

چیدمان بهینه ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر به منظور بهینه سازی رفتار سازه های بلند تحت بار انفجار

رضا کامگار^{۱*}، نوراله مجیدی^۲، هیشم حیدرزاده^۳

۱ و ۳ استادیار، ۲- کارشناس ارشد، دانشگاه شهرکرد

(دریافت: ۹۸/۰۳/۱۱، پذیرش: ۹۸/۰۷/۲۷)

چکیده

استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر در دهه هشتاد میلادی در ژاپن شروع شد و به دنبال آن در نقاط دیگر دنیا ادامه یافت. استفاده از این نوع مهاربندها سبب رفع بسیاری از نقایص رفتاری مربوط به مهاربندهای فولادی متداول می شود که ناشی از اختلاف مابین ظرفیت کششی و فشاری آنها است. در این مقاله تأثیر نحوه جانمایی ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر بر پاسخ سازه های بلند تحت بار انفجار بررسی می شود. برای این منظور یک سازه ۳۰ طبقه به دوازده حالت مختلف توسط ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر مقاوم سازی می شود و بر مبنای بیشینه پاسخ سازه تحت بار انفجار بهترین حالت جانمایی برای ابر مهاربند معرفی می شود. در این راستا سازه تحت چهار حالت بار انفجار ناشی از انفجار ۱۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله های ۵ و ۱۰ متری از سازه قرار می گیرد و عملکرد سازه با استفاده از مفاهیم جایجایی بام، چرخش سازه، دریافت طبقات، برش و ممان پایه بررسی می شود. نتایج نشان می دهند که با کاهش مقدار وزن ماده منفجره و همچنین افزایش مقدار فاصله ماده منفجره از سازه مقدار اثرات تخریبی و بیشینه پاسخ سازه کاهش یافته و سازه به سطح ایمن عملکردی (IO) بازگردانده شده است. همچنین نتایج نشان می دهد که حالت اصلی A₁ بهترین حالت جانمایی برای ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر است و در این حالت میزان فولاد مربوط به ابر مهاربند بیش از ۱۶ درصد کاهش می یابد.

کلیدواژه ها: ابر مهاربند کمانش ناپذیر، بار انفجار، دریافت طبقات، رفتار غیرخطی، رفتار چرخه ای

Optimum Layout of Mega Buckling-Restrained Braces to Optimize the Behavior of Tall Buildings Subjected to Blast Load

R. Kamgar^{*}, N. Majidi, H. Heidarzadeh

Shahrekord University

(Received: 01/06/2019; Accepted: 19/10/2019)

Abstract

The use of buckling-restrained braces began in Japan at 1980s and was then followed by other countries all over the world. Many behavioral problems associated with the conventional steel braces might be neglected when this type of bracing system is used, due to the difference between their tension and compression strength capacity. In this paper, the effect of mega buckling-restrained braces on the response of tall structures subjected to the blast load is investigated. For this purpose, a 30-story structure is retrofitted by mega buckling-restrained braces in twelve different modes. Then, the best positioning of this control system is introduced based on the maximum response of the structure. In this regard, the structure is subjected to four states of blast loads produced by 1000 and 1200 kilograms of TNT at a distance of 5 and 10 meters from the structure. The results showed that by decreasing the amount of blast material and also increasing the distance of TNT from the structure, the damaging effects and also the maximum response of the structure reduced; and therefore, the structure went to the safe level (IO). The results also indicated that the A₁ state is the best positioning for the controlled system, in which the maximum displacement of the roof, the maximum rotation of the structure is less than these values for the original structure (the structure with the conventional braces system). Also, the A₁ state can be chosen as the best candidate for placement of the controlled system since it reduces the weight of the bracing system more than 16% rather than this value for the original structure.

Keywords: Mega Buckling-Restrained Braces, Blast Load, Drift Stories, Nonlinear Behavior, Hysteretic Behavior

۱. مقدمه

رفتار متقارن در کشش و فشار را دارا هستند که منجر به کاهش دریافت و اثرات $P-\Delta$ در سازه می‌شوند.

سابلی و همکاران [۲۵] نشان دادند که استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر می‌تواند عملکرد سازه را بهبود بخشد. آن‌ها نشان دادند که مشکل عمده مهاربندهای معمول اختلاف بین ظرفیت کششی و فشاری در بارگذاری چرخه‌ای است که این مشکل در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر برطرف می‌شود. کامگار و شمس [۱۰] تأثیر بار انفجار را بر روی رفتار غیرخطی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بررسی نمودند. ترمبلی و همکاران [۲۶] میزان دریافت در سازه‌های مجهز به سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر را بررسی نمودند. آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی افزایشی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های ۲ تا ۱۶ طبقه نشان دادند که برای زمین‌لرزه‌های قوی با استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر می‌توان از فروپاشی سازه جلوگیری نمود. اروکو و همکاران [۲۷] نتایج مربوط به دریافت در سازه‌های ۲ تا ۱۲ طبقه مجهز به سیستم قاب خمشی ویژه و مهاربند کمانش‌ناپذیر را با یکدیگر مقایسه نمودند و نشان دادند که کارایی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر بهبود می‌یابد.

ابر مهاربندها از جمله سیستم‌های کنترلی غیرفعال هستند و همانند سایر مهاربندها، زاویه اجرای مهاربند می‌تواند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار باشد. از طرفی محدودیت‌های معماری در ساختمان‌ها، روش اجرای این مهاربندها را تحت‌الشعاع قرار می‌دهد. در این مقاله از سیستم ترکیبی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر با ابر مهاربندها جهت کنترل سازه بلند تحت بار انفجار استفاده می‌شود. به‌طورکلی پیچیدگی موجود در تحلیل دینامیکی سازه تحت بار انفجار، بررسی رفتار سازه را مشکل و هزینه‌بر می‌نماید. این پیچیدگی به‌دلیل سرعت بالای کرنش، رفتار غیرخطی مصالح، عدم قطعیت در محاسبه بار انفجار و زمان‌بر بودن تحلیل است. از طرفی حملات تروریستی به سازه‌های سازمانی روبره افزایش است. بنابراین، می‌توان گفت پدیده انفجار پدیده‌ای مهم در مهندسی سازه است و از این‌رو بررسی مسئله خرابی پیش‌رونده، اثر انفجار بر روی سازه‌های مجاور، پاسخ سازه در برابر انفجار و ... از مسائل حائز اهمیت در این حوزه هستند [۲۸-۳۰]. موج انفجار رفتاری ضربه‌ای است که با سرعتی بیشتر از سرعت صوت از سمت ماده منفجره به سمت محیط اطراف منتشر می‌شود [۳۱]. در حقیقت، پدیده انفجار آزاد شدن سریع مقداری زیادی انرژی در زمانی بسیار کم است. این گازها به‌شدت منبسط‌شده و هوای روبروی خود را به جلو رانده و جبهه‌ای از هوای فشرده‌شده را تشکیل می‌دهند. این جبهه بیشترین انرژی را دارا است که به آن موج انفجار می‌گویند [۳۲].

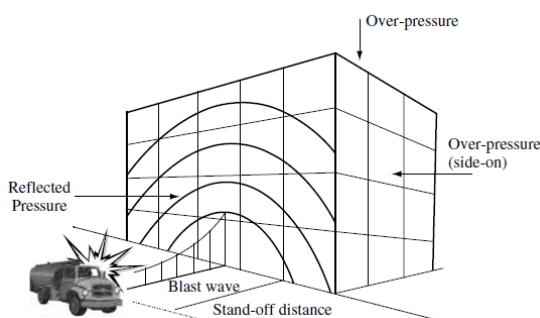
تحت بار انفجار امکان تخریب موضعی یا کلی اعضا و وقوع خرابی پیش‌رونده بسته به قدرت انفجار و سختی سازه وجود دارد.

امروزه جهت کنترل ارتعاشات سازه، سیستم‌های مقاوم جانبی متفاوتی وجود دارد [۱-۱۲] که استفاده از آن‌ها به فاکتورهای متفاوتی از جمله، ارتفاع ساختمان، محدودیت‌های معماری، مصالح در دسترس و ... بستگی دارد. این امر خصوصاً در ساختمان‌های بلند که در آن‌ها انتخاب سیستم مقاوم جانبی بر روی وزن سازه و دریافت طبقات تأثیرگذار است، تأثیر بسزایی دارد [۱۳]. مهاربندها در کنترل ارتعاشات سازه‌های فولادی از پرکاربردترین سیستم‌های مقاوم جانبی هستند [۱۴]. سیستم‌های مقاوم جانبی با توجه به شکل و نوع مصالح استفاده‌شده می‌توانند تأثیرهای متفاوتی در مقاومت جانبی سازه‌ها داشته باشند [۱۵]. در ساختمان‌های بلند با استفاده از مهارهای بازویی^۱، ابر مهاربندها و مهاربندهای کمانش‌ناپذیر می‌توان به‌خوبی ارتعاشات سازه را کنترل نمود. از سوی دیگر، ابر مهاربندها به‌دلیل ساختار ویژه‌ای که دارند می‌توانند وزن سازه را به‌طور چشمگیری کاهش دهند [۱۶-۱۷]. در سال‌های اخیر مفهوم ابر مهاربند و روش‌های مختلف اجرای آن مورد توجه محققین متفاوتی بوده است. بررسی پژوهش‌ها نشان می‌دهد که الگوهای متفاوت اجرای این مهاربندها می‌تواند در توزیع انرژی جانبی اثرگذار باشد [۱۸]. بیشتر مطالعات انجام‌شده در رابطه با بررسی نحوه چیدمان بهینه‌ی مهاربندهای متداول تحت بار زلزله است [۱۹-۲۱] در حالی که در رابطه با سیستم‌های ابر مهاربند، تحقیقات بیشتر به بررسی رفتار این‌گونه مهاربندها تحت بارگذاری جانبی به‌صورت عددی معطوف می‌شود [۱۶، ۲۲ و ۲۳].

