Table (1) Characteristics of steel

مدل ماده MAT\_PLASTIC\_KINEMATIC، آثار نرخ کرنش در مصالح را، بر اساس مدل کوپر-سیموندس در نظر می گیرد [۱۸]. با توجه به بکارگیری فولاد نرمه، ضرایب ثابت کوپر-سیموندس به پیشنهاد جونز  $C=40$  و  $P=5$  در نظر گرفته شده است [۱۹، ۲۰].

## ۵- نتایج و بحث

۵-۱- تاثیر شرایط مرزی بر پاسخ دینامیکی ستون  
در این قسمت به بررسی پاسخ دینامیکی مقاطع بال پهن IPB300، صلیبی Cross IPB360 و قوطی Box 380×10 در معرض ۵۰۰ کیلوگرم تی ان تی در فاصله‌ی ۶ و ۸ متری، تحت دو شرایط مرزی دو انتها گیردار و دو انتها مفصل پرداخته شده است.

جدول (۲) معرفی ویژگی هندسی مقاطع عرضی ستونها

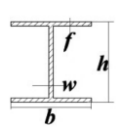
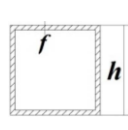
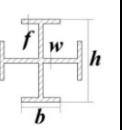
| Shape of section                      |  |  |  |
|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Name of section                       | IPB300                                                                            | Box 380*10                                                                        | Cross-IPE 360                                                                     |
| Depth of section h(mm)                | 300                                                                               | 380                                                                               | 360                                                                               |
| Width of flange b(mm)                 | 300                                                                               | 380                                                                               | 190                                                                               |
| Web thickness w(mm)                   | 10                                                                                | 10                                                                                | 8                                                                                 |
| Flange thickness f(mm)                | 20                                                                                | 10                                                                                | 12.7                                                                              |
| Area A(mm <sup>2</sup> )              | 14900                                                                             | 14800                                                                             | 14940                                                                             |
| Moment of inertia I(mm <sup>4</sup> ) | 252*10 <sup>6</sup>                                                               | 338*10 <sup>6</sup>                                                               | 168*10 <sup>6</sup>                                                               |

Table (2) Geometric properties of column cross sections

شکل (۷) پاسخ دینامیکی مقاطع در فاصله انفجار ۶ متر با شرایط مرزی دو انتها گیردار تحت زاویه انفجار صفر درجه را نشان می‌دهد، که پاسخ دینامیکی مقطع بال پهن از دیگر مقاطع کمتر و عملکرد قوی‌تری را نشان می‌دهد و مقطع صلیبی بیشترین جابه‌جایی و ضعیف‌ترین عملکرد را دارد.

برای درک بهتر از جابه‌جایی ستون تحت بار انفجار در شکل (۸-الف و ب) به ترتیب کانتور جابه‌جایی افقی و تنش فون میسر در راستای گسترش موج انفجار صفر درجه، برای ستون فولادی بال پهن تحت بار انفجار در فاصله ۶ متری، تحت

فولادی از المان‌های ۶ وجهی با درجه آزادی چرخشی استفاده کرده‌اند، ۳۰/۵ میلی‌متر، و در این مطالعه با المان پوسته‌ای چهار گرهی با چهار نقطه گوسی، تقریباً ۳۰/۶۸ میلی‌متر است. هر دو شبیه‌سازی عددی در مقایسه با مدل آزمایشگاهی دقت قابل قبولی داشته‌اند و ماکزیمم جابه‌جایی به ترتیب ۳/۲ و ۲/۵ درصد با نتیجه آزمایشگاهی اختلاف دارند و حداکثر جابه‌جایی‌ها تقریباً در یک زمان رخ داده‌اند. هدف از این مقایسه، درستی آزمایشی و اطمینان از شبیه‌سازی مصالح، آثار نرخ کرنش و فشار انفجار است.

شکل (۶) مقایسه پاسخ دینامیکی مدل عددی با مدل‌های آزمایشگاهی و عددی نصر و همکاران

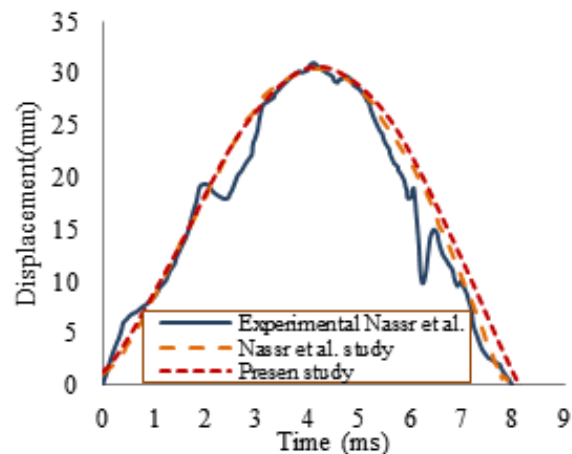


Fig. 6. Comparison of dynamic response of numerical model with experimental and numerical models of Nassr et al.

