

روش های تحلیل خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری در قاب های خمشی فولادی

میثم باقری پوراصیل^۱، یعقوب محمدی^{۲*}، امین قلی زاد^۳

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۰۲/۱۷	
پذیرش مقاله: ۱۳۹۴/۱۱/۱۴	
واژگان کلیدی:	
خرابی پیشرونده،	
بارگذاری انفجاری،	
قاب خمشی فولادی،	
روش مسیر بار جایگزین،	
روش اجزای محدود.	

یکی از روش های ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده، روش مسیر بار جایگزین است که از طریق سناریوی حذف ستون و به طور مستقیم با برداشتن یک یا تعداد بیشتری از ستون ها صورت می پذیرد. ولی با این حال، در این روش، آسیبی که می تواند از طریق انفجار به اعضای مجاور ستون حذف شده وارد شود نادیده گرفته شده و همین موضوع می تواند منجر به یک پیش بینی نادرست از خرابی پیشرونده شود. یک انفجار می تواند به تیرها و ستون های سازه آسیب وارد کرده و حتی باعث فروپاشی آنها گردد. از این رو، در این تحقیق، به منظور بررسی روش متداول مسیر بار جایگزین در پیش بینی پتانسیل خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری، مدل المان محدود سه بعدی یک ساختمان فولادی قاب خمشی چهار طبقه با استفاده از نرم افزار Abaqus/CAE 6.11 شبیه سازی گردید و به دو روش مسیر بار جایگزین و روش مستقیم اعمال بار انفجار مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل حاکی از آن است که اگر در هنگام ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده، عامل شروع خرابی، بارگذاری انفجاری در نظر گرفته شود، پاسخ سازه در مقایسه با روش های متداولی که به ارزیابی وقوع خرابی پیشرونده می پردازند و در آنها عامل اولیه ایجاد خرابی پیشرونده نادیده گرفته می شود، متفاوت خواهد بود.

۱- مقدمه

می شوند، در طراحی سازه ها یا اکثراً بارهای غیرعادی اشاره شده در نظر گرفته نشده و یا اینکه با اندازه گیری های غیرمستقیم به آنها پرداخته می شود. این در حالی است که در نظر نگرفتن بارهای غیرعادی مذکور می تواند منجر به آسیب های جبران ناپذیری گردد.

یکی از مهمترین عوامل ایجاد خرابی پیشرونده، وقوع انفجار در سازه و یا برخورد شدید به ستون های پیرامونی سازه می باشد، که در صورت رخ دادن چنین اتفاقی، ممکن است یک یا چند المان باربر کلیدی در سازه آسیب ببیند و سازه دچار خرابی پیشرونده گردد. در صورتی که سازه در برابر گسترش خرابی پیشرونده از پیوستگی و شکل پذیری لازم برخوردار باشد، تنها خرابی موضعی می تواند رخ دهد. اما در غیر این صورت خرابی پیشرونده به صورت کلی بوده و

فروپاشی ها و خرابی هایی که در سالین اخیر در ساختمان ها رخ داده، موضوع خرابی پیشرونده را بسیار برجسته نموده است. در واقع، خرابی پیشرونده، انتشار شکست های موضعی اولیه از عضوی به عضوی دیگر است که سرانجام آن، فروریزش کامل ساختمان یا فروریزش قسمت بزرگی از آن می باشد. عوامل مختلفی می توانند باعث خرابی موضعی و نهایتاً خرابی پیشرونده در سازه ها شوند. از مهم ترین این عوامل می توان به خطای طراحی یا ساخت، آتش سوزی، انفجار، اضافه بار تصادفی، تصادف وسایل نقلیه و انفجار بمب ها اشاره کرد [۱]. از آنجایی که احتمال وقوع این خطرات کم بوده و با توجه به اینکه ساختمان ها معمولاً برای بارهای عادی نظیر بارهای مرده، زنده، باد و زلزله طراحی

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: Yaghoubm@uma.ac.ir

۱. کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی
۲ و ۳. استادیار گروه مهندسی صنایع، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

۲۰۰۹ با مقایسه‌ی عملکرد قاب‌های فولادی دارای مهاربندهای واگرا و همگرا در برابر خرابی پیشرونده نشان دادند که قاب‌های با مهاربند واگرا نسبت به قاب‌های با مهاربند همگرا در مقابل خرابی پیشرونده مقاوم‌تر می‌باشند. فو [۸] در سال ۲۰۰۹ مدل المان محدود یک سازه ۲۰ طبقه فولادی مجهز به مهاربند ضربدری را با استفاده از نرم‌افزار Abaqus، شبیه‌سازی کرد و ظرفیت آن را در برابر خرابی پیشرونده مورد ارزیابی قرار داد. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که ستون‌های مجاور ستون حذف شده باید برای بار محوری معادل دو برابر بار طراحی خود طرح شوند. حذف ستون در طبقات بالاتر نیز منجر به تغییر مکان بیشتری گردید، زیرا تعداد طبقات کمتری در استهلاک انرژی مشارکت می‌کنند. لیو [۹] در سال ۲۰۱۱ با تحلیل و طراحی یک قاب خمشی فولادی در برابر خرابی پیشرونده، با استفاده از روش طراحی مسیر بار جایگزین و سه روش تحلیل استاتیک خطی، استاتیک غیرخطی و دینامیک غیرخطی، بر اساس معیارهای آیین‌نامه UFC [۶] ویرایش ۲۰۰۵ نشان داد که انجام تحلیل استاتیک خطی دست‌بالاترین طراحی می‌باشد و جرم اسکلت سازه در این حالت بیشترین است. در مقابل روش‌های تحلیل استاتیک غیرخطی و دینامیک غیرخطی به طراحی اقتصادی‌تری که بحث خرابی پیشرونده را نیز در بر می‌گیرند، منجر می‌شوند. اما در مقابل، در این تحلیل‌ها، مدل کردن و تحلیل‌های کامپیوتری وقت‌گیرتر می‌باشند [۹]. فو [۱۰] در سال ۲۰۱۲، ساختمان‌های بلند فولادی مجهز به مهاربند ضربدری را با استفاده از یک روش مدل‌سازی المان محدود سه‌بعدی در برابر خرابی پیشرونده تحلیل کرد. در این تحلیل‌ها، برای بررسی رفتار ساختمان تحت شرایط حذف متوالی ستون‌ها، از نرم‌افزار المان محدود Abaqus استفاده شد. مدل سازه‌ای دارای ۲۰ طبقه بوده و از دال‌های کامپوزیت در مدل‌سازی آن استفاده گردید. جزئیات پاسخ ساختمان، مورد مطالعه قرار گرفت و اقدامات لازم برای کاهش خرابی پیشرونده در طراحی‌های آینده توصیه شد. همچنین، در یک مطالعه تئوری، فو [۱۱] در سال ۲۰۱۳، رفتار یک ساختمان ۲۰ طبقه را تحت بار انفجاری با استفاده از روش شبیه‌سازی مستقیم اثر انفجار، با ایجاد مدل عددی سه‌بعدی، به کمک نرم‌افزار Abaqus

می‌تواند کل سازه را در بر گیرد. در بسیاری از مواردی که خرابی پیشرونده گسترش پیدا کرده، مشاهده شده است که تلفات جانی که در جریان پدیده خرابی پیشرونده به وجود می‌آید بسیار بیشتر از تلفاتی است که در هنگام اعمال بار غیرعادی اولیه به سازه رخ می‌دهد [۲].

در زمینه خرابی پیشرونده، مطالعات تئوری و تجربی گوناگونی در سراسر جهان انجام شده است. گریسون و همکاران در سال ۲۰۰۵ بیان کردند که یک روش ساده برای تحلیل استاتیک خطی در برابر خرابی پیشرونده به این صورت است که سختی کاهش یافته در اثر گسیختگی به وجود آمده به صورت فنر معادل، مدل‌سازی شود [۳]. ایزدالدین و همکاران در سال ۲۰۰۸ یک مدل ساده شده را برای تحلیل استاتیک غیرخطی ساختمان‌های چندطبقه مورد استفاده قرار دادند. برای این منظور، چهار حالت ساده-سازی شده قاب را معرفی و از ضریب سازگاری تغییرشکل‌ها برای ارتباط بین تغییر مکان مدل ساده شده و سازه اصلی استفاده کردند. آنها کاستی این روش را به این صورت بیان کردند که این ضریب سازگاری را نمی‌توان به سادگی و با دقت مناسب محاسبه نمود [۴]. کیم و کیم [۵] در سال ۲۰۰۹ ظرفیت قاب‌های خمشی دوبعدی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه در برابر خرابی پیشرونده را با استفاده از مدل‌های عددی شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees و روش مسیر بار جایگزین^۱ که در آیین‌نامه‌های DoD [۶] و GSA معرفی شده است، مورد ارزیابی قرار دادند. آنها برای این منظور از روش‌های تحلیل دینامیک غیر خطی و استاتیک خطی استفاده کرده و به این نتیجه رسیدند که هرچند تحلیل استاتیک، تغییر مکان‌های کمتری نسبت به تحلیل دینامیک غیرخطی ارائه می‌دهد، اما مقاومت سازه را بسیار کمتر محاسبه کرده و یک روش محافظه‌کارانه می‌باشد. از سوی دیگر، بیان کردند که با توجه به اینکه در تحلیل دینامیک غیرخطی خرابی پیشرونده، نیازی به مدل‌سازی رفتار پیچیده‌ی هیستریزس سازه نیست، می‌توان از آن به عنوان یک روش دقیق و عملی در ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در سازه‌ها استفاده نمود. همچنین، نشان دادند که قاب‌های خمشی طراحی شده برای بار جانبی نظیر باد و بار ثقلی از آسیب پذیری کمی در برابر خرابی پیشرونده برخوردار هستند [۵]. خاندلوال و همکاران [۷] در سال