استهلاک انرژی و شکل‌پذیری از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر روی عملکرد سازه‌ها هستند. در سازه‌های فولادی با مهاربند، المان‌های مهاربند وظیفه شکل‌پذیری و جذب انرژی را دارند. مهاربندهای متعارف بعد از چند سیکل بارگذاری دچار کمانش شده و قابلیت جذب انرژی در آن‌ها کاهش می‌یابد و این ضعف از رفتار نامتقارن مهاربندهای مرسوم در کشش و فشار ایجاد می‌شود. بنابراین، در سازه‌های کنترل‌شده با این نوع مهاربندها، هنگامی که سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود، منحنی دریافت طبقات غیریکنواخت می‌شود. این حالت زمانی که ارتفاع سازه زیاد باشد و یا سازه دارای بی‌نظمی باشد، بیشتر اتفاق می‌افتد. برای غلبه بر این موضوع کلارک در سال ۱۹۹۹ مهاربندها را به‌گونه‌ای طراحی نمود که هم در کشش و هم در فشار تسلیم‌شده و ناشی از بار فشاری کمانش نکنند [۲۴]. بنابراین، مهاربندهای کمانش‌ناپذیر دارای قابلیت شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای معمول هستند. مهاربندهای کمانش‌ناپذیر

^۱ Outrigger

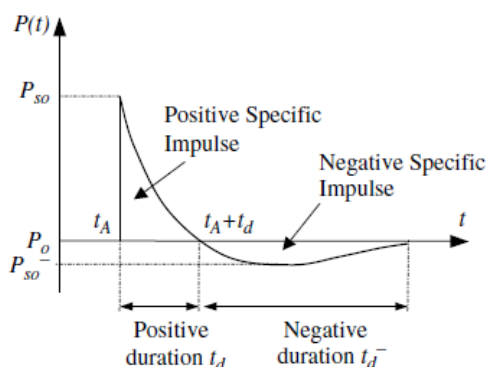
در یک فاصله مشخص از محل انفجار، با گذشت مدت زمانی کوتاه، فشار در آن محل به‌طور ناگهانی بالا رفته تا اینکه به نقطه اوج خود برسد. بعد از آن، فشار رفته‌رفته میرا شده و به فشار محیط و حتی پایین‌تر از آن تنزل می‌یابد [۳۹].



شکل ۱. گسترش امواج انفجار [۳۷]

۱.۲. پارامترهای انفجار

رفتار انفجار با دو جز مهم تعریف می‌شود: ۱- اندازه بمب یا وزن خرج (W) و ۲- فاصله بین منبع انفجار و هدف (R). شکل (۲) نمودار فشار زمان بار انفجار را نشان می‌دهد. که پارامترهای آن مطابق جدول (۱) تعریف می‌شوند [۴۰].



شکل ۲. نمودار فشار زمان انفجار [۳۷]

جدول ۱. پارامترهای بار انفجار

| پارامتر | توضیح |
|-----------|---------------------------|
| t_A | زمان رسیدن انفجار به سازه |
| P_{so} | فشار مثبت بیشینه انفجار |
| P_o | فشار محیط |
| P_{so-} | فشار منفی بیشینه انفجار |
| t_{d-} | زمان فاز منفی انفجار |
| t_{d+} | زمان فاز مثبت انفجار |

رایج‌ترین روش برای محاسبه بار انفجار ناشی از ماده منفجره روش Hopkinson-Cranz یا روش ریشه سوم فاصله است. بنیان‌گذار این روش Hopkinson است و بعداً توسط Cranز اصلاح شد [۴۱]. در این رابطه از پارامتر مقیاس (Z) جهت محاسبه پارامترهای انفجار استفاده می‌شود.

نوری زاده و ایزدی فرد عملکرد ستون‌های قاب بتنی طراحی شده تحت بار زلزله با استفاده از آیین‌نامه زلزله ایران را در چهار سطح خطر ناشی از بار انفجار بررسی نمودند [۳۳]. لزگی و همکاران نیز اثرات بارگذاری متعارف و شدید بار انفجار را بر روی تخریب موضعی ستون‌های قاب خمشی بتن‌آرمه بررسی نمودند [۳۴]. ایزدی فرد و رهبری نیز به‌صورت عددی اثرات نیروی محوری بر تغییر شکل جانبی ستون بتنی با غلاف فولادی را تحت بار انفجار بررسی نمودند [۳۵].

در این مقاله برای اولین بار عملکرد سازه‌های بلندمرتبه کنترل‌شده با استفاده از سیستم مقاوم جانبی ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تحت بار انفجار بررسی می‌شود. در این راستا یک سازه فولادی ۳۰ طبقه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 تحت طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی می‌شود. پس از آن سازه به ۱۲ صورت مختلف توسط ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر کنترل می‌شود. در ادامه جهت افزایش سرعت اجرا، سازه طراحی شده در مرحله قبل توسط برنامه OpenSees و به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی شده و تحت بار انفجار به میزان ۱۰۰۰ و ۱۲۰۰۰ کیلوگرم در فاصله ۵ و ۱۰ متری از سازه قرار می‌گیرد. در انتها نیز عملکرد سازه تحت چیدمان مختلف ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تحت بار انفجار بررسی می‌شود و بهینه‌ترین حالت انتخاب می‌شود.

۲. انفجار

در حقیقت انفجار آزاد شدن ناگهانی، سریع و در مقیاس زیاد انرژی است [۳۶-۳۸]. موج حاصل از انفجار به‌صورت فشاری بیشتر از فشار محیط اطراف (وجه پرفشار) به سمت خارج از منبع انفجار توسعه یافته و با گذر زمان از شدت آن کاسته می‌شود (شکل ۱). بعد از مدت‌زمان کوتاهی، فشار پشت جبهه موج ممکن است به زیر فشار محیط تقلیل یابد. در این حین، خلأ جزئی‌ای تشکیل شده و هوا را به درون خود می‌مکد. این امر با تولید بادهایی با مکش زیاد همراه است که آوارها را برای مسافت طولانی به‌دوراز منبع انفجار حمل می‌نمایند. به‌بیان‌دیگر موج انفجار در اثر افزایش سریع فشار هوا از نقطه اتمسفری به فشار اوج انفجار حاصل می‌شود و به دنبال آن کاهش سریع در فشار اتمسفری و سپس افزایشی تدریجی در فشار اتمسفری را ایجاد می‌کند. بنابراین موج انفجاری دارای دو فاز است. ۱- ازدیاد سریع فشار که افزایش فشار اتمسفری را به دنبال دارد و به نام فاز مثبت^۱ یا فاز فشاری شناخته می‌شود و ۲- کاهش فشار به حد اتمسفری که یک بازگشت به حالت اتمسفری را به دنبال داشته و به نام فاز منفی^۲ یا فاز مکنده شناخته می‌شود. بنابراین،

^۱ Positive Phase

^۲ Negative Phase

حال با به‌دست آمدن پارامتر Z_h از رابطه (۱)، مابقی پارامترهای انفجار را مطابق روابط زیر برحسب Z_h می‌توان محاسبه نمود. بر این اساس، مدت‌زمان فشار مثبت انفجار از رابطه (۶) استفاده می‌شود.

$$t_0 = w^{1/3} 10^{[-2.75 + 0.27 \log(Z_h)]} \quad (6)$$

همچنین سرعت موج انفجار را می‌توان از رابطه (۷) محاسبه نمود [۴۵].

$$U = a_0 \sqrt{\frac{6P_{so} + 7P_o}{7P_o}} \quad (7)$$

به گونه‌ای که در رابطه (۷)، P_o فشار هوای محیط است که معادل ۱۰۱ کیلو پاسکال است و a_0 نیز سرعت صوت در هوا است که برابر با ۳۳۵ متر بر ثانیه است. همچنین زمان رسیدن موج انفجار به سازه را می‌توان از رابطه (۸) محاسبه نمود.

$$t_A = \frac{R_h}{U} \quad (8)$$

جهت محاسبه مقدار فشار منعکس شده نیز بایستی ثابت C_r را مطابق رابطه (۹) محاسبه نمود [۴۶].

$$C_r = 3 \sqrt[4]{\frac{P_{so}}{101}} \quad (9)$$

و بنابراین، مقدار فشار منعکس شده نیز از رابطه (۱۰) به دست می‌آید.

$$P_r = C_r \times P_{so} \quad (10)$$

در انتها رابطه مربوط به فشار ناشی از موج انفجار در بستر زمان برای هر طبقه مطابق پارامترهای انفجار از رابطه (۱۱) به دست می‌آید

$$P(t) = P_o + P_r (1 - t/t_0) \exp^{-\gamma t/t_0} \quad (11)$$

به‌گونه‌ای که در رابطه (۱۱) γ پارامتری است که برای کنترل نسبت دامنه موج استفاده می‌شود و مطابق رابطه (۱۲) به دست می‌آید.

$$\gamma = Z_h^2 - 3.7Z_h + 4.2 \quad (12)$$

لازم به ذکر است که در رابطه (۱۱) سمت راست معادله از دو قسمت تشکیل شده است. قسمت اول فشار هوای محیط را در نظر می‌گیرد (P_o) و برابر ۱۰۱ کیلو پاسکال است. قسمت دوم رابطه نیز اضافه فشار ناشی از انفجار نسبت به هوای محیط را محاسبه می‌نماید. شکل (۴) مقدار فشار وارد بر طبقه اول در چهار حالت بارگذاری در نظر گرفته شده را نشان می‌دهد.