## ۴- شبیه‌سازی مقاطع عرضی مختلف

در این قسمت ستون‌هایی با مقطع بال پهن<sup>۱</sup>، صلیبی<sup>۲</sup> و قوطی<sup>۳</sup> از یک ساختمان ۵ طبقه که تحت نیروی زلزله در منطقه با لرزه خیزی زیاد طراحی شده است، انتخاب شده و در معرض ۵۰۰ کیلوگرم تی ان تی در فواصل ۶ و ۸ متری از منبع انفجار و دو زاویه گسترش موج انفجار، با در نظر گرفتن شرایط مرزی دو انتها گیردار و دو انتها مفصل شبیه‌سازی شده است. تمامی مقاطع عرضی گفته شده، دارای سطح مقطع یکسان است که ویژگی‌های هندسی مقاطع در جدول (۲) ارائه شده است.

- 1 IPB 300
- 2 Cross IPE 360
- 3 Box 380x10

شکل (۸) کانتور جابه‌جایی افقی و تنش فون میسز ستون فولادی بال‌پهن با شرایط مرزی دو انتها مفصل تحت بار انفجار با زاویه گسترش ۴۵ درجه در فاصله ۶ متری

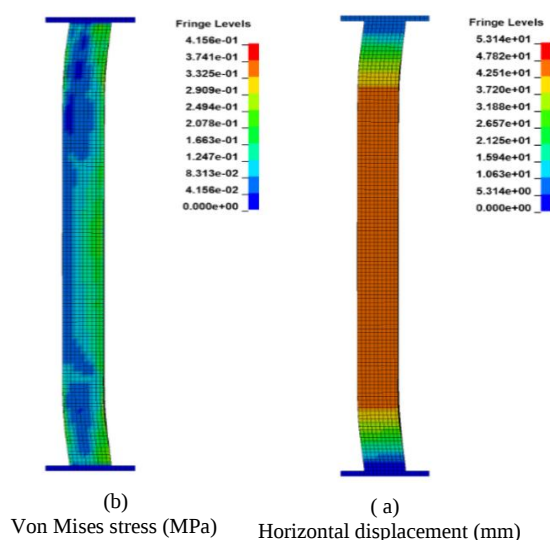


Fig. (8) Horizontal displacement and von Mises stress contours for wide flange column with fixed supports under blast load with zero angle at distance 6 m

شکل (۹) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار در فاصله ۸ متری در زاویه انفجار صفر درجه

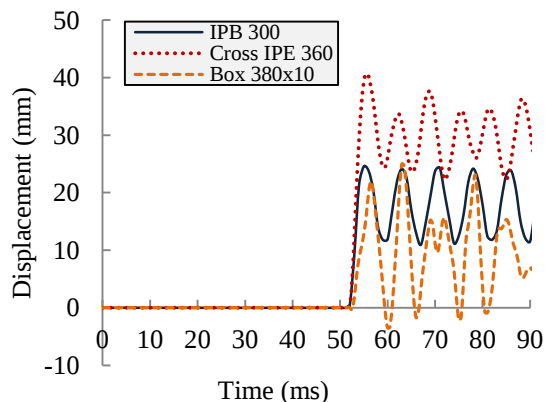


Fig. 9. Dynamic responses of columns with different cross sections and fixed supports under blast load with zero angle at distance 8 m

شکل (۱۰) تاریخچه‌ی جابه‌جایی، مقاطع عرضی را در شرایط مرزی دو انتها مفصل و زاویه انفجار صفر درجه در فاصله ۶ متری را نشان می‌دهد. در این حالت دو مقطع صلیبی و قوطی به طور کامل ظرفیت باربری خود را پس از انفجار از دست داده و ترسیم منحنی جابه‌جایی پس از انفجار برای آنها مقدور نبوده است، ولی ستون بال‌پهن پایدار باقی‌مانده است.

شرایط مرزی دو انتها گیردار ارائه شده است. همان‌گونه که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، ستون تحت بار انفجار، در تمام ارتفاع دارای جابه‌جایی تقریباً یکسان است (به جز ناحیه تکیه‌گاه) و در نزدیک تکیه‌گاه‌ها نوعی جاری شدن برشی در ستون مشاهده می‌شود، که ناشی از شرایط مرزی دو انتها گیردار است. ستون در شرایط مرزی دو انتها گیردار برای مقابل با بار افقی انفجار (نیروی برشی زیاد در زمان کم) دچار تمرکز تنش در نواحی نزدیک به تکیه‌گاه‌ها می‌شود که به صورت مود خرابی برشی مشاهده می‌شود.