^۱ Alternate Load Path Method

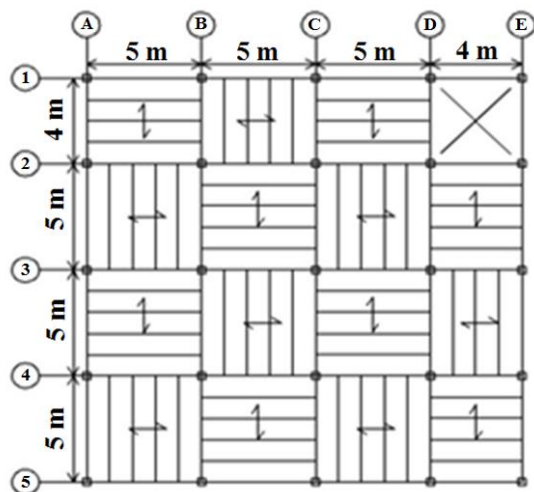
روش مسیر بار جایگزین است که از طریق سناریوی حذف ستون و به طور مستقیم با برداشتن یک یا تعداد بیشتری از ستون‌ها صورت می‌پذیرد. ولی با این حال، در این روش، آسیبی که می‌تواند از طریق انفجار به اعضای مجاور ستون حذف شده وارد شود نادیده گرفته شده و همین موضوع می‌تواند منجر به یک پیش‌بینی نادرست از خرابی پیشرونده شود. یک انفجار می‌تواند به تیرها و ستون‌های سازه آسیب وارد کرده و حتی باعث فروپاشی آنها گردد. به عبارتی، روش APL (روش مسیر بار جایگزین) یکی از روش‌های متداولی است که در آیین‌نامه‌های معتبری همچون NIST [17]، GSA [1]، ASCE [18] و UFC [6] معرفی شده و از آن به عنوان روشی جهت تحلیل ساختمان‌ها در برابر خرابی پیشرونده استفاده می‌شود و در آن توجهی به عامل اولیه‌ی ایجاد خرابی در سازه نمی‌شود و تنها تعدادی از ستون‌ها تحت سناریوهای مختلف حذف می‌شوند و پاسخ سازه در حالت عدم وجود این ستون‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به نوعی، در این روش، عامل اولیه خرابی مهم نیست و نادیده گرفته می‌شود. روشی که در این مطالعه ارائه شده است، عامل اولیه را یک بار انفجاری بیرونی در نظر گرفته و فشارهای ناشی از انفجار را مستقیماً روی اعضای قرار گرفته در مجاورت انفجار اعمال می‌کند، تا بدین ترتیب بتوان رفتار واقعی تری از پاسخ سازه در برابر احتمال وقوع خرابی پیشرونده، پیش‌بینی نمود. اگرچه نرم‌افزارهایی نظیر LS-DYNA [19] وجود دارند که به طور خودکار رفتار سازه را تحت ارزیابی قرار می‌دهند؛ اما به نوعی در این نرم‌افزارها که شبیه‌سازی مستقیم انفجار روی کل سازه صورت می‌گیرد، مدت زمان تحلیل طولانی و از سویی شناخت ماهیت انفجار بسیار ضروری است.

با توجه به معایب روش فوق، روشی که در این مطالعه مورد استفاده قرار می‌گیرد، احتمال وقوع خرابی پیشرونده سازه را مشابه روش شبیه‌سازی مستقیم بررسی می‌کند. با این تفاوت که نیازی به اعمال بار انفجاری به کل اعضای سازه‌ای نیست. بنابراین، زمان و میزان حافظه‌ی کامپیوتری کمتری در مقایسه با حالتی که بار انفجاری به کل سطح سازه اعمال می‌شود (همانند نرم‌افزار LS-DYNA)، مورد نیاز می‌باشد [۱۱]. همچنین، با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیک، این روش نسبت به روش مسیر بار جایگزین پیش‌بینی‌های قابل اعتمادتری از گسیختگی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری ارائه می‌دهد. به همین دلیل، در این تحقیق، به

مورد بررسی قرار داد و یک بمب بسته‌ای ۱۵ کیلوگرمی در طبقه‌ی دوازدهم ساختمان را شبیه‌سازی نمود و جزئیات پاسخ دینامیک و مقاومت سازه را تحت بار انفجار مورد مطالعه قرار داد.

الساناددی و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۱۴، به بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری یک ساختمان فولادی در شهر ریاض پرداختند. بدین منظور، آنها از نرم‌افزار LS-Dyna برای شبیه‌سازی موج انفجار روی سازه استفاده کردند و در نهایت پیشنهادهایی به منظور کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه ارائه دادند. استالیانیدیس و نترکت [۱۳] در سال ۲۰۱۵، به بررسی رفتار اتصالات و تأثیر آنها در جلوگیری از خرابی پیشرونده پرداختند و به این نتیجه دست یافتند که پاسخ سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده به شدت تحت تأثیر عملکرد اتصالات اعضای سازه‌ای اصلی می‌باشد. هاشمی و همکاران [۱۴] در سال ۲۰۱۵، به بررسی اثر طول دهانه بر رفتار خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی پرداختند و به این نتیجه دست یافتند که با کاهش طول دهانه به نصف، مقاومت قاب‌های خمشی به میزان ۱/۹۱ برابر افزایش می‌یابد. علاوه بر این، نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیک غیرخطی آنها نشان داد که با افزایش بارهای اعمالی، سازه در مقایسه با حالتی که تنها یک ستون در آن حذف می‌شود، بیشتر مستعد خرابی پیشرونده می‌باشد. کیم و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۱۵، با استفاده از شبیه‌سازی عددی به بررسی اثر دال‌های کف طبقات و نقشی که می‌توانند در مقاومت قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیشرونده ایفا کنند، پرداختند. برای این منظور، رفتار یک دال دوطرفه در حالت حذف ستون با استفاده از روش اجزای محدود غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از روش ساده‌ای که در مطالعه کیم و همکاران ارائه گردید، می‌توان انرژی جذب شده دال کف سازه در تحلیل خرابی پیشرونده را محاسبه نمود [۱۵]. احمد [۱۶] در سال ۲۰۱۵، در یک مطالعه تئوری به بررسی و محاسبه ضرایب افزایش بار در ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده قاب‌های سازه‌ای فولادی پرداخت و به این نتیجه دست یافت که ضرایب اشاره شده روی شکل‌پذیری و پاسخ اعضای سازه، بخصوص پس از ایجاد اولین خرابی در سازه، بسیار تأثیرگذار می‌باشند. یکی از روش‌های ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده،

اجزا ساده و یکنواخت باشد. بدین ترتیب می‌توان در بخش‌های آبی که اثر بارهای انفجاری بر سازه بررسی می‌شود، رفتار کلی سازه را به گونه‌ای مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل نمود. نتایج طراحی سازه در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۱: پلان تیپ ساختمان چهار طبقه مورد بررسی

جدول ۲- مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده به سازه

موقعیت	بار مرده ($\frac{kg}{m^2}$)	بار زنده ($\frac{kg}{m^2}$)
طبقات	۲۸۸	۲۰۰
بام	۲۶۸	۱۵۰

جدول ۳- نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی چهار طبقه

طبقات	ستون‌ها	تیرهای اصلی	تیرهای فرعی
همکف	Box 30×30×1.6	2IPE 300	IPE 300
۱	Box 30×30×1.6	2IPE 300	2IPE 300
۲	Box 30×30×1.6	2IPE 270	2IPE 300
۳	Box 25×25×1.0	2IPE 270	2IPE 300
۴	Box 25×25×1.0	2IPE 270	2IPE 300

۲-۲- مشخصات مصالح مورد استفاده

همه اجزای سازه از فولاد ساختمانی St37 با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع انتخاب شده‌اند. مشخصات مکانیکی بتن مسلح مورد استفاده در مدل‌های المان محدود، به ترتیب در جداول ۴ تا ۷ ارائه گردیده است.