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

به‌گونه‌ای که در رابطه ۱، R فاصله‌موضع موردنظر از ماده منفجره است و W وزن معادل TNT ماده منفجره است. رابطه‌های متفاوتی نیز جهت پیش‌بینی بار انفجار وجود دارد. برود رابطه (۲) را جهت تخمین بیشینه فشار ناشی از بار انفجار برحسب پارامتر Z معرفی نمود [۴۲].

$$P_{so} = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \quad (P_{so} > 10 \text{ bar})$$

$$P_{so} = \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3} - 0.019 \quad (0.1 < P_{so} < 10)$$

همچنین نیومارک و هسن نیز رابطه (۳) را جهت تخمین بیشینه فشار ناشی از بار انفجار ارائه نمودند [۴۳].

$$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{1/2} \quad (3)$$

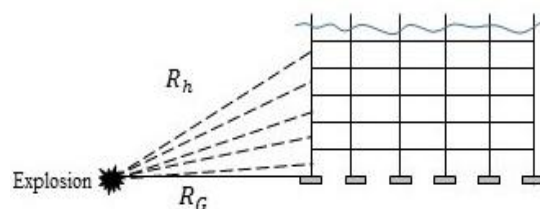
در این مقاله از رابطه معروف پیشنهاد شده توسط میلز (مطابق رابطه ۵) جهت تخمین بیشینه فشار ناشی از بار انفجار استفاده می‌شود [۴۴].

$$P_{so} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (4)$$

۲-۲. محاسبه بار انفجار وارد بر سازه

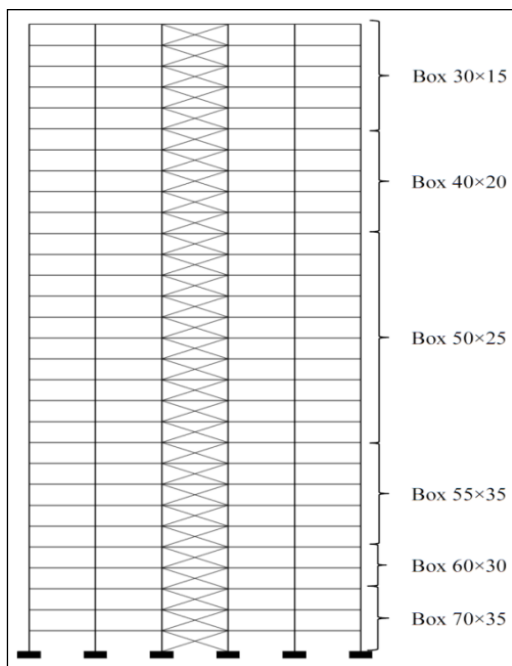
در این مقاله جهت بررسی تأثیر بار انفجار بر پاسخ دینامیکی سازه بلند کنترل شده با استفاده از ایر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر چهار حالت بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. ماده منفجره در فواصل ۵ و ۱۰ متری از سازه و به میزان ۱۰۰۰ و ۱۲۰۰۰ کیلوگرم در نظر گرفته می‌شوند. با توجه به این نکته که توزیع بار انفجار به صورت قابل توجهی در ارتفاع ساختمان متفاوت است، به منظور توسعه بار انفجار بر روی سازه از مدل تئوری بر پایه تجربی استفاده می‌شود که این رویکرد، روش عددی ساده برای اعمال بار انفجار بر سازه را ایجاد می‌نماید. بدین منظور لازم است تا فاصله‌ماده منفجره از وسط ارتفاع هر طبقه مطابق شکل (۳) محاسبه شود. لازم به ذکر است که در همه معادلات به کاررفته واحدهای طول، جرم، فشار و زمان به ترتیب متر، کیلوگرم، کیلو پاسکال و ثانیه هستند.

$$R_h = \sqrt{R_G^2 + h^2} \quad (5)$$



شکل ۳. هندسه استفاده شده جهت محاسبه R_h [۳۹]

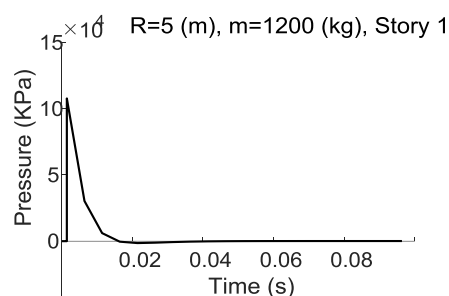
طبقات و طول تمامی دهانه‌ها به ترتیب برابر با ۳/۲ متر و ۶ متر در نظر گرفته می‌شود. اتصالات تیرها و ستون‌ها از نوع گیردار و اتصالات مهاربندها از نوع مفصلی در نظر گرفته می‌شود. مقاطع به‌کاررفته برای ستون‌های سازه در شکل (۵) نشان داده شده‌اند که همگی دارای ضخامت ۳/۵۰ سانتی‌متر هستند. همچنین مقاطع تیرهای طبقات اول، بیست و ششم تا سی‌ام تیرورق W شکل ۲۱×۵۷ است و برای طبقات دیگر تیرورق W شکل ۱۴×۲۲ است و خصوصیات هندسی مقطع در جدول ۲ ارائه شده است (مطابق شکل ۶). همچنین تمامی بادبندها نیز دارای سطح مقطع ۳۰۴ سانتی‌متر مربع هستند و از نوع بادبندهای مرسوم بوده که در این مقاله با استفاده از Steel 02 معرفی می‌شوند. مدول ینگ برای مصالح استفاده شده برابر با $2 \times 10^{11} (N/m^2)$ و تنش تسلیم مصالح برابر با $248 \times 10^6 (N/m^2)$ در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است که مطابق با آیین‌نامه AISC 360-10، در ابتدا تمامی اعضای سازه بر اساس بارگذاری لرزه‌ای این آیین‌نامه طراحی می‌شوند. سپس سازه طراحی شده در این مرحله، جهت افزایش سرعت و کاهش هزینه محاسبات جهت تحلیل غیرخطی در برنامه OpenSees مدل‌سازی می‌شود. برای این منظور مصالح مربوط به تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از نوع Steel 02 در نظر گرفته می‌شود.



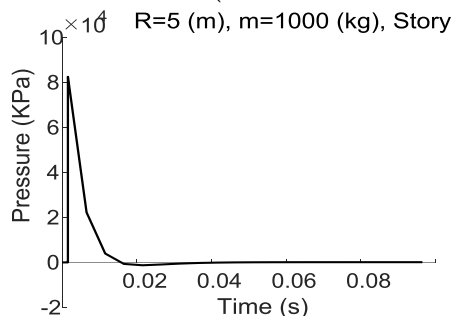
شکل ۵. نمایی از سازه ۳۰ طبقه مورد مطالعه (سازه اصلی)

جدول ۲. خصوصیات هندسی سطح مقطع تیرها و مهاربندهای استفاده شده در سازه مورد مطالعه

| ت _w (cm) | ت _f (cm) | ب _f (cm) | د (cm) | مقطع |
|---------------------|---------------------|---------------------|--------|--------------|
| ۰/۵۸ | ۰/۹۰ | ۱۲/۷۰ | ۳۴/۸۰ | W14×22 |
| ۱/۰۲ | ۱/۶۵ | ۱۶/۶۶ | ۵۳/۶۰ | W21×57 |
| ۲/۰۰ | ۲/۰۰ | ۴۰/۰۰ | ۴۰/۰۰ | W15.75×16.75 |

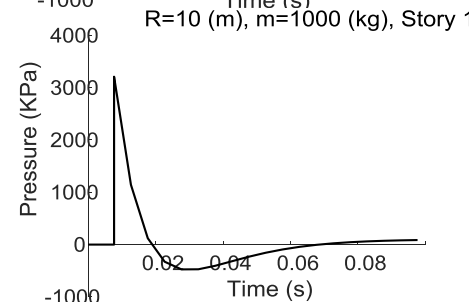
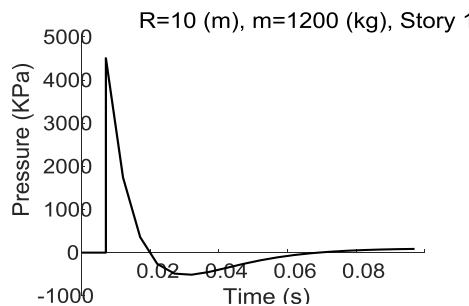


(الف)



(ب)

شکل ۴-۱. نمودار تاریخچه زمانی فشار وارد بر طبقه اول سازه (الف) برای ۱۲۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۵ متری از سازه (ب) ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۵ متری از سازه