شکل (۷) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار در فاصله ۶ متری در زاویه انفجار صفر درجه

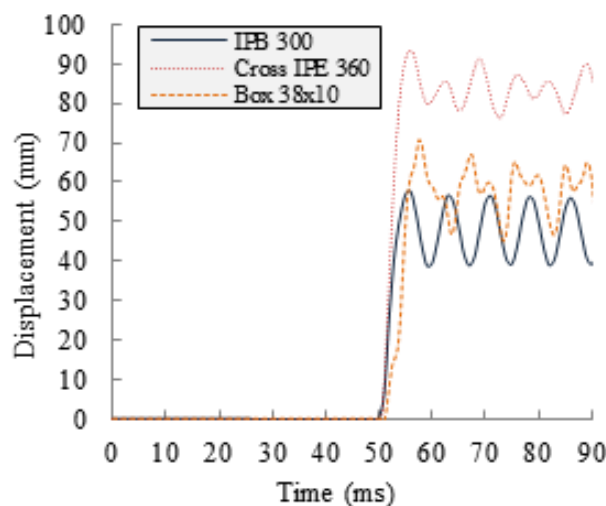


Fig. 7. Dynamic responses of columns with different cross sections and fixed supports under blast load with zero angle at distance 6 m

شکل (۹) پاسخ سازه تحت اثر انفجار در فاصله ۸ متری برای شرایط مرزی دو انتها گیردار را نشان می‌دهد که برخلاف فاصله ۶ متری، مقاطع قوطی و بال‌پهن کمترین جابه‌جایی و بهترین عملکرد را نسبت به سایر مقاطع دارند.

همان‌گونه که در دو شکل‌های (۷ و ۹) مشاهده می‌شود، بیشینه جابه‌جایی ستون برای فاصله انفجار ۶ متر، در لحظه زمانی ۵۰ میلی ثانیه ایجاد می‌شود و برای فاصله انفجار ۸ متری، تقریباً با ۲ ثانیه تأخیر پاسخ در ستون‌ها مشاهده می‌شود، که ناشی از به کارگیری الگوی انفجار CONWEP است که مدت زمان رسیدن موج انفجار از منبع انفجار به ستون را در نظر می‌گیرد.

جابه‌جایی و بهترین عملکرد، و ستون بال پهن بیشترین جابه‌جایی و ضعیف‌ترین عملکرد را در بین مقاطع دارند. دوباره در وضعیتی مشابه در فاصله ۸ متری، که نتایج آن در شکل (۱۳) ارائه شده است، تاریخچه‌ی جابه‌جایی مقاطع نسبت به یکدیگر، تقریباً مشابه فاصله انفجار ۶ متر شکل (۱۲) است، که اختلاف آنها نسبت به یکدیگر کمتر شده است. قابل گفتن است تاریخچه‌ی جابه‌جایی دو مقطع صلیبی و قوطی در زاویه انفجار ۴۵ درجه نسبت به زاویه صفر درجه کمتر و عملکرد مطلوب‌تری داشتند که ناشی از وجود دو محور قوی یکسان در این مقاطع عرضی است.

شکل (۱۲) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار در فاصله ۶ متری در زاویه انفجار ۴۵ درجه

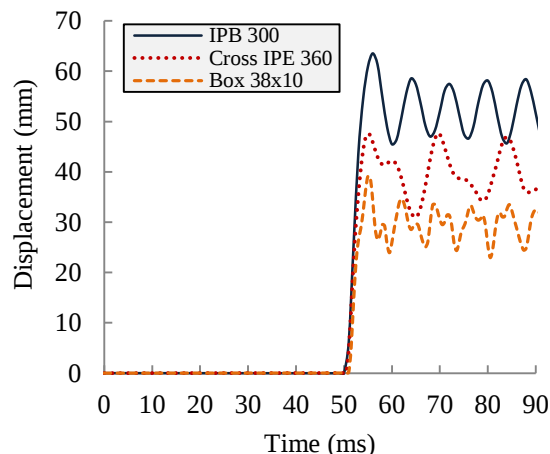


Fig. 12. Dynamic responses of columns with different cross sections and fixed supports under blast load with 45 degree angle at distance 6 m

شکل (۱۳) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار انفجار با زاویه گسترش ۴۵ درجه در فاصله ۶ متری

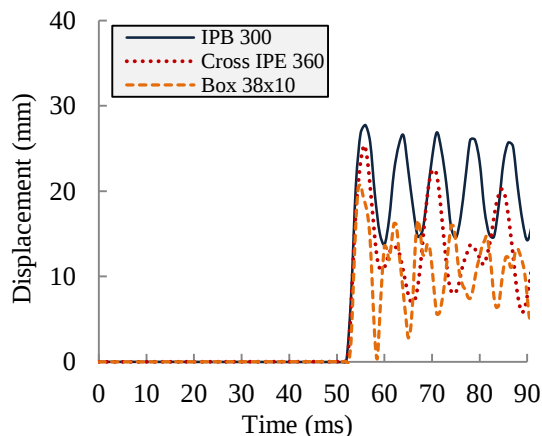


Fig. 13. Dynamic responses of columns with different cross sections and fixed supports under blast load with 45 degree angle at distance 8 m