خصوصیات مصالح غیرخطی نیز برای مصالح استفاده شده در مدل که شامل بتن و فولاد می‌باشد در نظر گرفته شده است. ارتباط بین تنش و کرنش مواد در بارگذاری و کرنش

منظور بررسی روش متداول مسیر بار جایگزین در پیش‌بینی پتانسیل خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری، مدل المان محدود سه‌بعدی یک ساختمان فولادی قاب خمشی چهار طبقه با استفاده از نرم‌افزار Abaqus/CAE 6.11 [۲۰] شبیه‌سازی گردیده است و به دو روش مسیر بار جایگزین و یک روش شبیه‌سازی مستقیم اعمال بار انفجار در برابر خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲- مدل‌سازی

حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- معرفی حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه

معرفی حالت	
۱	اعمال بار انفجار به پانل یک و ستون A5 (روش مورد استفاده در این مطالعه)
۲	اعمال بار انفجار به پانل‌های ۱ و ۲ و ستون‌های A4 و A5 (روش مورد استفاده در این مطالعه)
۳	حذف ستون A5 (روش مسیر بار جایگزین)
۴	حذف ستون‌های A4 و A5 (روش مسیر بار جایگزین)

۲-۱- مشخصات هندسی سازه

ساختمان فولادی چهار طبقه مورد نظر دارای پلان یکسانی در طبقات بوده شکل (۱) و ارتفاع طبقات آن برابر ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. سیستم باربر ساختمان نیز در هر دو جهت X و Y قاب خمشی متوسط می‌باشد. اتصال تیرها به ستون به صورت صلب و اتصال پای ستون به پی گیردار می‌باشد. کف سازه نیز از نوع دال با تیرهای مختلط فرض شده است و فواصل تیرهای فرعی از یکدیگر در بیشتر دهانه‌ها برابر یک متر و در تعدادی از دهانه‌ها نیز برابر ۱/۲ متر می‌باشد. طراحی متعارف سازه به کمک نرم‌افزار Sap2000-V14 [۲۱] مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۲] و با توجه به بارهای مرده، زنده و زلزله که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۳] تعیین شدند، صورت پذیرفت. مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی طبقات و بام در جدول ۲ ارائه گردیده است.

برای محاسبه بارهای ناشی از زلزله، فرض شده که سازه مورد نظر روی زمینی با خاک تیپ ۴ بنا شده است. طراحی در چند مرحله صورت گرفته است تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه باشد و از سوی دیگر، طراحی

جدول ۷- مشخصات محدوده پلاستیک بتن (رفتار فشاری)

کرنش ترک خوردگی	تنش تسلیم (N/mm ²)
.	۱۷۵۰۰۰۰۰
۰/۰۰۰۳۸	۲۵۷۰۰۰۰۰
۰/۰۰۱۸۹	۳۴۹۰۰۰۰۰
۰/۰۰۲۱۸	۳۵۰۰۰۰۰۰
۰/۰۰۴۵۴	۲۸۰۰۰۰۰۰

۲-۳- مدل‌سازی المان محدود سه‌بعدی

در مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان‌های Beam استفاده گردید. این المان‌ها، از المان‌های سازه‌ای معمول قابل استفاده در نرم‌افزار Abaqus می‌باشند و اعضای هستند که گره‌های آنها در حالت دوبعدی دارای دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی دورانی و سه درجه آزادی باشند، دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی هستند. این المان‌ها دارای مقاومت خمشی، برشی، پیچشی و محوری می‌باشند. در مدل‌سازی دال‌ها نیز از المان Shell و برای میلگردهای آن از المان Rebar استفاده شده است.

تعیین مش‌بندی بهینه در فرایند مدل‌سازی این مطالعه با استفاده از بررسی همگرایی جواب‌ها صورت گرفته است. این روش، یک روش مناسب در تضمین دقت جواب‌ها می‌باشد و به این صورت است که ابتدا مدل‌ها را با مش‌های بزرگتر تحلیل کرده و یکی از کمیت‌های خروجی، مثلاً مقدار ماکزیمم تنش فون میزس در یک نقطه‌ی دلخواه از مدل مورد بررسی، یادداشت می‌شود. سپس مش‌ها را ریزتر کرده و مسئله مجدداً تحلیل می‌گردد. فرایند ریزتر کردن مش‌ها تا جایی ادامه داده می‌شود که اختلاف میان نتایج بسیار کم شود. مش‌بندی یا شبکه‌بندی که به نمایندگی از مدل، مورد مطالعه قرار گرفت، به اندازه کافی خوب می‌باشد به طوری که این اطمینان را به وجود می‌آورد که نیروهای اعمال شده به طور دقیق محاسبه شوند.

یکی از مهم‌ترین مراحل مربوط به شبیه‌سازی‌های عددی، بررسی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل آنها از طریق مقایسه با نتایج تجربی و آزمایشگاهی می‌باشد. در مطالعه حاضر نیز صحت‌سنجی روش المان محدود به‌کار رفته، با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک ساختمان فولادی که در برابر پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده توسط سونگ و همکاران مورد ارزیابی قرار گرفت، انجام شد. ساختمان مورد بررسی، یک ساختمان فولادی چهار طبقه است که در سال ۱۹۴۹

های سریع در مقایسه با بارگذاری استاتیک به طور گسترده در دسترس نیست. یکی از روش‌های به‌دست آوردن ارتباط بین تنش و کرنش دینامیک، استفاده از ضریبی به نام ضریب افزایش دینامیک (DIF) در ارتباط تنش و کرنش استاتیک می‌باشد. فولاد در مواجهه با بارگذاری سریع، افزایش مقاومتی را تجربه می‌کند که چنین باری را در حالت معمولی پاسخگو نمی‌باشد. بنابراین، تنش تسلیم آن افزایش پیدا کرده و سبب کاهش تغییرشکل‌های پلاستیک می‌شود. همچنین، به صورت تجربی، به دلیل اینکه مقاومت تسلیم فولاد تقریباً ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت مشخصه آن است، ضریب افزایش مقاومت (SIF) برای منظور نمودن این مشخصه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، تنش تسلیم دینامیک طرح f_{dy} و تنش نهایی دینامیک f_{du} که در طراحی‌های مقاوم در برابر انفجار به کار می‌روند، با اعمال ضریب افزایش مقاومت و ضریب افزایش دینامیک به تنش تسلیم و تنش نهایی به‌دست می‌آیند. در این تحقیق، با توجه به استفاده از فولاد St37 و بر اساس مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان ایران، مقدار ضریب افزایش دینامیک برای تنش تسلیم جهت اطمینان برابر ۱/۲، برای تنش نهایی برابر ۱/۱ و ضریب افزایش مقاومت نیز برابر ۱/۱۵ در نظر گرفته شده است [۲۴ و ۲۵].

جدول ۴- مشخصات مکانیکی محدوده الاستیک میلگردها

مدول الاستیسیته (E)	$2/0.5 \times 10^5 \frac{N}{mm^2}$
ضریب پواسون (V)	۰/۳
جرم مخصوص (ρ)	$7/85 \times 10^{-6} \frac{N}{mm^2}$

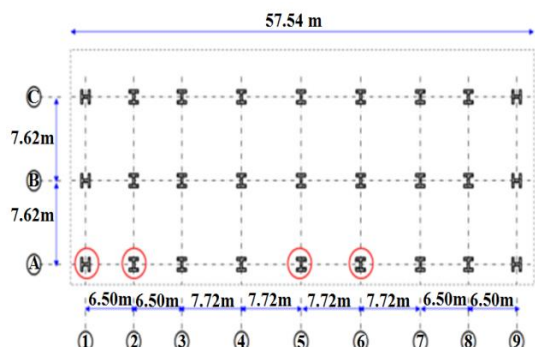
جدول ۵- مشخصات محدوده پلاستیک میلگردها

کرنش ترک خوردگی	تنش تسلیم (N/mm ²)
.	۱۷۵۰۰۰۰۰
۰/۰۰۰۳۸	۲۵۷۰۰۰۰۰
۰/۰۰۱۸۹	۳۴۹۰۰۰۰۰
۰/۰۰۲۱۸	۳۵۰۰۰۰۰۰
۰/۰۰۴۵۴	۲۸۰۰۰۰۰۰

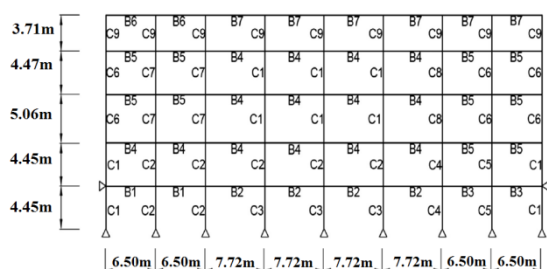
جدول ۶- مشخصات محدوده پلاستیک بتن (رفتار کششی)

کرنش ترک خوردگی	تنش تسلیم
.	۵۳۰۰۰۰
۰/۰۰۰۱۷۶	۵۳۱۰۰۰۰
۰/۰۰۱۵۳۹	۵۸۰۰۰۰

دهه ۱۹۵۰ مورد استفاده قرار می‌گرفت [۲۷]. قبل از تخریب ساختمان، چهار ستون طبقه اول به این ترتیب از سازه حذف گردیدند که در حالت (۱) دو ستون در نزدیکی وسط محور طولی قاب خارجی سازه، در حالت (۲) ستونی در کنج ساختمان در قاب خارجی سازه و در حالت (۳) ستونی در مجاورت ستون کنج ساختمان در قاب خارجی سازه. محل حذف این ستون‌ها در شکل‌های (۴) و (۶) نشان داده شده است.