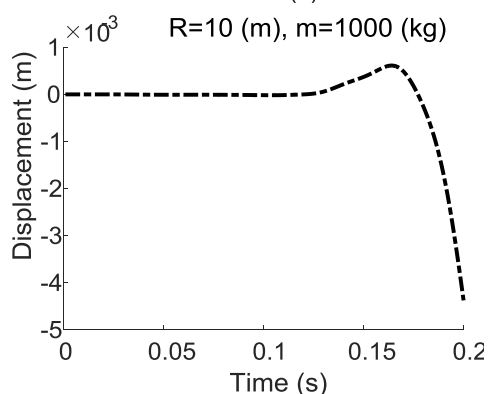
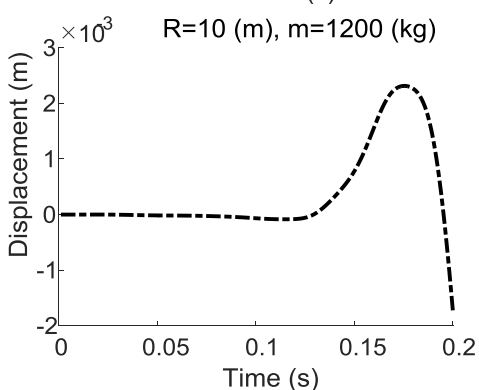
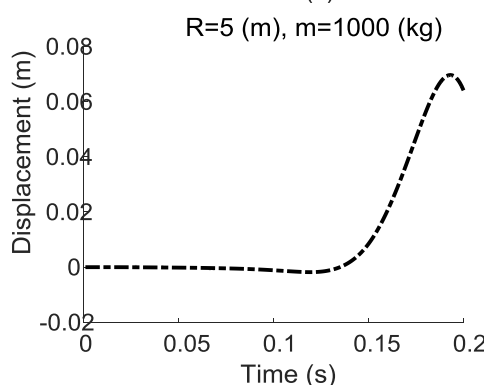
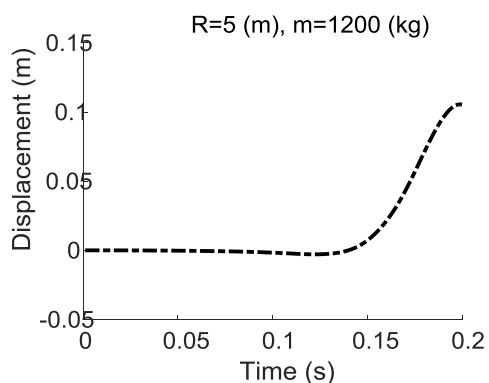


شکل ۴-۲. نمودار تاریخچه زمانی فشار وارد بر طبقه اول سازه برای ۱۲۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۱۰ متری از سازه (ب) ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۱۰ متری از سازه

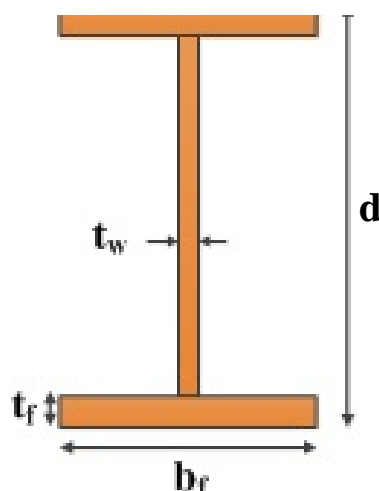
۳. مثال عددی

در این قسمت مدل‌سازی سازه ۳۰ (سازه اصلی) طبقه ارائه می‌شود. بدین منظور، در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار SAP2000، سازه تحت طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ بر اساس آیین‌نامه AISC 360-10 طراحی می‌شود. میزان بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۵۰۰ و $300 (N/m^2)$ در نظر گرفته می‌شوند. همچنین ارتفاع تمامی

همچنین نمودار تاریخچه زمانی چرخش بام سازه ۳۰ طبقه در شکل (۹) نشان داده شده است و شکل (۱۰) نیز نمودار تاریخچه زمانی برش پایه در سازه مورد مطالعه تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.



شکل ۸. نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام سازه تحت بار انفجار

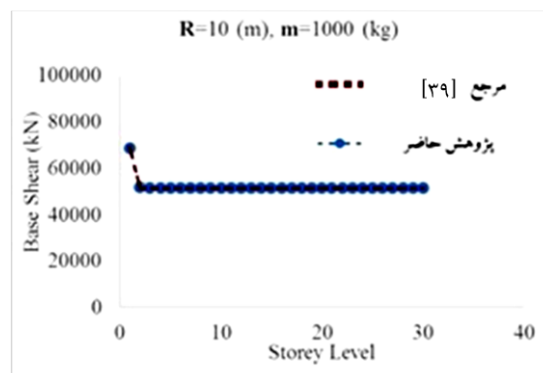


شکل ۶. پارامترهای به کاررفته در تعریف سطح مقطع

۳-۱- بررسی اندرکنش سازه اصلی و ماده منفجره

۳-۱-۱- صحت‌سنجی

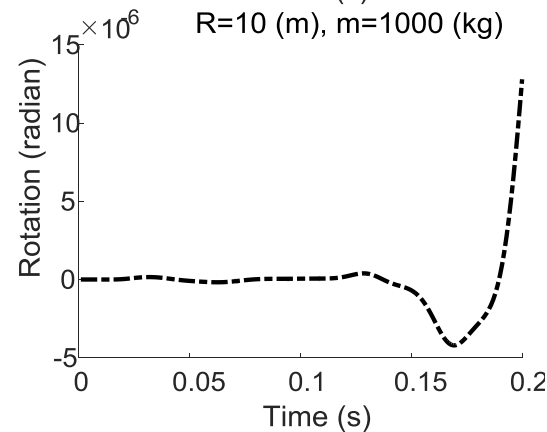
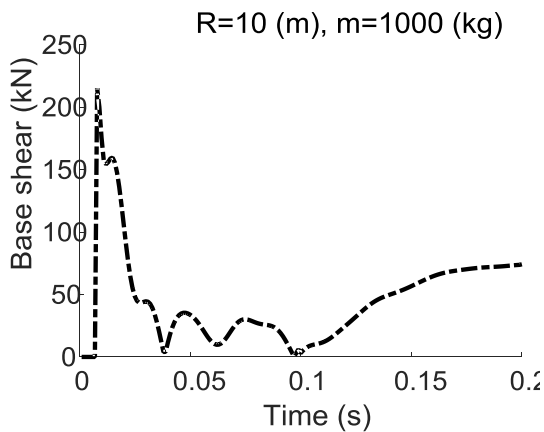
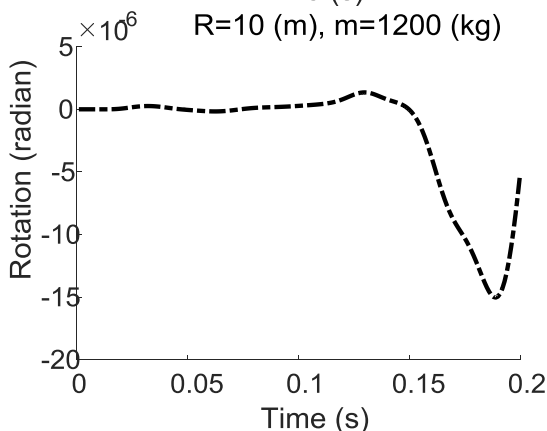
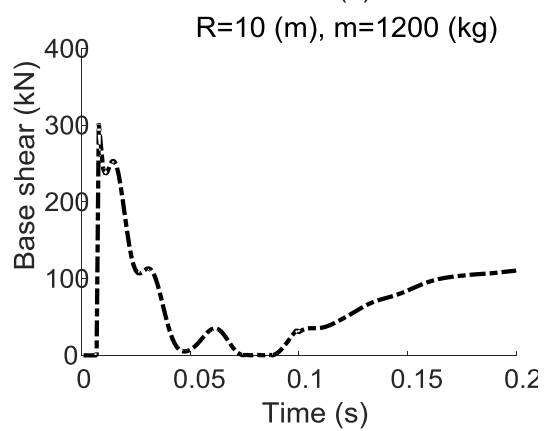
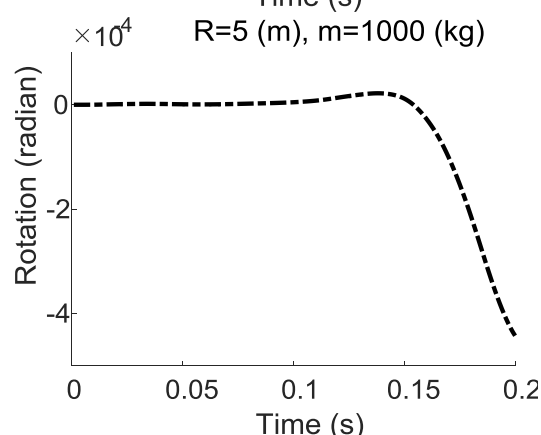
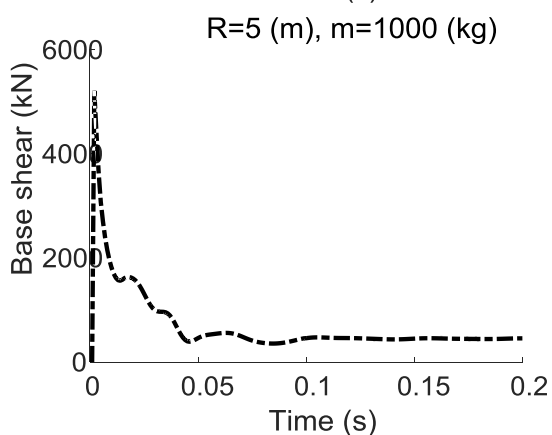
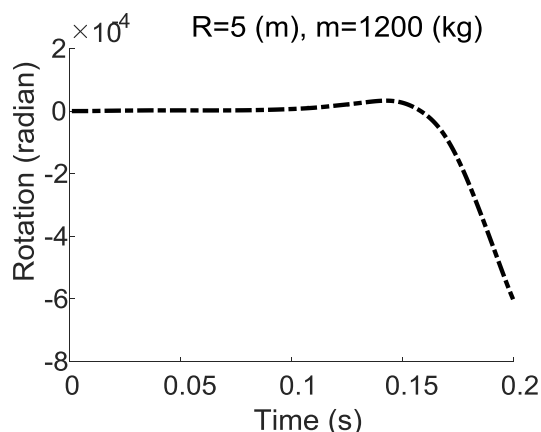
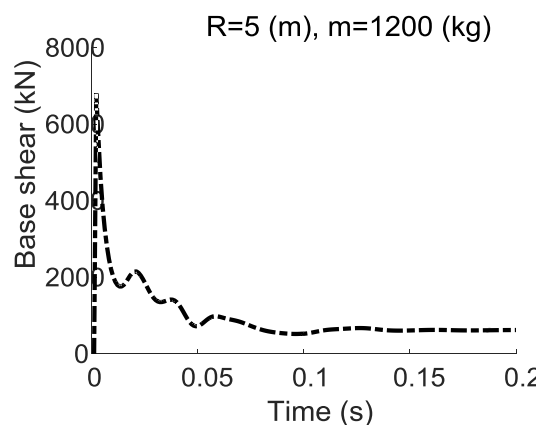
به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی بار انفجار، مطابق گزارش [۳۹] سازه بلند مربوطه مدل‌سازی و تحت بار انفجار قرار می‌گیرد. نتایج تحقیق حاضر در قیاس با مدل استفاده شده در گزارش [۳۹] با یکدیگر مقایسه و در شکل (۷) نشان داده می‌شود. مطابق شکل (۷) مشخص است که مدل‌سازی بار انفجار و همچنین سازه بلند به درستی انجام شده است. لازم به ذکر است که سازه مربوطه سازه‌ای سی طبقه بوده که تحت بار انفجار ناشی از ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله متری از سازه قرار گرفته است. مشخصات سازه در گزارش [۳۹] ذکر شده است.