در شکل (۱۱) مقاطع با شرایط مرزی دو انتهای مفصل در فاصله انفجار ۸ متری بررسی شده‌اند که با توجه به نتایج مقطع بال-پهن کمترین، و مقطع صلیبی بیشترین جابه‌جایی داشته است.

شکل (۱۰) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل در فاصله ۶ متری در زاویه انفجار صفر درجه

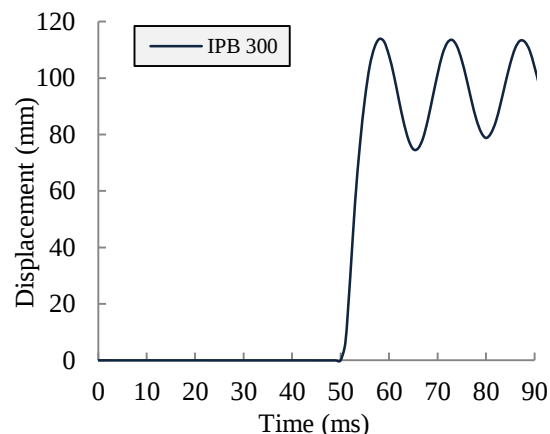


Fig. 10. Dynamic responses of columns with different cross sections and hinged supports under blast load with zero angle at distance 6 m

شکل (۱۱) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل در فاصله ۸ متری در زاویه انفجار صفر درجه

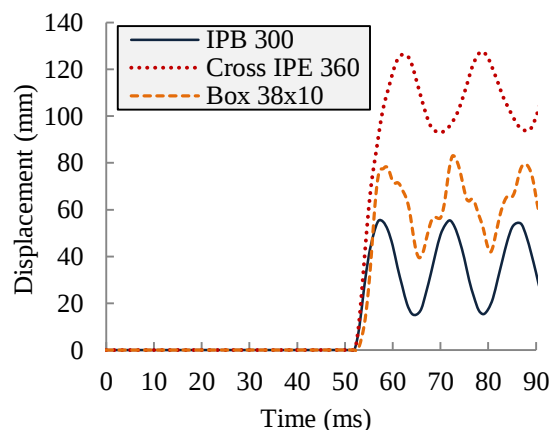


Fig. 11. Dynamic responses of columns with different cross sections and hinged supports under blast load with zero angle at distance 8 m

## ۵-۲- تاثیر زاویه انفجار بر پاسخ دینامیکی ستون

در این بخش پاسخ دینامیکی مقاطع عرضی، در معرض ۵۰۰ کیلوگرم تی ان تی در فاصله‌ی ۶ و ۸ متری تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار و دو انتها مفصل، با زاویه انفجار ۴۵ درجه ارائه شده است.

در شکل (۱۲)، پاسخ دینامیکی مقاطع تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار در فاصله ۶ متر است، که مقطع قوطی کمترین

شکل (۱۵) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل در فاصله ۶ متری در زاویه انفجار ۴۵ درجه

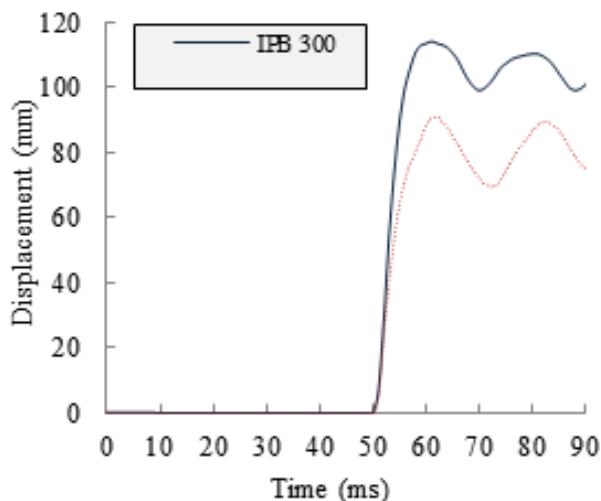


Fig. 15. Dynamic responses of columns with different cross sections and hinged supports under blast load with 45 degree angle at distance 6 m

در فاصله انفجار ۸ متر، مقطع صلیبی کمترین جابه‌جایی، و عملکرد مطلوب‌تری نسبت به دیگر مقاطع داشته است. مقطع قوطی در این حالت، برخلاف فاصله انفجار ۶ متر که به طور کامل آسیب دیده بود، پایدار باقی‌مانده، و نسبت به مقطع بال پهن عملکرد بهتری داشته است.