شکل ۴: پلان ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و محل ستون‌های حذف شده [۲۶]



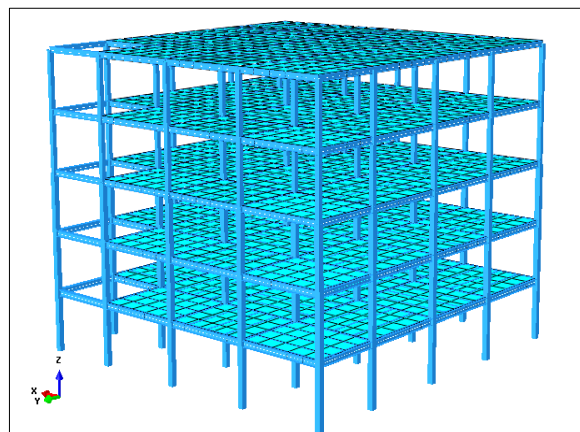
شکل ۵: نمای ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و نام‌گذاری مقاطع [۲۶]



شکل ۶: ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و محل ستون‌های حذف شده [۲۶]

همانگونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، در ابتدا در نقاط بالایی و پایینی ساختمان، ۴ ستون از ۹ ستون خارجی سازه، دو خط برش با استفاده از حرارت ناشی از جوشکاری ایجاد گردید و هنگامی که ستون‌ها قطع شدند تنها یک بخش کوچک از مقطع دست نخورده باقی ماند. پس از آن،

طراحی و در سال ۱۹۵۱ در مجموعه دانشگاه اوهایو در شهر کلمبوس واقع در ایالت اوهایو آمریکا ساخته شد و در سال ۲۰۰۷ تصمیم به تخریب این ساختمان گرفته شد. در این مطالعه، بخش شرقی این مجموعه‌ی ساختمانی بزرگ مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۳) نمای ساختمان را دقیقاً قبل از تخریب نشان می‌دهد. ساختمان مورد بررسی دارای چهار طبقه روی زمین و یک طبقه زیرزمین بوده و سیستم باربری سازه‌ای آن از نوع قاب خمشی فولادی است [۲۶].



شکل ۷: مدل المان محدود سه‌بعدی ساختمان چهار طبقه



شکل ۸: نمای شرقی ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو قبل از انجام آزمایش [۲۶]

پلان سازه در شکل (۴) نشان داده شده است. همچنین، همانگونه که در شکل (۵) مشخص است، ارتفاع طبقات زیرزمین و اول برابر ۴/۴۵ متر، طبقات دوم و سوم به ترتیب برابر ۵/۰۶ و ۴/۴۷ متر و ارتفاع بالاترین طبقه نیز برابر ۳/۷۱ متر بود.

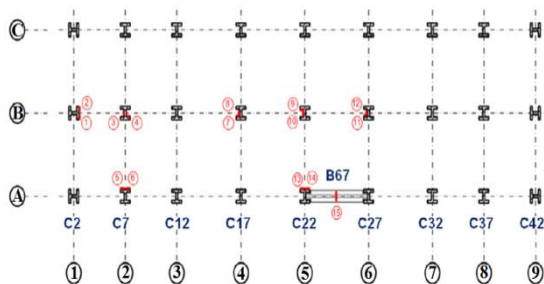
خواص مقاطع تیرها و ستون‌ها در جدول ۸ نشان داده شده اند. اولین اعداد بیانگر عمق یا ارتفاع مقطع (بر حسب اینچ) و دومین اعداد بیانگر وزن اسمی تیرها و ستون‌ها بر حسب (پوند بر فوت) می‌باشند. حرف WF نماینده تیر I شکل بال پهن و حرف B نماینده تیر I شکل سبک می‌باشد که در

۲۵۷۹ کیلوگرم بر متر مکعب و ۱۹۲۰ کیلوگرم بر متر مکعب می‌باشند. خواص اعضای قاب از نقشه‌های اولیه سازه و یادداشت‌های مربوطه به‌دست آمد. تنش تسلیم همه اعضای به‌کاررفته در ساختمان اتحادیه اوهایو برابر ۳۴۵ مگاپاسکال فرض شده است.

با توجه به مشخصات هندسی و ویژگی‌های مصالح به‌کار رفته در ساختمان اتحادیه اوهایو، مدل المان محدود ساختمان اشاره شده با روش مورد استفاده در این پژوهش شبیه‌سازی گردید و حالت اول سناریوی حذف ستون آن که شامل حذف همزمان ستون‌های ۱ و ۲ (A5) و (A6) مطابق شکل‌های (۴) و (۶) بود، در مدل عددی ایجاد شده بررسی شد. نمودار کرنش‌سنج‌های ۲ و ۱۵ و نیز جابجایی ساختمان پس از تحلیل به ترتیب در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) نشان داده شده است. جدول ۹ نیز مقادیر کرنش‌های حاصل از مدل تحلیلی و آزمایش تجربی را در کرنش‌سنج‌های ۲ و ۱۵ در حالت حذف دو ستون نشان می‌دهد. همچنین، نتایج حاصل از مدل‌سازی ساختمان اوهایو در نرم‌افزار Sap2000 ارائه شده توسط سونگ و همکاران با نتایج خروجی نرم‌افزار Abaqus/CAE 6.11 مقایسه گردید. اعداد داخل پرانتز نشان داده شده در جدول ۹ بیانگر درصد اختلاف نتایج شبیه‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.



شکل ۷: ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و محل ستون‌های حذف شده [۲۶]



شکل ۸: محل قرارگیری کرنش‌سنج‌ها در ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو [۲۶]

بخش میانی و مابین مقاطع برش خورده با استفاده از کابل و توسط یک بولدوزر کشیده شد. ستون‌ها مطابق دستورالعمل‌های طراحی توصیه شده در آیین‌نامه‌ها در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و به نمایندگی از حذف آنی ستون‌ها، از سازه حذف گردیدند.

جدول ۸- مقاطع تیرها و ستون‌های مورد استفاده در ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو [۲۶]

مقاطع ستون‌ها		مقاطع تیرها	
شماره ستون	نوع ستون	شماره تیر	نوع تیر
C1	10 WF 72	B1	24 B 76
C2	12 WF 133	B2	21 B 68
C3	12 WF 120	B3	16 B 58
C4	10 WF 100	B4	21 WF 62
C5	10 WF 89	B5	18 WF 50
C6	10 WF 54	B6	14 B 17.2
C7	10 WF 112	B7	14 B 22
C8	10 WF 60	B8	24 WF 76
C9	10 WF 33	B9	18 WF 45

همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌گردد، ۱۵ عدد کرنش‌سنج روی ستون‌ها و تیرهای نزدیک ستون حذف شده نصب شدند تا بازتوزیع بارهای ثقلی را با استفاده از تغییرات کرنش‌های اندازه‌گیری شده طی حذف ستون‌ها و مطابق حالات تعریف شده کنترل کنند. در طول فرایند حذف ستون‌ها، یک سیستم قابل حمل برای ثبت داده‌ها و یک اسکرن متصل به لب تاب کرنش‌ها را ثبت نمود. در طول انجام این آزمایش میدانی هیچ خسارت قابل توجهی حتی پس از حذف ۴ ستون در ساختمان مشاهده نشد. توضیحات بیشتر در مورد آزمایش انجام شده در این ساختمان، وسایل و ابزارهای مورد استفاده در مرجع [۲۸] قابل دسترسی است. طی انجام این آزمایش میدانی، کرنش‌های موجود در مجاورت ستون‌های حذف شده پس از برش و حذف ستون، اندازه‌گیری شدند. تمامی مقادیر کرنش‌ها پس از حذف هر ستون به مقادیر منفی رسیدند و بعد از گذشت یک مقدار مشخص از زمان تثبیت شدند. در زمان انجام آزمایش، قاب‌ها تنها بارهای مرده ناشی از دیوارها، دال‌ها، تیرها و ستون‌ها را تحمل می‌کردند. بار زنده نیز در تمامی تحلیل‌ها صفر فرض شده است. زیرا در زمان انجام آزمایش، ساختمان کاملاً خالی از سکنه بوده و بسیاری از تیغه‌ها، مبلمان و سایر بارهای غیر سازه‌ای از آن خارج شدند. برای محاسبه بار مرده دیوارها، وزن مخصوص شیشه و دیوار به ترتیب

جدول ۹- مقایسه مقادیر کرنش‌های به دست آمده از مدل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی

کرنش سنج	آزمایش میدانی	تحلیل دینامیک غیرخطی (SAP2000)	تحلیل دینامیک غیرخطی (ABAQUS)
۲ (ستون)	-55×10^{-6}	-32×10^{-6} (۴۳٪)	-56×10^{-6} (۱/۸۱)
۱۵ (تیر)	-37×10^{-6}	-46×10^{-6} (۲۴٪)	-25×10^{-6} (۳۲/۴۳)

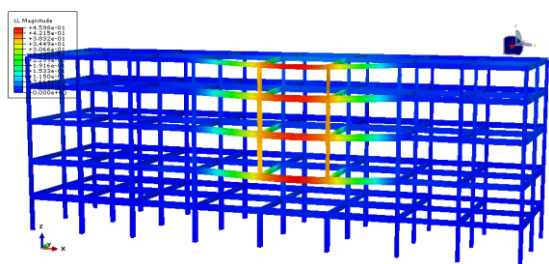
جدول ۱۰- پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه بارهای ناشی از انفجار

موقعیت اعمال بار	طبقه	W(lb)	R(ft)	α (deg)	P_s (psi)	t^* (ms)
A5	همکف	۲۲۰۴/۶	۱۴/۰۱	۲۰/۴۸	۶۷۲۹/۶۷	۱/۱۱
Panel 1	همکف	۲۲۰۴/۶	۲۲/۷۶	۳۰/۹	۲۴۱۶/۱	۲/۴۵
A4	همکف	۲۲۰۴/۶	۲۷/۵۳	۳۸/۴۷	۱۴۶۷/۵	۳/۴۱
Panel 2	همکف	۲۲۰۴/۶	۳۸/۳۷	۳۸/۷	۶۵۵/۶۶	۶/۲۲

پژوهش که با استفاده از نرم‌افزار Abaqus/CAE 6.11 انجام گرفت، نسبت به نتایج آزمایشگاهی از تطابق نسبتاً خوبی برخوردار می‌باشد. یکی از دلایل این اختلاف مقدار، عدم مدل‌سازی سیستم سقف طبقات این سازه می‌باشد که به دلیل نبود اطلاعات لازم از جزئیات آنها در مدل عددی، شبیه‌سازی نشد [۲۶].