شکل ۷. صحت‌سنجی مدل‌سازی سازه بلند تحت بار انفجار در مقایسه با نتایج مرجع [۳۹]

۳-۱-۲. تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت بار انفجار

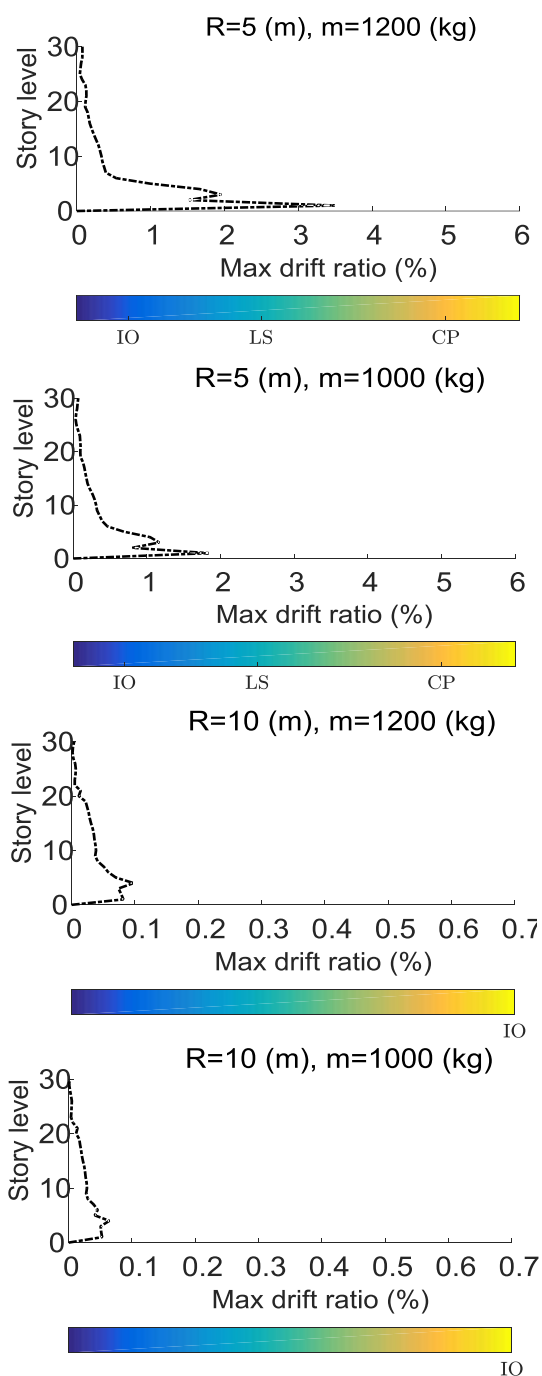
در این قسمت پاسخ سازه تحت بار انفجار ارائه می‌شود. در شکل (۸) منحنی مربوط به جابجایی بام سازه ۳۰ طبقه مجهز به مهاربندهای مرسوم تحت بار انفجار برای حالت ۴ در نظر گرفته برای ماده منفجره نشان داده شده است.



شکل ۱۰. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه سازه تحت بار انفجار

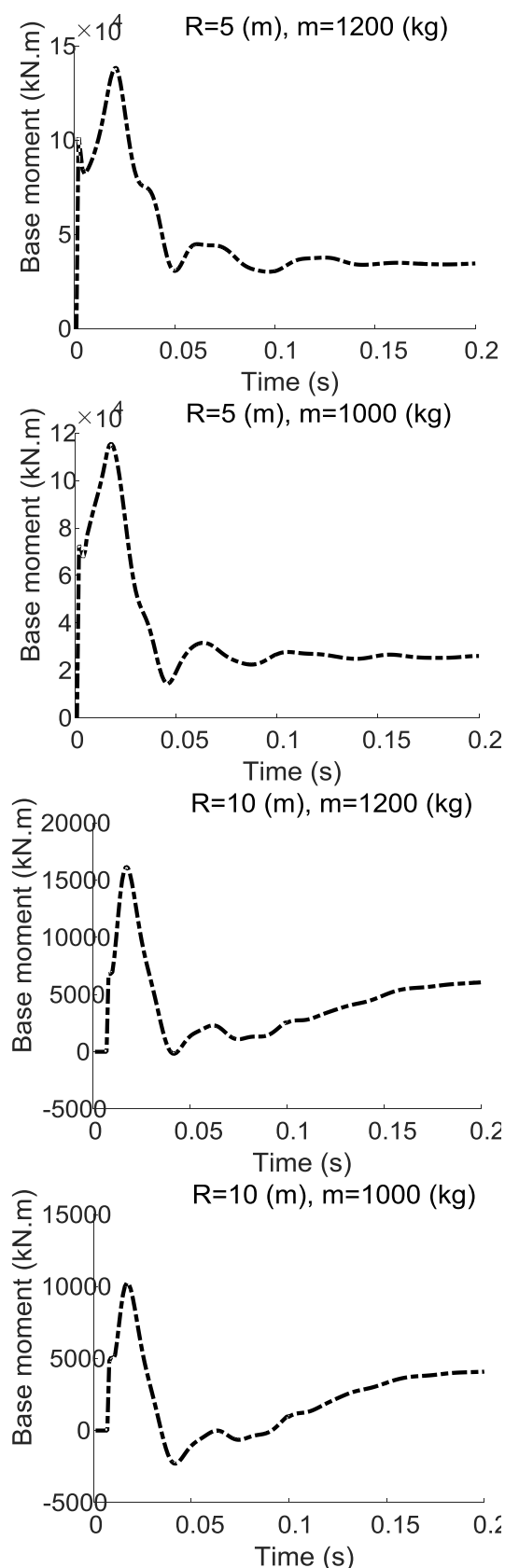
شکل ۹. نمودار تاریخچه زمانی چرخش بام سازه تحت بار انفجار

منحنی مربوط به دریفت طبقات در سازه سی طبقه تحت بار انفجار در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همچنین بر اساس آیین‌نامه FEMA [۴۷]، سطوح عملکردی سازه در نواحی IO, LS و CP در زیر نمودارها نمایش داده شده است. همان‌گونه که از شکل (۱۲) نتیجه‌گیری می‌شود که با کاهش مقدار وزن ماده منفجره و همچنین افزایش مقدار فاصله‌ماده منفجره از سازه مقدار اثرات تخریبی بار انفجار کاهش یافته و سازه به سطح ایمن عملکردی (IO) بازگشته است.