شکل (۱۶) پاسخ دینامیکی ستون با مقاطع عرضی مختلف تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل در فاصله ۸ متری در زاویه انفجار ۴۵ درجه

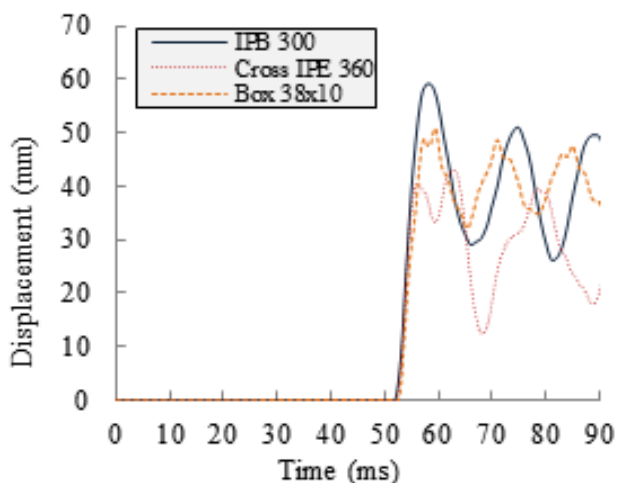


Fig. 16. Dynamic responses of columns with different cross sections and hinged supports under blast load with 45 degree angle at distance 8 m

شکل (۱۴) کانتور جابه‌جایی افقی و تنش فون میسز ستون فولادی قوطی با شرایط مرزی دو انتها گیردار تحت بار انفجار با زاویه گسترش ۴۵ درجه در

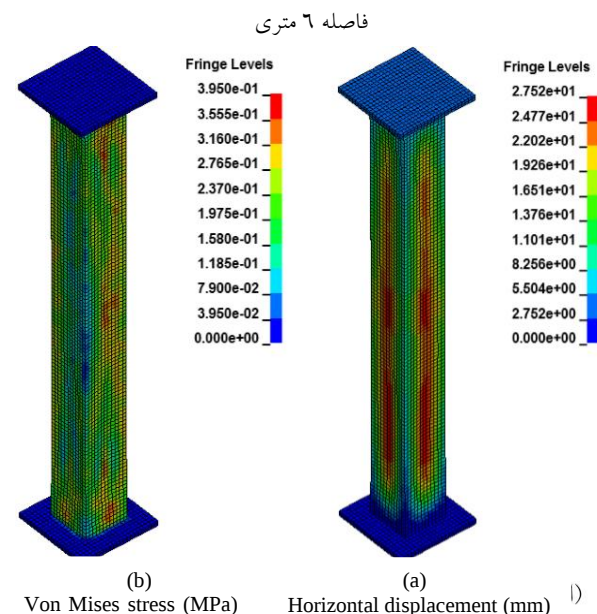


Fig. 14. Horizontal displacement and von Mises stress contours for box column with fixed supports under blast load with 45 degree angle at distance 6 m

در شکل (۱۴) تصاویری از ستون فولادی قوطی تحت بار انفجار ۴۵ درجه در فاصله ۶ متری، تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار ارائه شده، که (شکل ۱۴-الف و ب) به ترتیب کانتور جابه‌جایی افقی (تاریخچه‌ی جابه‌جایی در شکل ۱۲ ارائه شده است) و تنش فون میسز در راستای گسترش موج انفجار است. با توجه به این اشکال دیده می‌شود که در ستون قوطی، بیشتر جابه‌جایی و تنش در نواحی وسط عرض ستون است.

در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) به ترتیب نتایج حاصل از زاویه انفجار ۴۵ درجه، برای فواصل ۶ و ۸ متر با شرایط دو انتها مفصل ارائه شده است. در فاصله انفجار ۶ متری مقطع صلیبی کمترین جابه‌جایی و بهترین عملکرد را داشته است. قابل گفتن است، در این حالت انفجار، ستون با مقطع قوطی تحت آثار مستقیم موج انفجار، به طور کامل آسیب دیده و ظرفیت باربری آن از بین رفته است. این درحالی است که در شرایط مرزی دو انتها گیردار تحت زاویه انفجار ۴۵ درجه، نسبت به مقاطع دیگر جابه‌جایی کمتر و مقاومت بیشتری را نشان می‌دهد.