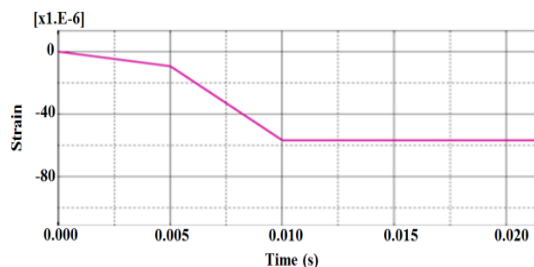
شکل ۹: نصب کرنش‌سنج روی ستون‌ها و تیرهای اطراف ستون‌های حذف شده [۲۶]



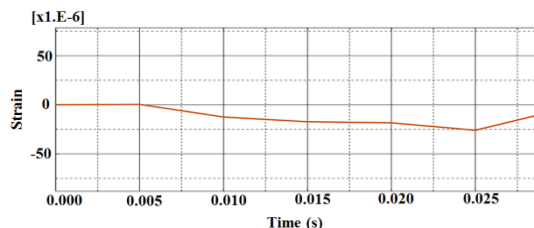
شکل ۱۲: جابجایی ایجاد شده در مدل المان محدود پس از حذف ستون‌ها

۳- اعمال اطلاعات بار انفجاری

بارهای اعمال شده به سازه شامل وزن اجزای سازه (تیر، ستون)، بارهای مرده و زنده وارد بر کف سازه و بارهای ناشی از فشار انفجار می‌باشند. با توجه به الگوی بارگذاری معرفی شده در آیین‌نامه GSA [1]، ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیک هم در روش مسیر بار جایگزین و هم در روش اعمال مستقیم بار انفجاری برابر $DL+0.25LL$ در نظر گرفته شد. به منظور اعمال بارهای انفجاری و شبیه‌سازی مستقیم آنها روی سازه [۱۱]، یک ماده منفجره به وزن یک تن TNT معادل، در مجاورت کتچ سازه و به فاصله ۴ متری از آن قرار می‌گیرد (شکل (۱۳)). این مقدار TNT می‌تواند انفجار یک بمب قوی را

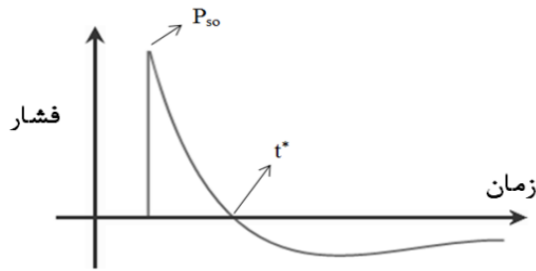


شکل ۱۰: کرنش ایجاد شده در کرنش‌سنج ۲ از مدل المان محدود ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو



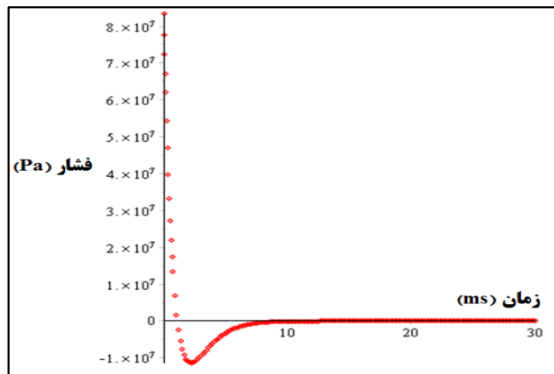
شکل ۱۱: کرنش ایجاد شده در کرنش‌سنج ۱۵ از مدل المان محدود ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو

با توجه به مقایسه‌ی صورت گرفته در جدول ۹، مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش مورد استفاده در این



شکل ۱۵: پارامترهای معادله فریدلندر در یک نمودار فشار در برابر زمان فرضی

حل معادله فریدلندر به کمک نرم‌افزار Maple صورت پذیرفت و به این ترتیب تاریخچه زمانی بارگذاری انفجاری وارد بر سازه به دست آمد و در نرم‌افزار Abaqus به مدل‌ها اعمال گردید. نمودارهای تاریخچه زمانی بارهای انفجاری نیز در شکل‌های (۱۶) تا (۱۹) نشان داده شده است.



شکل ۱۶: ستون A5 در طبقه همکف

۴- ارائه نتایج حاصل از تحلیل

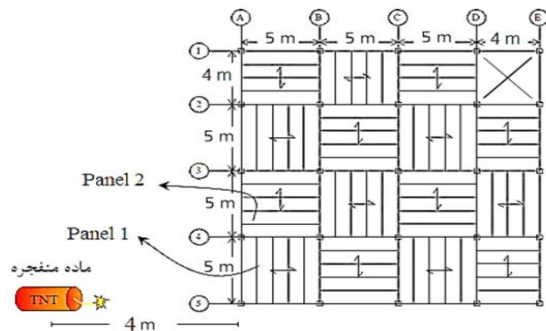
۴-۱- اعمال بار انفجار به پانل یک و ستون A5

پس از تحلیل سازه در حالت اعمال بار انفجار به پانل یک و ستون A5، نیروهای محوری، تنش برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در ستون‌های اطراف محل انفجار و جابجایی قائم سازه در شکل‌های (۲۰) تا (۲۳) نشان داده شده است.

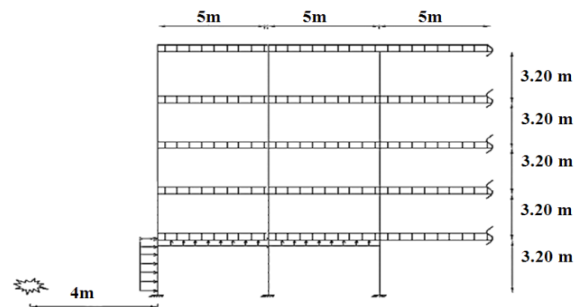
۴-۲- اعمال بار انفجار به پانل‌های ۱ و ۲ و ستون‌های A5 و A4

پس از تحلیل سازه در حالت اعمال بار انفجار به پانل‌های ۱ و ۲ و ستون‌های A5 و A4، نیروهای محوری، تنش برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در ستون‌های اطراف محل انفجار و جابجایی قائم سازه در شکل‌های (۲۴) تا (۲۷) نشان داده شده است.

در نزدیکی یک بنای مسکونی شبیه‌سازی کند و از این رو دارای اهمیت فنی و کاربردی بالایی است [۲۹].



شکل ۱۳: پلان سازه و موقعیت ماده منفجره

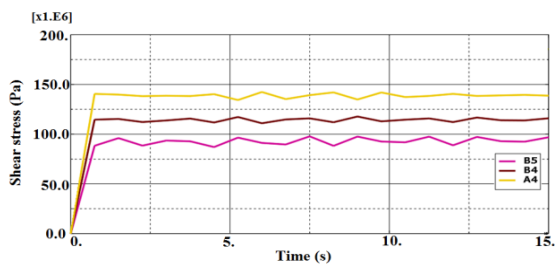


شکل ۱۴: نمونه‌ای از نحوه اعمال بار انفجار به اعضای سازه

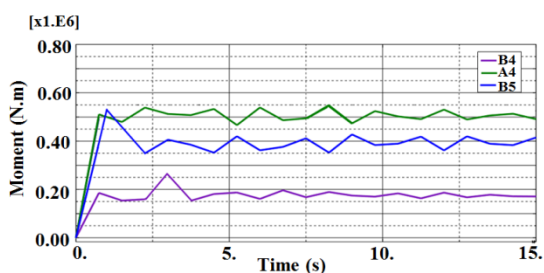
در این مطالعه، به منظور پیش‌بینی اثرهای انفجار از یک برنامه به نام ATBlast [۳۰] استفاده گردیده که بر پایه روابط تجربی TM5-1300 [۳۱] طراحی شده است. به منظور تعیین تاریخچه زمانی بارگذاری انفجاری روی اعضای مورد نظر سازه‌ها، ابتدا مقادیر وزن ماده منفجره (W)، زاویه برخورد (α) و فاصله مرکز انفجار تا قسمت‌های مورد نظر (R) به نرم‌افزار ATBlast داده شد و به دنبال آن مقادیر فشار حداکثر و زمان تداوم برای ستون‌های A4 و A5 در طبقه همکف و پانل‌های یک و دو از طبقه همکف از این نرم‌افزار استخراج گردید (جدول ۱۰) و در معادله‌ی بار انفجار فریدلندر [۳۲] که یکی از دقیق‌ترین و کامل‌ترین نمونه‌ی حل عددی موج انفجار است، قرار گرفت (رابطه (۱)):

$$P_{(t)} = P_{SO} e^{-\frac{t}{t^*}} \left(1 - \frac{t}{t^*}\right) \quad (1)$$

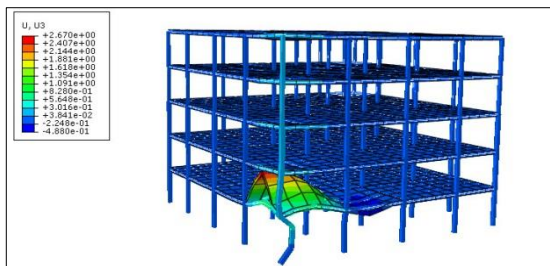
که در آن P_{SO} حداکثر فشار ناشی از انفجار، $P_{(t)}$ مقدار فشار در زمان t و t^* زمان تداوم انفجار (زمانی که در آن فشار به صفر می‌رسد) می‌باشد. این پارامترها در شکل (۱۵) و در یک نمودار فرضی فشار در برابر زمان نشان داده شده‌اند.