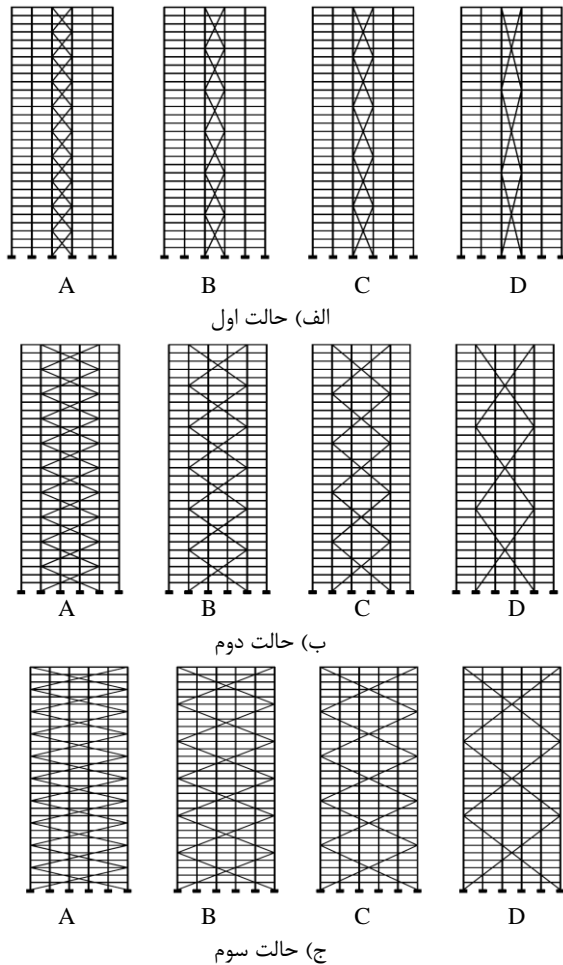


شکل ۱۲. نمودار تاریخچه زمانی دریفت طبقات سازه در مقابل سطوح عملکردی سازه

همچنین شکل (۱۱) نیز منحنی مربوط به ممان پایه در سازه سی طبقه تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱. نمودار تاریخچه زمانی ممان پایه سازه تحت بار انفجار



شکل ۱۳. حالت‌های مختلف جانمایی ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر

در این مقاله برای مدل‌سازی رفتار مصالح مربوط به مهاربند کمانش ناپذیر در نرم‌افزار OpenSees، از مصالح Steel 01 استفاده می‌شود که رفتار مشابهی در کشش و فشار دارند. در مصالح Steel 01 هر دو نوع سخت‌شوندگی کینماتیکی و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک وجود دارد که با توجه به شکل (۱۴) می‌توان نتیجه گرفت که در حالت بدون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک حلقه‌های منحنی هیستریزس دارای مساحت ثابت هستند. بنابراین، در این مقاله نیز به دلیل ماهیت رفتاری مهاربندهای کمانش ناپذیر از Steel 01 بدون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک استفاده می‌شود. شکل (۱۵) منحنی مربوط به بیشینه جابجایی برای حالت‌های مختلف استفاده از ابر مهاربند کمانش ناپذیر را نشان می‌دهد. بیشینه جابجایی در سازه اصلی با سیستم مقاوم جانبی معمولی برای ۴ حالت بار انفجار در نظر گرفته شده به ترتیب برابر با ۶/۹۷، ۱۰/۵۵، ۱/۳۴ و ۰/۲۳ سانتی‌متر هستند. همچنین مقایسه نتایج به دست آمده برای درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند در سازه مجهز به سیستم ابر مهاربند کمانش ناپذیر نسبت به سازه اصلی با مهاربند معمولی در جدول (۴) نشان داده شده است

همچنین نتایج بیشینه پاسخ سازه تحت چهار حالت بار انفجار در جدول (۳) نشان داده شده است. از جدول (۳) نیز می‌توان نتیجه‌گیری نمود که با کاهش مقدار وزن ماده منفجره و همچنین افزایش مقدار فاصلهماده منفجره از سازه مقدار بیشینه پاسخ سازه تحت بار انفجار کاهش یافته است.

جدول ۳. نتایج حاصل از تحلیل در برابر انفجار سازه اصلی

| پارامتر مور نظر | | $R=10,$ $m=1200$ | $R=10,$ $m=1000$ |
|--|--|---------------------|---------------------|
| جابجایی بیشینه بام (cm) | | ۰/۲۳ | ۰/۴۴ |
| چرخش بیشینه بام ($rad \times 10^{-4}$) | | ۰/۱۵ | ۰/۱۲ |
| برش پایه بیشینه (kN) | | ۳۰۲ | ۲۱۵ |
| ممان پایه بیشینه ($kN.m \times 10^4$) | | ۱/۶۱ | ۱/۰۲ |

| پارامتر مور نظر | | $R=5,$ $m=1200$ | $R=5,$ $m=1000$ |
|--|--|--------------------|--------------------|
| جابجایی بیشینه بام (cm) | | ۱۰/۵۵ | ۶/۹۷ |
| چرخش بیشینه بام ($rad \times 10^{-4}$) | | ۶/۰۱ | ۴/۴۲ |
| برش پایه بیشینه (kN) | | ۶۸۰۴ | ۵۲۱۲ |
| ممان پایه بیشینه ($kN.m \times 10^4$) | | ۱۳/۸۴ | ۱۱/۵۶ |

۲-۳. بررسی اندرکنش انفجار با سازه‌های مجهز به ابر مهاربند کمانش ناپذیر

در این قسمت پاسخ سازه سی طبقه مجهز به ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت بار انفجار ارائه می‌شود. برای این منظور دوازده حالت برای جانمایی ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر در نظر گرفته می‌شود. بدین منظور مهاربندها در سه قسمت اصلی جانمایی می‌شوند. این سه قسمت شامل قرار گرفتن مهاربندها در دهانه میانی سازه، قرار گرفتن مهاربند در سه دهانه میانی سازه و قرار گرفتن مهاربندها در ۵ دهانه سازه است. همچنین برای هر کدام از سه حالت اصلی مورد مطالعه، چهار حالت فرعی در نظر گرفته می‌شود. این چهار حالت فرعی به ترتیب شامل پوشش دادن ۳ طبقه، ۵ طبقه، ۶ طبقه و ۱۰ طبقه از سازه است. شکل‌های حالت‌های اصلی و فرعی در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که در مرحله طراحی سازه، با توجه به حالات مختلف چیدمان ابر مهاربندهای کمانش ناپذیر، تمامی حالات در نظر گرفته شده و طراحی اعضا بر اساس بارگذاری لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 360-10 صورت گرفته است. بنابراین، برای اعضای مهاربندی مقاطعی انتخاب شده‌اند که بر اساس حالات مختلف، بزرگ‌ترین مقطع را داشته‌اند.

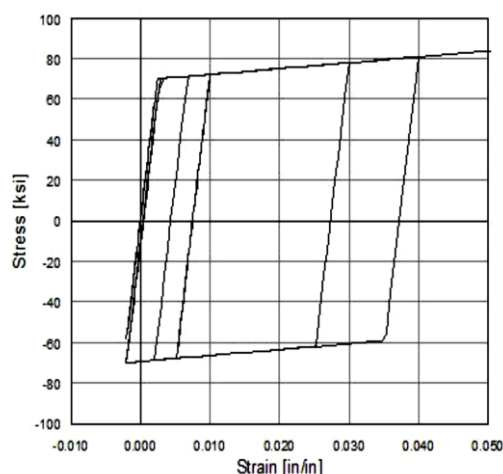
جدول ۴. بهترین حالت سازه مجهز به ابر مهاربند کماتش‌ناپذیر بر اساس پارامتر جایجایی بیشینه بام

| حالت اصلی ۱ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| ۱۶/۷۵ | A | R=5, m=1000 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=5, m=1200 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=10, m=1000 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=10, m=1200 |

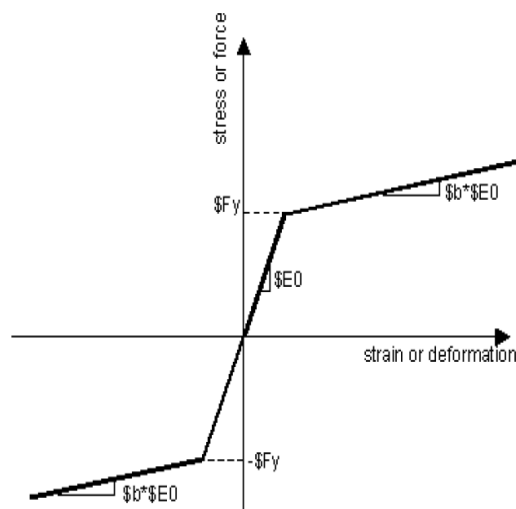
| حالت اصلی ۲ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| ۴۰/۰۰ | B | R=5, m=1000 |
| ۴۰/۰۰ | B | R=5, m=1200 |
| ۴۶/۰۰ | D | R=10, m=1000 |
| ۴۶/۰۰ | D | R=10, m=1200 |

| حالت اصلی ۳ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| ۰/۰۰ | B | R=5, m=1000 |
| ۰/۰۰ | B | R=5, m=1200 |
| ۳۵/۴۹ | D | R=10, m=1000 |
| ۱۲/۷۰ | C | R=10, m=1200 |

شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) نیز منحنی مربوط به چرخش بیشینه بام سازه برای حالت‌های مختلف استفاده از ابر مهاربند کماتش‌ناپذیر را نشان می‌دهد. بیشینه چرخش در سازه اصلی با سیستم مقاوم جانبی معمولی برای ۴ حالت بار انفجار در نظر گرفته شده به ترتیب برابر با ۴/۴۲، ۶/۰۱، ۰/۹۰ و ۰/۱۵ رادیان $\times 10^{-4}$ است. مقایسه نتایج به دست آمده برای بیشینه چرخش سازه مجهز به سیستم ابر مهاربند کماتش‌ناپذیر نسبت به سازه اصلی با مهاربند معمولی در جدول (۵) نشان داده شده است. با توجه به جدول (۵) و شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) می‌توان نتیجه‌گیری نمود که برای حالت اصلی ۱، بهترین حالت فرعی حالت A است که در آن در همه حالت‌ها میزان بیشینه چرخش سازه کمتر از سازه با مهاربند مرسوم است. برای حالت اصلی ۲ بهترین حالت در شرایطی که ماده منفجره در فاصله ۵ متری از سازه قرار دارد، حالت A است که در آن میزان بیشینه چرخش سازه با ابر مهاربند کماتش‌ناپذیر کمتر از سازه اصلی است ولی باعث افزایش وزن سازه می‌شود در نتیجه سازه اصلی در مقایسه با حالت اصلی ۲ عملکرد بهتری دارد.