یکدیگر، در فواصل انفجار مختلف عملکرد متفاوت از مقاطع دیده می‌شود. به عنوان نمونه در شکل‌های (۷ و ۹) در فاصله انفجار ۶ متری مقطع بال پهن کمترین جابه‌جایی و عملکرد مطلوب‌تری نسبت به سایر مقاطع دارد، و در فاصله انفجار ۸ متری مقطع قوطی کمترین تاریخچه جابه‌جایی نسبت به سایر مقاطع دارد. به عبارتی دیگر مقاطع عرضی مختلف در برابر شدت انفجارهای مختلف، رفتار غیرخطی و عملکرد متفاوتی را از خود نشان می‌دهند که منجر به یک نوع عدم قطعیت در انتخاب مقطع بهینه در برابر انفجار می‌شود.

در زاویه انفجار صفر درجه با شدت زیاد (فاصله ۶ متری) در هر دو شرایط مرزی، ستون با مقطع عرضی بال‌پهن جابه‌جایی کمتر در برابر بار انفجار دارد، و برای زاویه انفجار ۴۵ درجه مقطع صلیبی بهترین عملکرد را نسبت به سایر مقاطع دارد.

بررسی نتایج حاصل از زاویه‌های برخورد موج انفجار به مقاطع عرضی مختلف نشان می‌دهد که در زاویه انفجار صفر درجه مقاطع با محورهای قوی غیر یکسان (مقطع بال پهن که دارای یک محوری قوی می‌باشد) جابه‌جایی وسط ستون کمتر را نسبت به زاویه انفجار ۴۵ درجه داشته‌اند. در زاویه انفجار ۴۵ درجه جابه‌جایی وسط ستون با دو محور قوی یکسان (مقطع قوطی و صلیبی) نسبت به زاویه انفجار صفر درجه کاهش داشته است در حالی که مقاطع با محورهای قوی غیر یکسان (مقطع بال پهن) نتیجه عکس دارند. از این رو پیشنهاد می‌شود در قسمت‌هایی از ساختمان مانند ستون‌های گوشه که احتمال انفجار ۴۵ درجه بیشتر است به کارگیری مقاطع با دو محور قوی یکسان مانند مقاطع صلیبی و قوطی، و در قسمت‌های از ساختمان که احتمال زاویه انفجار ۴۵ درجه کمتر است مانند ستون‌های پیرامونی غیر گوشه، با توجه به عملکرد قوی ستون بال پهن در زاویه انفجار صفر درجه، به کارگیری مقطع بال‌پهن پیشنهاد می‌شود.

با توجه به نتایج، شرایط مرزی در نوع مود خرابی ستون تحت بار انفجار بسیار موثر است، که در شرایط مرزی دو انتها گیردار و دو انتها مفصل به ترتیب منجر به مود خرابی برشی و مود خرابی خمشی می‌شود.

شکل (۱۷) کانتور جابه‌جایی افقی و تنش فون میسز ستون فولادی صلیبی با شرایط مرزی دو انتها مفصل تحت بار انفجار با زاویه گسترش ۴۵ درجه

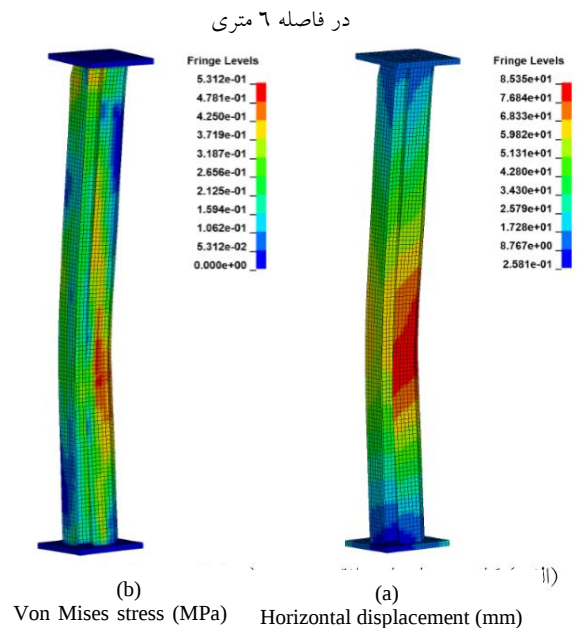


Fig. 17. Horizontal displacement and von Mises stress contours for cross-IPE column with hinged supports under blast load with 45 degree angle at distance 6 m

در شکل (۱۷) تصاویری از ستون فولادی صلیبی تحت بار انفجار ۴۵ درجه در فاصله ۶ متری، تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل ارائه شده، که شکل (۱۶-الف و ب) به ترتیب کانتور جابه‌جایی افقی (که تاریخچه‌ی جابه‌جایی آن در شکل ۱۵) و تنش فون میسز در راستای گسترش موج انفجار است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، ستون صلیبی در وسط ستون دچار بیشترین جابه‌جایی و جاری شدن قرار گرفته است. با توجه به این شکل ستون صلیبی در شرایط مرزی دو انتها مفصل به دلیل شدت انفجار و شرایط مرزی دچار مود خرابی خمشی در وسط ستون شده است.