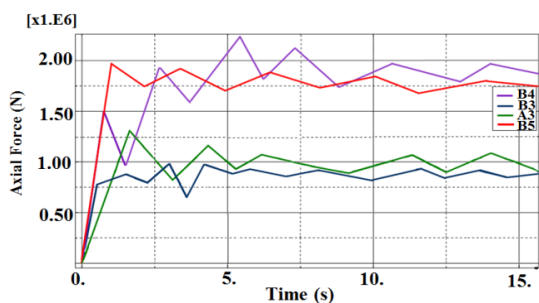
شکل ۲۱: تنش برشی ستون‌ها (حالت اول)



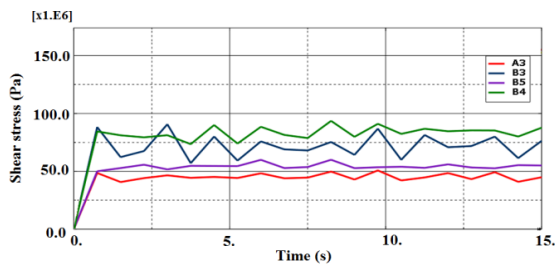
شکل ۲۲: لنگر خمشی ستون‌ها (حالت اول)



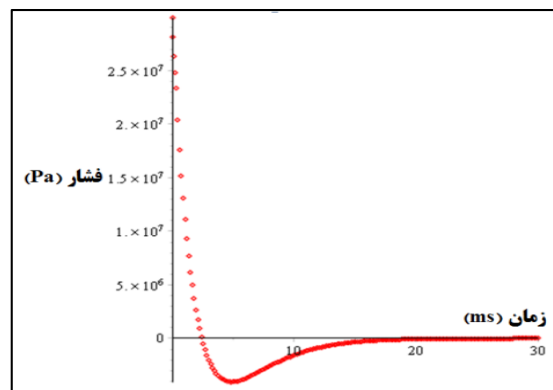
شکل ۲۳: جابجایی سازه در جهت قائم (U3) در حالت بارگذاری انفجاری مستقیم (حالت اول)



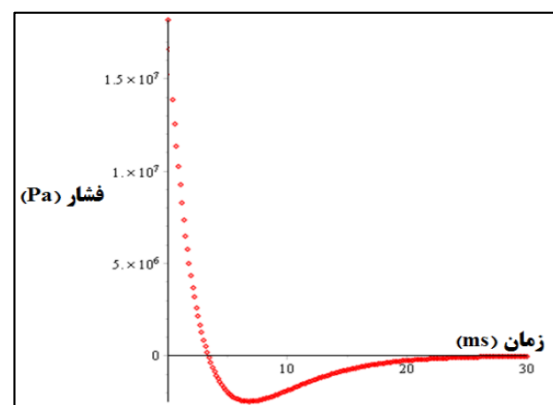
شکل ۲۴: نیروی محوری ستون‌ها (حالت دوم)



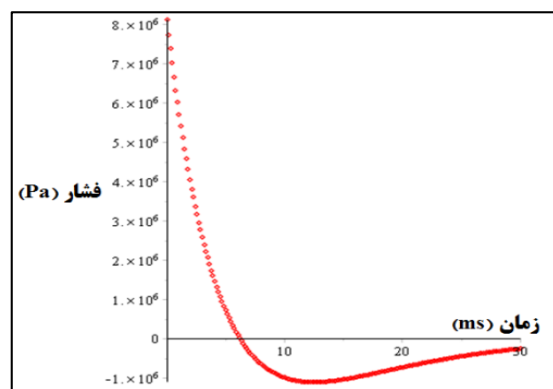
شکل ۲۵: تنش برشی ستون‌ها (حالت دوم)



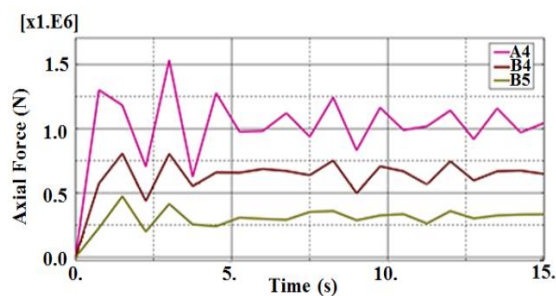
شکل ۱۷: پانل یک در طبقه همکف



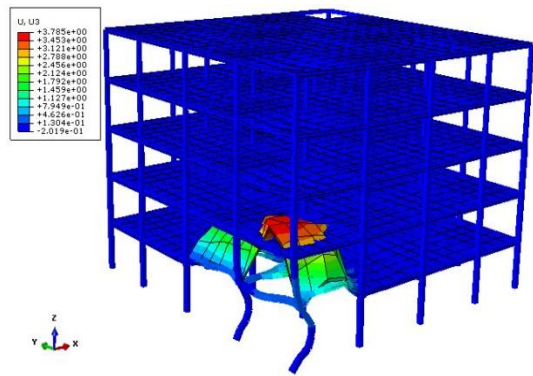
شکل ۱۸: ستون A4 در طبقه همکف



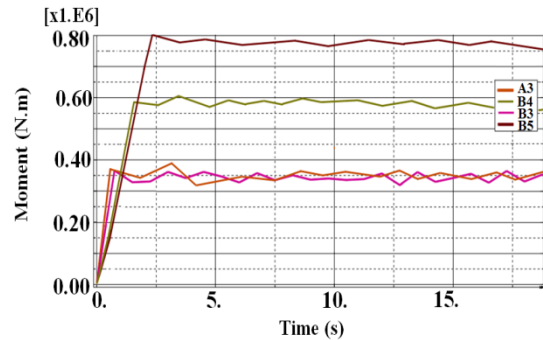
شکل ۱۹: پانل دو در طبقه همکف



شکل ۲۰: نیروی محوری ستون‌ها (حالت اول)



شکل ۲۷: جابجایی سازه در جهت قائم (U3) در حالت بارگذاری انفجاری مستقیم



شکل ۲۶: لنگر خمشی ستون‌ها (حالت دوم)

۴-۳- تحلیل سازه به روش مسیر بار جایگزین در

حالت حذف ستون A5

در این بخش، مدل المان محدود سه‌بعدی ساختمان چهار طبقه‌ی مورد بررسی تحت بارگذاری انفجاری، مجدداً شبیه‌سازی شد. برای این منظور، در ابتدا ستون A5 در طبقه‌ی همکف مطابق ضوابط مربوط به روش مسیر بار جایگزین [۶] حذف گردید و پاسخ سازه با ارزیابی نیروهای به وجود آمده در اعضای مجاور ستون حذف شده مورد ارزیابی قرار گرفت و با نتایج روش شبیه‌سازی مستقیم بارگذاری انفجاری مقایسه گردید. برای انجام تحلیل دینامیک غیرخطی، عکس‌العمل محوری ستون، قبل از حذف، مورد محاسبه قرار می‌گیرد و پس از آن نیز در جریان فرایند حذف ستون‌ها، این نیروهای متمرکز محوری محاسبه شده می‌بایست جایگزین ستون‌های حذف شده شوند.

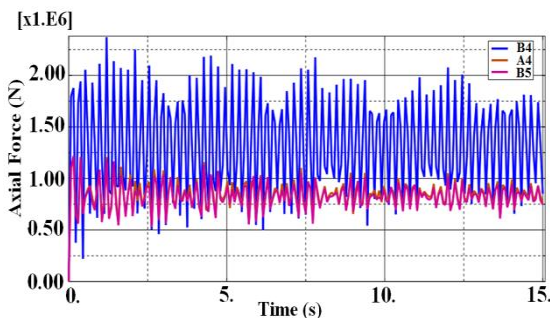
پس از مدل‌سازی و تحلیل ساختمان چهار طبقه در حالت حذف ستون A5 نتایج حاصل در قالب نمودارهای نیروی محوری، تنش برشی، لنگر خمشی، و نیز مقادیر جابجایی قائم سازه به صورت جداگانه در شکل‌های (۲۸) تا (۳۱) ارائه شدند.

۴-۴- تحلیل سازه به روش مسیر بار جایگزین در

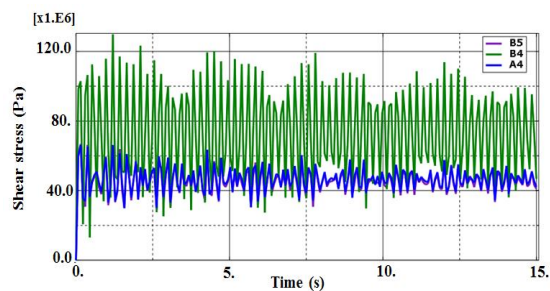
حالت حذف ستون‌های A4 و A5

پاسخ ساختمان چهار طبقه به حذف ناگهانی ستون‌های A4 و A5 با استفاده از روش تحلیل دینامیک غیرخطی و نیز روش المان محدود سه‌بعدی مورد ارزیابی قرار گرفت.