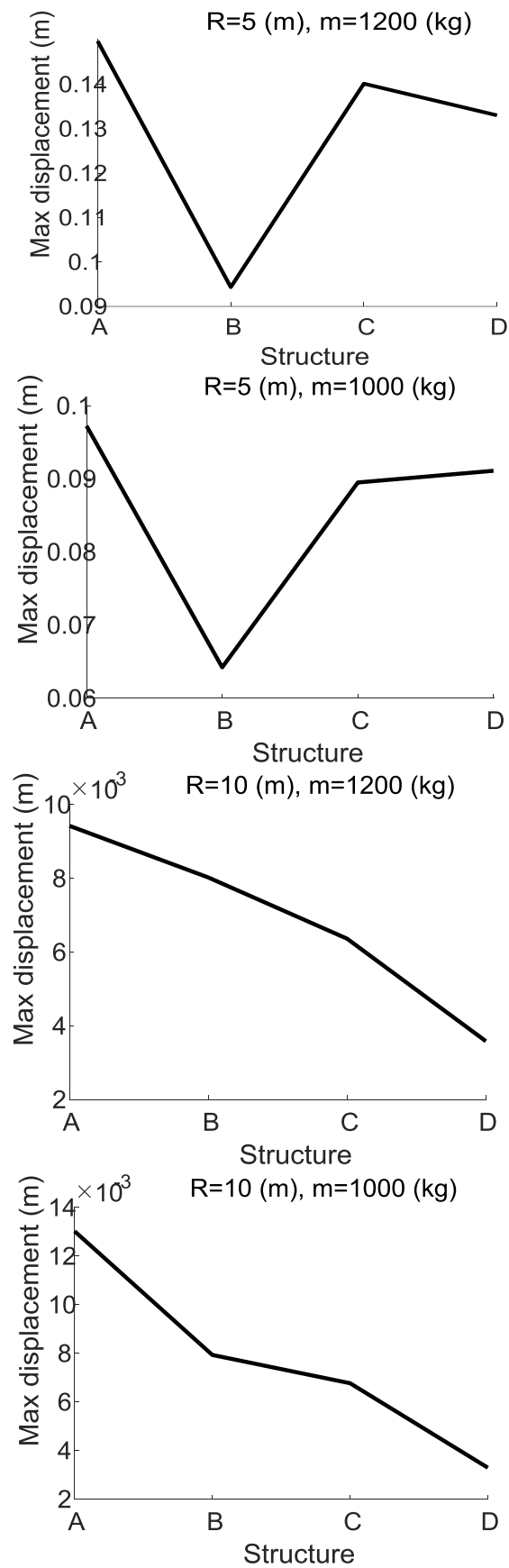
الف



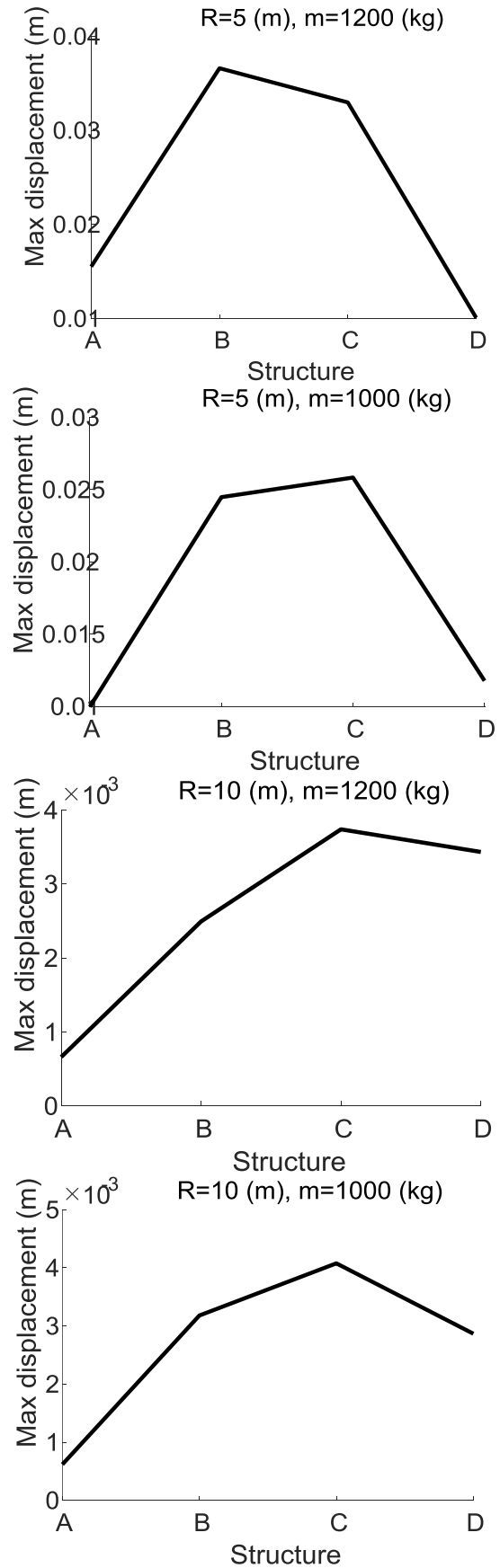
ب

شکل ۱۴. الف) منحنی هیستریزیس Steel 01 بدون در نظر گرفتن سخت‌شوندگی ایزوتروپیک ب) منحنی تنش-کرنش Steel 01 بدون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک

با توجه به جدول (۴) و شکل‌های (۱۵-۱۷) می‌توان نتیجه گرفت که برای حالت اصلی ۱، بهترین حالت فرعی A است و در همه حالت‌ها میزان بیشینه جایجایی از مقدار متناظر در سازه اصلی (سازه با ابر مهاربند معمولی) کمتر است. برای حالت اصلی ۲ بهترین حالت در شرایطی که ماده منفجره در فاصله ۵ متری از سازه قرار دارد، حالت B است که در آن بیشینه جایجایی سازه بیشتر از سازه اصلی است ولی در شرایطی که ماده منفجره در فاصله ۱۰ متری از سازه قرار دارد حالت D است که با کاهش میزان وزن فولاد مصرفی در مهاربند به اندازه ۴۶ درصد عملکرد بهتری نسبت به سازه اصلی دارد. برای حالت اصلی ۳ بیشینه جایجایی سازه در همه حالات کمتر از سازه اصلی است. به‌طور کلی می‌توان گفت حالت اصلی ۱ با کاهش فولاد مربوط به مهاربند به بیش از ۱۶ درصد بهترین حالت جایگزین بر اساس معیار جایجایی بیشینه را دارا است.



شکل ۱۶. بیشینه جابجایی برای حالت اصلی ۲



شکل ۱۵. بیشینه جابجایی برای حالت اصلی ۱

جدول ۵. بهترین حالت سازه مجهز به ابر مهاربند کمانش‌ناپذیر بر اساس پارامتر چرخش بیشینه بام

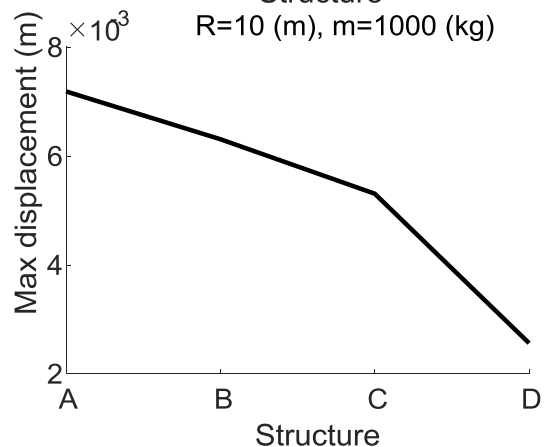
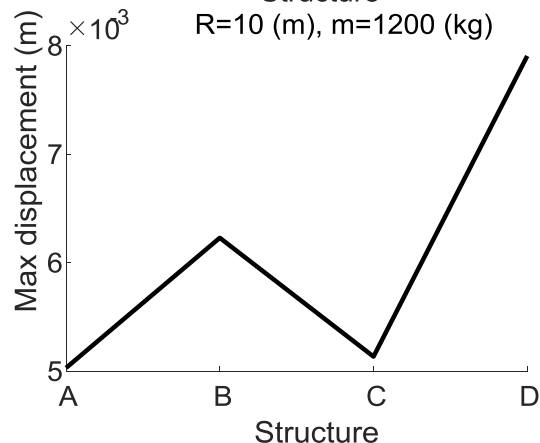
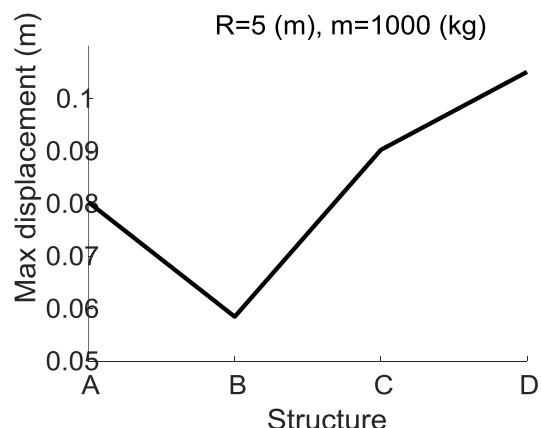
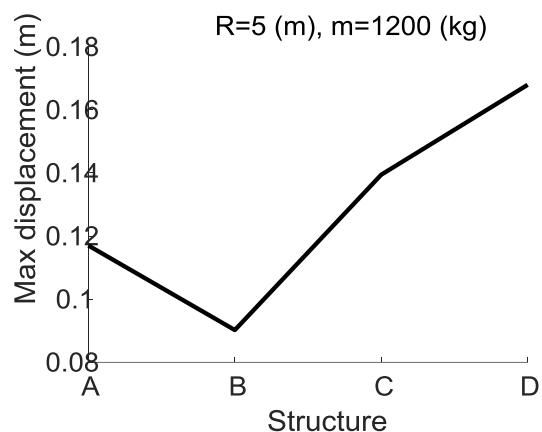
| حالت اصلی ۱ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| ۱۶/۷۵ | A | R=5, m=1000 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=5, m=1200 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=10, m=1000 |
| ۱۶/۷۵ | A | R=10, m=1200 |