### ۳-۵- تفسیر نتایج

بررسی نتایج نشان می‌دهد در حالتی که مساحت مقاطع عرضی یکسان است برای هر دو شرایط مرزی گیردار و مفصلی، هر مقطع عرضی که دارای ممان اینرسی بیشتر باشد (مقطع قوطی)، لزوماً جابه‌جایی کمتر و عملکرد قوی‌تری ندارد.

با توجه به نتایج در مقایسه جابه‌جایی‌ها و عملکرد مقاطع با

## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله برای دستیابی به مقطع با عملکرد بهتر (برای جلوگیری از انهدام ستون براساس معیار جابه‌جایی)، ستون‌ها با مقطع عرضی مختلف، که دارای مساحت یکسان است تحت بار انفجار بررسی شده است. نتایج حاصل به شرح ذیل است.

۱- برای زاویه انفجار صفر درجه با شدت انفجار زیاد، در هر دو شرایط مرزی مفصلی و گیردار ستون با مقطع عرضی بال-پهن جابه‌جایی کمتر نسبت به سایر مقاطع دارد.

۲- در زاویه انفجار ۴۵ درجه، تحت شرایط مرزی دو انتها گیردار، مقطع قوطی جابه‌جایی کمتری دارد و مقطع بال-پهن بیشترین جابه‌جایی و ضعیف‌ترین عملکرد را نسبت به دیگر مقاطع نشان می‌دهد. همچنین در این زاویه انفجار، تحت شرایط مرزی دو انتها مفصل مقطع صلیبی کمترین جابه‌جایی و بهترین عملکرد را نسبت به مقاطع دیگر دارد. ۳- با توجه به معیار جابه‌جایی، فواصل انفجار مختلف که منجر به تجربه رفتار غیرخطی متفاوت می‌شود، عملکرد مقاطع را به شدت تحت تاثیر قرار می‌دهد و نوعی عدم قطعیت در انتخاب مطلوب‌ترین مقطع عرضی برای ستون وجود دارد. بنابراین بررسی عملکرد مقاطع براساس معیارهای خرابی دیگری نظیر ظرفیت باقی‌مانده ستون پس از انفجار، می‌تواند برای انتخاب مقطع بهینه مفید باشد.

## References

## ۶- مراجع

Engineering, vol. 140, No.7, 2013.

[۷] مرتضایی، ع. ، " مطالعه موردی یک ساختمان بتن آرمه مقاوم در برابر زلزله تحت اثر بارگذاری انفجار"، پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال شانزدهم، شماره اول، ۱۳۹۲.

[۸] محتشمی، ا. ، سینایی، س. ، شوشتری، ا. ، "ارزیابی قاب-های فولادی در برابر بارهای انفجار"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۸۹.

[۹] شیروند، م. ، ر. ، شعبانی، م. ، ج. ، "ارزیابی رفتار سازه-های فولادی قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی تحت اثر بارگذاری انفجاری"، مجله علمی و پژوهشی علوم و فناوری-های پدافند غیرعامل، شماره ۲، ص ۱۱۴-۱۰۹، ۱۳۹۲.

[10] Lee, K., Kim, T. and Kim J., "Local response of W-shaped steel columns under blast loading", Structural Engineering and Mechanics, vol. 31, pp. 25-38, 2009.

[11] Hadianfard, M. A., Farahani, A., & Bahadori-Jahromi, A., "On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading", Structural Engineering and Mechanics, vol. 44, No. 4, pp. 449-463, 2012.

[12] Yandzio, E., & Gough, M., "Protection of buildings against explosions", Steel Construction Institute UK, 1999.

[13] Bangash, T., "Explosion-resistant buildings: design, analysis, and case studies", Springer Science & Business Media, Berlin, Heidelberg. 2006.

[14] Goel, M. D., Matsagar, V. A., Gupta, A. K., & Marburg, S., "An abridged review of blast wave parameters", Defence Science Journal, vol. 62, pp. 300-306, 2012.

[15] UFC 3-340-02, "Structures to resist the effects of accidental explosions", Department of Defense, Unified Facilities Criteria, Washington, DC, 2008.

[16] Applied Research Associates (ARA), Inc., "A.T.-Blast program", Protective Glazing Council, 2007. <http://www.protectiveglazing.org>

[17] Hyde, D., "CONWEP: Conventional weapons effects program", US Army Engineer Waterways Experiment Station, USA, 1991.

[18] Hallquist, J. O., "LS-DYNA keyword user's manual", Livermore Software Technology Corporation, vol. 970, 2007.

[19] Jones, N., "Structural impact", Cambridge university press, 2011.

[20] Nassr, A. A., Razaqpur, A. G., Tait, M. J., Campidelli, M., & Foo, S., "Strength and stability of steel beam columns under blast load", International Journal of Impact Engineering, vol. 55, pp. 34-48, 2013.