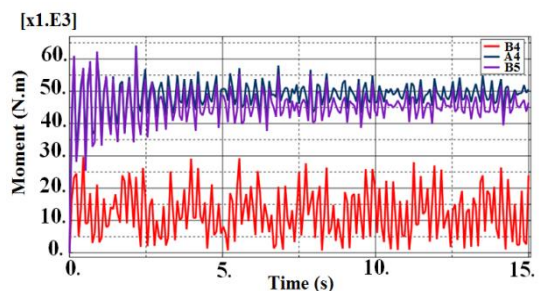
حداکثر نیروهایی که منجر به ایجاد جابجایی در هر یک از اعضای که در جریان فرایند حذف ستون‌ها اعمال شده‌اند نیز ثبت شدند و در شکل‌های (۳۲) تا (۳۵) ارائه شده‌اند.



شکل ۲۸: نیروی محوری ستون‌ها در حالت حذف ستون A5



شکل ۲۹: تنش برشی ستون‌ها در حالت حذف ستون A5



شکل ۳۰: لنگر خمشی ستون‌ها در حالت حذف ستون A5

۵- مقایسه نتایج حاصل از روش مسیر بار

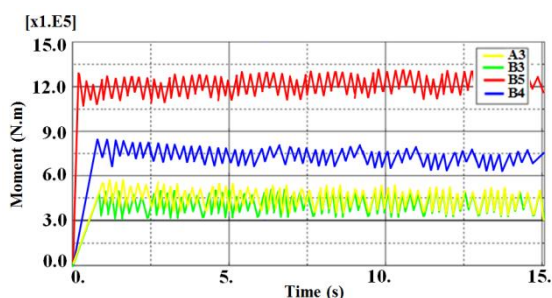
جایگزین و روش اعمال مستقیم بار انفجار

مقایسه بین روش‌های مسیر بار جایگزین و روش اعمال مستقیم بار انفجار با ارائه نمودارهای مقایسه‌ای مقادیر نیروی محوری و تنش‌های برشی صورت گرفته

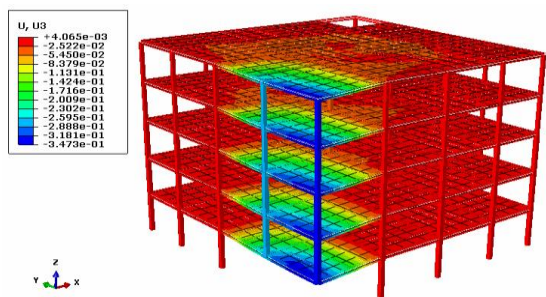
است.

بزرگتر شود، عضو به شدت آسیب دیده و به احتمال زیاد فروریزش خواهد نمود و با حذف آنها از مدل، محدوده خرابی با مقادیر مجاز مقایسه می‌گردد. در این مطالعه، معیار DCR برای خمش و برش در اعضای مجاور محل اعمال بار انفجار و نیز اعضای مجاور محل ستون‌های حذف شده مورد محاسبه قرار گرفت و نتایج حاصل در شکل‌های (۳۶) و (۳۷) ارائه گردید.

از مقایسه مقادیر DCR ستون‌ها در دو حالت روش APL و روش مستقیم اعمال بار انفجاری می‌توان به این نتیجه دست یافت که هنگامی که از روش مستقیم اعمال بار انفجار استفاده می‌شود، DCR مربوط به نیروهای برشی بیشتر از حالتی است که در آن روش APL استفاده شده است. بنابراین، می‌توان به این نتیجه دست یافت که در ارزیابی خرابی پیشرونده تحت بارگذاری انفجاری روش اعمال بار مستقیم، حالت بحرانی‌تری در سازه ایجاد می‌کند.



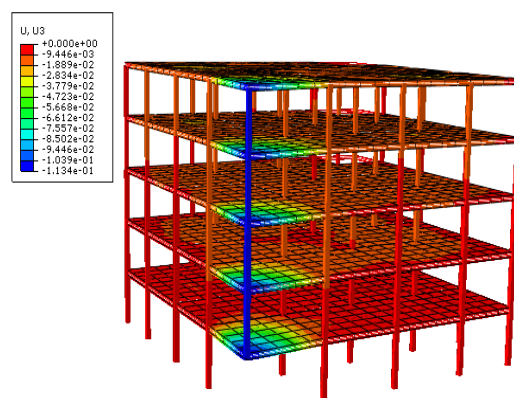
شکل ۳۴: لنگر خمشی ستون‌ها در حالت حذف ستون‌های A4 و A5



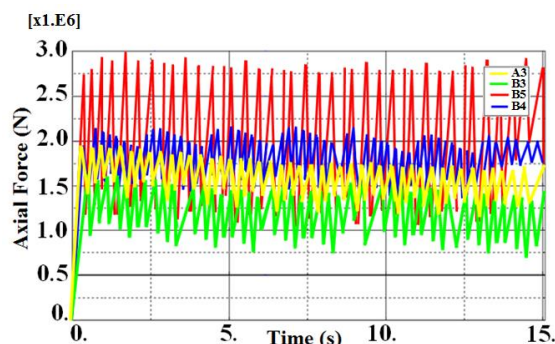
شکل ۳۵: جایجایی سازه در جهت قائم در روش مسیر بار جایگزین و در حالت حذف ستون‌های A4 و A5

۵-۲- مقایسه مقادیر نیروی محوری

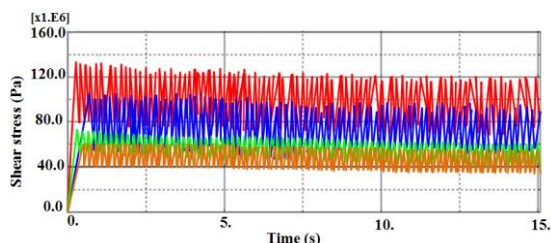
به منظور بررسی تغییرات نیروی محوری اعضای مجاور محل انفجار و نیز اعضای مجاور ستون‌های حذف شده در روش APL، این نیروها در شکل (۳۸) مورد مقایسه قرار گرفتند.



شکل ۳۶: جایجایی سازه در جهت قائم در روش مسیر بار جایگزین و در حالت حذف ستون A5



شکل ۳۷: نیروی محوری ستون‌ها در حالت حذف ستون‌های A5 و A4



شکل ۳۸: تنش برشی ستون‌ها در حالت حذف ستون‌های A4 و A5

۵-۱- مقایسه مقادیر نسبت تقاضا به ظرفیت

یکی از معیارهای بررسی خرابی پیشرونده، معیار DCR می‌باشد که عبارت است از نسبت تقاضا به ظرفیت که از آن به عنوان ضریب تقاضا نیز نام می‌برند (رابطه (۲)) [۱]:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{UC}}$$

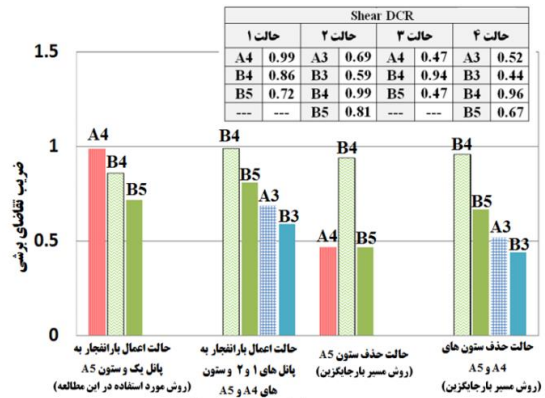
که Q_{UD} نیروی حاصل از انجام تحلیل در عضو یا اتصال و Q_{UC} ظرفیت مورد انتظار در عضو یا اتصال است. چنانچه نسبت DCR خمشی از عدد ۲ و DCR برشی از عدد یک

سازه خواهند داشت.