[21] Jayasooriya, R., Thambiratnam, D. P., & Perera, N. J., "Blast response and safety evaluation of a composite column for use as key element in structural systems", Engineering Structures, vol. 61, pp. 31-43, 2014.

- [1] Biggs, J. M., & Testa, B., "Introduction to structural dynamics", McGraw-Hill, New York, 1964.
- [2] Nassr, A. A., Razaqpur, A. G., Tait, M. J., Campidelli, M., & Foo, S., "Single and multi degree of freedom analysis of steel beams under blast loading", Nuclear Engineering and Design, vol. 242, pp. 63-77, 2012.
- [3] Krauthammer, T., Bazeos, N., & Holmquist, T., "Modified SDOF analysis of RC box-type structures", Journal of Structural Engineering, vol. 112, pp. 726-744, 1986.
- [4] Miyamoto, H. K., & Taylor, D., "Structural control of dynamic blast loading using passive energy dissipaters", In SEAOC 1999 Convention, pp. 299-317. 1999.
- [5] Magallanes, J. M., Martinez, R., & Koenig, J. W., "Experimental results of the AISC full-scale column blast test", Rep. TR-06, vol. 20, 2006.
- [6] Nassr, A. A., Razaqpur, A. G., Tait, M. J., Campidelli, M., & Foo, S., "Dynamic Response of Steel Columns Subjected to Blast Loading", Journal of Structural

# Investigation of Steel Column Behavior with Different Cross Sections under Blast Loading

Nemati A.<sup>1</sup>, Hadianfard M. A.<sup>2\*</sup>, Johari A.<sup>3</sup>

1- M.Sc. Student, Earthquake Engineering, Faculty of Civil and Environmental Eng., Shiraz University of Technology

2- Assoc. Prof., Earthquake Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Shiraz University of Technology

3- Assoc. Prof., Earthquake Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Shiraz University of Technology

hadianfard@sutech.ac.ir

## Abstract:

Terrorist attacks and explosions in the vicinity of buildings and vital areas are repetitively reported in different countries. Most of these incidents lead to global or local failure in the load bearing elements of the buildings. However, with respect to the intensity of explosions, they may result in structural collapses. Columns are among the main bearing elements of a building; among them, exterior columns are more vulnerable during terrorist attacks. Blast resistant design is usually carried out by simplifying the structural model and considering a single column with nonlinear behavior against blast loading. On the other hand, explosion is a complex phenomenon with high strain rate, which strongly affects the behavior and material properties of structural elements. Conducting experimental tests to evaluate the behavior of structures under blast is very expensive, difficult and dangerous. Hence, the simulation of this evaluation process using nonlinear finite element software is very simple and useful. In this paper, structural response of steel columns with different cross-sections has been investigated in order to achieve the better performance against blast. In addition, effects of blast wave incidence angle, blast distance and different boundary conditions are considered. For this purpose, an experimentally evaluated wide flange steel column is simulated under a combination of axial force and blast with the aid of LS-DYNA software. The numerical model is simulated by shell elements and the results are validated with existing data. In the finite element analysis, the effects of high strain rate and material nonlinearity are considered. The columns with different cross sections including wide flange, cross-IPE and box sections are simulated under two directions for imposing the blast waves: zero and 45°. Also, two support conditions of fixed-fixed and pinned-pinned ends are considered. For the blast with zero angle, the dynamic response of the columns with wide flange section against the blast is lower than the other columns, in both boundary conditions. Whereas, columns with box section have better performance than those with cross-IPE section. In 45° blast angle and fixed end boundary conditions, the reported displacement time history in the box-section column is less than that in the two other sections. This implies a better performance in the latter. But, under pinned end boundary conditions, the cross-IPE section column shows a better and stronger behavior in comparison with the columns of the two other sections. In addition, the displacement of the wide flange section (section with non-identical strong axes) under the 45° blast is more than that of the zero-degree blast. However, the dynamic response of the columns with box and cross-IPE sections under the same explosion situation is less in 45° blast angle than in the zero degree case, because these columns have two identical strong axes. Since the corner columns of building may confront a 45° blast wave propagation, sections with two strong axes such as box and cross-IPE show minimum deflection criteria. However for peripheral middle columns of building -where the bending moment imposed by explosion may occur about strong axis-, the wide flange sections with only one strong axis are proper. The difference in the distances of explosion from the columns cause different nonlinear behaviors in the members; therefore, the determination of the optimum column section under blast loading depends on the distance of explosion from the column. In this case, displacement criteria may not be enough and considering additional criteria such as residual load bearing capacity can be appropriate.

**Keywords:** Nonlinear dynamic analysis, Blast load, Steel column, LS-DYNA