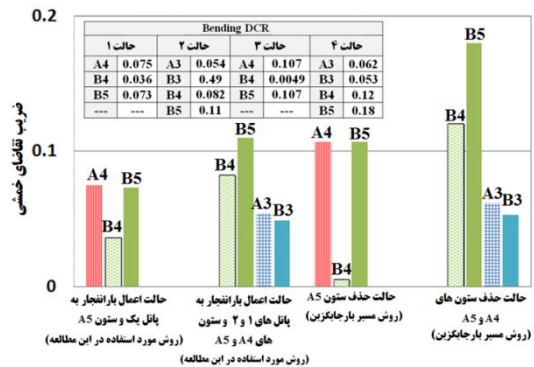
۶- نتیجه‌گیری

روش‌های تحلیل گسیختگی پیشرونده سازه‌ها در دو گروه دسته‌بندی شده‌اند: روش شبیه‌سازی مستقیم و روش مسیر بار جایگزین بدون در نظر گرفتن عامل بارگذاری. روش اول حاصل پیش‌بینی‌های دقیق و قابل اعتماد گسیختگی سازه‌ای تحت بار انفجار است. اما بسیار وقت‌گیر بوده و نیاز به شناخت دقیق ماهیت انفجار دارد. روش دوم نسبتاً آسان بوده، اما از دقت کمتری برخوردار است و لزوماً حاصل پیش‌بینی‌های قابل اعتمادی از خرابی پیشرونده در سازه‌ها نیست. به طور کلی، شکل‌های روش مسیر جایگزین، نادیده گرفتن خرابی اولیه یا آسیب اعضای سازه‌ای مجاور در اثر بار انفجار یا ضربه است. با توجه به معایب روش‌های فوق، روش جدیدی که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفت، خرابی سازه را مشابه روش شبیه‌سازی مستقیم بررسی می‌کند، با این تفاوت که نیازی به اعمال بار انفجاری به کل اعضای سازه‌ای نیست. بنابراین، زمان و میزان حافظه‌ی کامپیوتری کمتری مورد نیاز می‌باشد. همچنین، با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیک، این روش نسبت به روش مسیر بار جایگزین پیش‌بینی‌های قابل اعتمادتری از خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری ارائه می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل یک مدل سازه‌ای المان محدود سه‌بعدی به دو روش مسیر بار جایگزین و نیز روش مورد استفاده در این پژوهش حاکی از آن است که با توجه به فشار وارد شده به دال، نیروی محوری ستون در روش شبیه‌سازی مستقیم مورد استفاده کمتر از روش مسیر جایگزین می‌باشد. بنابراین، روش مسیر جایگزین در ارزیابی بار محوری ستون محافظه‌کارانه‌تر است. روش مسیر جایگزین، نیروی برشی بزرگ اعمال شده به ستون در اثر بارگذاری انفجاری را نادیده می‌گیرد. بنابراین، هنگام استفاده از روش مسیر جایگزین برای محاسبه‌ی مقاومت سازه، ظرفیت برشی ستون باید بررسی شود. با توجه به مقادیر حاصل از DCR برشی و مقایسه آن با مقادیر DCR خمشی می‌توان به این نتیجه دست یافت که در ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه‌ها، هنگامی که عامل خرابی ناشی از بارگذاری انفجاری باشد، با توجه به غالب بودن نیروی برشی، معیار DCR را باید برای برش کنترل نمود.

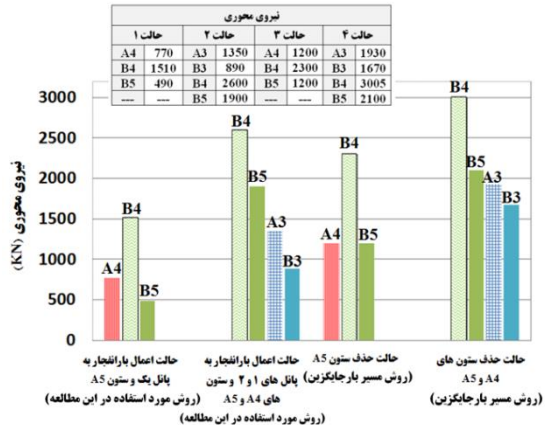
همچنین، همان‌طور که در شکل‌های (۲۳)، (۲۷)، (۳۱) و



شکل ۳۶: مقایسه مقادیر ضریب تقاضای برشی ستون‌ها



شکل ۳۷: مقایسه مقادیر DCR ستون‌ها در حالت خمشی



شکل ۳۸: مقایسه مقادیر نیروی محوری ستون‌ها

از مقایسه مقادیر نیروی محوری در هر دو روش مورد اشاره می‌توان به این موضوع دست یافت که اگرچه در روش APL مقادیر نیروی محوری نسبتاً بیشتری در ستون‌ها ایجاد شده است و از این لحاظ محافظه‌کارانه‌تر می‌باشند. اما با توجه به اینکه بارهای ناشی از انفجار به صورت برشی به سازه اعمال می‌گردند، تفاوت چشمگیری بین مقادیر نیروی برشی در دو روش مشاهده می‌گردد که می‌توان به این نتیجه دست یافت که در ارزیابی خرابی پیشرونده تحت بار انفجاری نیروهای برشی نقش تعیین‌کننده‌ای در پاسخ

می‌توان به این نتیجه دست یافت که در بررسی خرابی پیشرونده، هنگامی که عامل اولیه ایجاد خرابی، انفجار در نظر گرفته می‌شود، مقدار جابجایی قائم ایجاد شده در اعضای اصلی برابر سازه نظیر تیرها قابل توجه بوده و در روش مسیر بار جایگزین این مقدار قابل توجه در نظر گرفته نمی‌شود.

(۳۵) مشخص است، مقادیر جابجایی قائم ایجاد شده در ساختمان‌های مورد بررسی در این مطالعه نشان می‌دهند که بیشینه جابجایی ایجاد شده در تیرهای پیرامون محل انفجار، در روش اعمال مستقیم بار انفجار در حدود سه برابر بیشینه جابجایی ایجاد شده در تیرهای پیرامون ستون‌های حذف شده در روش مسیر بار جایگزین می‌باشد. بنابراین،

۶- مراجع

- [1] General Services Administration (GSA), "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", Washington DC, Office of Chief Architect, 2003.
- [2] A. Astaneh-Asl, "Progressive collapse prevention of steel frames with shear connections", Department of Civil and Environmental Engineering and Center for Catastrophic Risk Management, University of California, Berkeley, 2007.
- [3] Grierson D., M. Safi, L. Xu and Y. Liu, "Simplified methods for progressive collapse-analysis of buildings", Proceedings of Metropolis and Beyond- Structures Congress, Reston, VA, 2005.
- [4] A. Izaduddin, G. Vlassis, Y. Elaghazouli and A. Nethercot, "Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss-Part I: Simplified assessment framework", Engineering Structure, Vol. 30, No. 5, 2008, pp. 1308-1318.
- [5] J. Kim and T. Kim, "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 1, 2009, pp. 169-179.
- [6] Department of Defense- Unified Facilities, "Design of buildings to resist progressive collapse", UFC 4-023-03, Department of Defense, USA, 2013.
- [7] K. Khandelwal, S. El-Tawil and S. Fahim, "Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 5, No. 3, 2009, pp. 699-708.
- [8] F. Fu, "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modelling method", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, 2009, pp. 1269-1278.
- [9] M. Liu, "Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, 2011, pp. 322-332.
- [10] F. Fu, "Response of a multi-storey steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 70, 2012, pp. 115-126.
- [11] F. Fu, "Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 80, 2013, pp. 299-307.
- [12] H. M. Elsanadedy, T. H. Almusallam, Y. R. Alharbi, Y. A. Al-Salloum and H. Abbas, "Progressive collapse potential of a typical steel building due to blast attacks", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 101, 2014, pp. 143-157.
- [13] P. M. Stylianidis and D. A. Nethercot, "Modelling of connection behaviour for progressive collapse analysis", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 113, 2015, pp. 169-184.
- [14] F. Hashemi Rezvani, A. M. Yousefi and H. R. Ronagh, "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames", Structures, Vol. 3, 2015, pp. 81-89.
- [15] S. W. Kim, C. H. Lee and K. K. Lee, "Effects of floor slab on progressive collapse resistance of steel moment frames", Journal of Constructional Steel Research, Volume 110, 2015, pp. 182-190.
- [16] O. A. Mohamed, "Calculation of load increase factors for assessment of progressive collapse potential in framed steel structures", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 3, 2015, pp. 11-18.
- [17] National Institute of Standard and Technology (NIST), "Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings", NISTIR 7396, 2007.
- [18] American Society of Civil Engineers (ASCE), "Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE7-05)", Reston, VA, 2005.
- [19] M. Jensen, "Introduction to LS-DYNA@Implicit", Livermore Software Technology Corporation, 2007.
- [20] ABAQUS Theory Manual, Pawtucket, R.I: Hibbit, Karlsson and Sorensen, Inc. Version 6.11. 2011.
- [21] SAP 2000 Advanced Structural Analysis Program, Version 12, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, 2009.

- [22] C. H. Glock, E. H. Grosse and J. M. Ries, "The lot sizing problem: A tertiary study", *International Journal of Production Economics*, Vol. 155, 2014, pp. 39-51.
- [۲۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران، ۱۳۹۲.
- [۲۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، نشر توسعه ایران، تهران، ۱۳۹۲.
- [24] J. Y. R. Liew and H. Chen, "Explosion and fire analysis of steel frames using fiber element approach", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 7, 2004, pp. 991-1000.
- [۲۵] مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان، "پدافند غیر عامل"، دفتر مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران، ۱۳۹۱.
- [26] B. Song, H. Sezen and K. Giriunas, "Experimental and analytical assessment on progressive collapse potential of actual steel frame buildings", *ASCE Structures Conference and North American Steel Construction Conference*, Orlando, Florida, May 12-15, 2010.
- [27] AISC, "Manual of steel construction", 6th Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 1969.
- [28] B. I. Song, "Experimental and analytical assessment on the progressive potential of existing buildings", MSc. Thesis, The Ohio State University, 2010.
- [29] Y. Shi, Z. X. Li and H. Hao, "A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading", *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 6, 2010, pp.1691-1703.
- [30] ATBLAST 2.0, Applied Research Associates, 2000.
- [31] US Departments of the Army, Navy and Airforce, "Technical Manual", Army TM5-1300, Navy NAVFAC P-397, Air Force AFR 88-22, Structures to resist the effects of accidental explosions, Washington, DC, 1990.
- [32] M. Larcher, "Pressure-time functions for the description of air blast waves", European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen, Italy, 2008.