| حالت اصلی ۲ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| -۱۰۰/۰۰ | A | R=5, m=1000 |
| -۱۰۰/۰۰ | A | R=5, m=1200 |
| ۴۶/۰۰ | D | R=10, m=1000 |
| ۴۶/۰۰ | D | R=10, m=1200 |

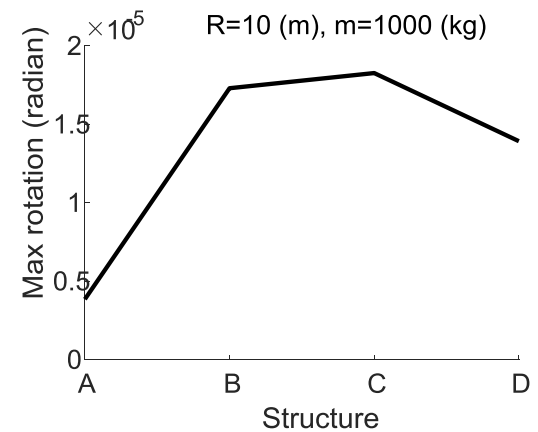
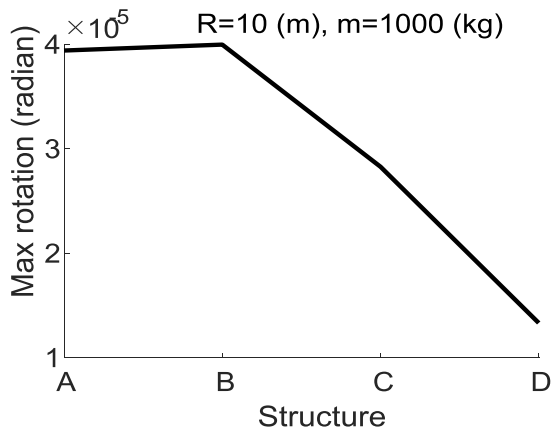
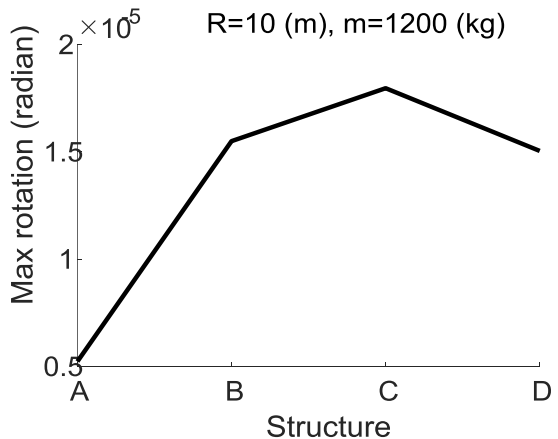
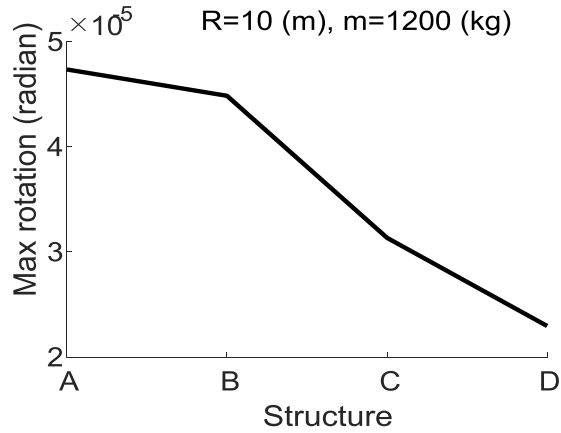
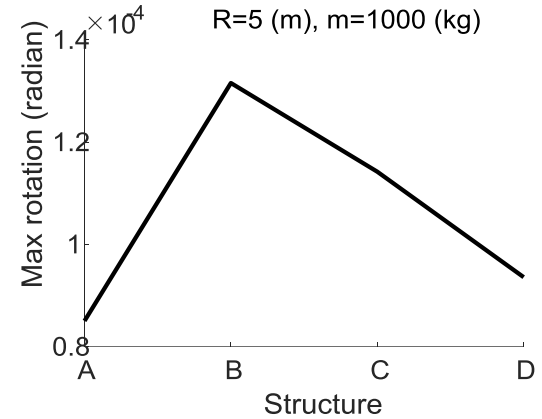
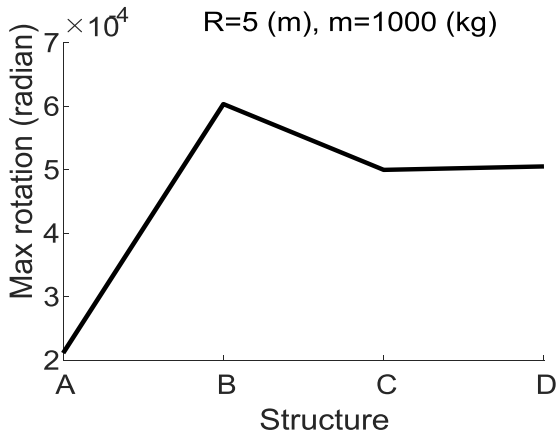
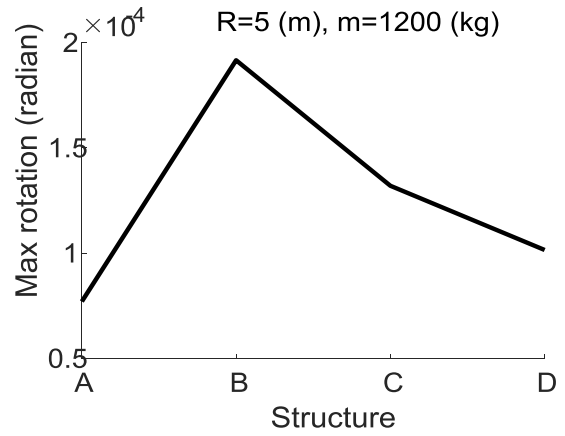
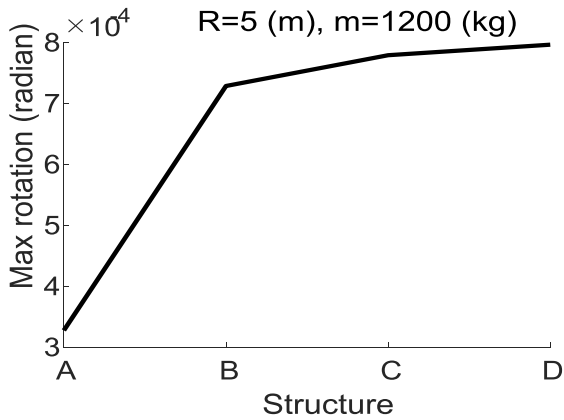
| حالت اصلی ۳ | | |
|--------------------------------------|------------------|--------------|
| درصد کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند | بهترین حالت فرعی | بار انفجار |
| -۱۳۱/۶۰ | A | R=5, m=1000 |
| -۱۳۱/۶۰ | A | R=5, m=1200 |
| ۳۵/۴۹ | D | R=10, m=1000 |
| ۱۲/۷۰ | A | R=10, m=1200 |

همچنین در شرایطی که ماده منفجره در فاصله ۱۰ متری از سازه قرار دارد، حالت D با کاهش وزن فولاد مربوط به مهاربند به اندازه ۴۶ درصد عملکرد بهتری نسبت به سازه اصلی دارد. برای حالت اصلی ۳ نیز در همه حالت‌های فرعی، بیشینه چرخش سازه با ابر مهاربند کمانش‌ناپذیر کمتر از سازه اصلی است. به‌طور کلی می‌توان گفت حالت اصلی ۱ با کاهش فولاد مربوط به مهاربند به بیش از ۱۶ درصد بهترین حالت جایگزین بر اساس معیار بیشینه چرخش سازه را دارا است.

در شکل‌های (۲۱) تا (۲۳) منحنی دریافت طبقات در مقابل معیار سطوح عملکردی سازه برای حالت‌های مختلف ترسیم شده است. با توجه به شکل‌های (۲۱) تا (۲۳) می‌توان نتیجه‌گیری نمود که عملکرد سازه در همه حالات مشابه زمانی است که سازه اصلی با سیستم مقاوم جانبی مهاربند‌های معمولی مهار شود.

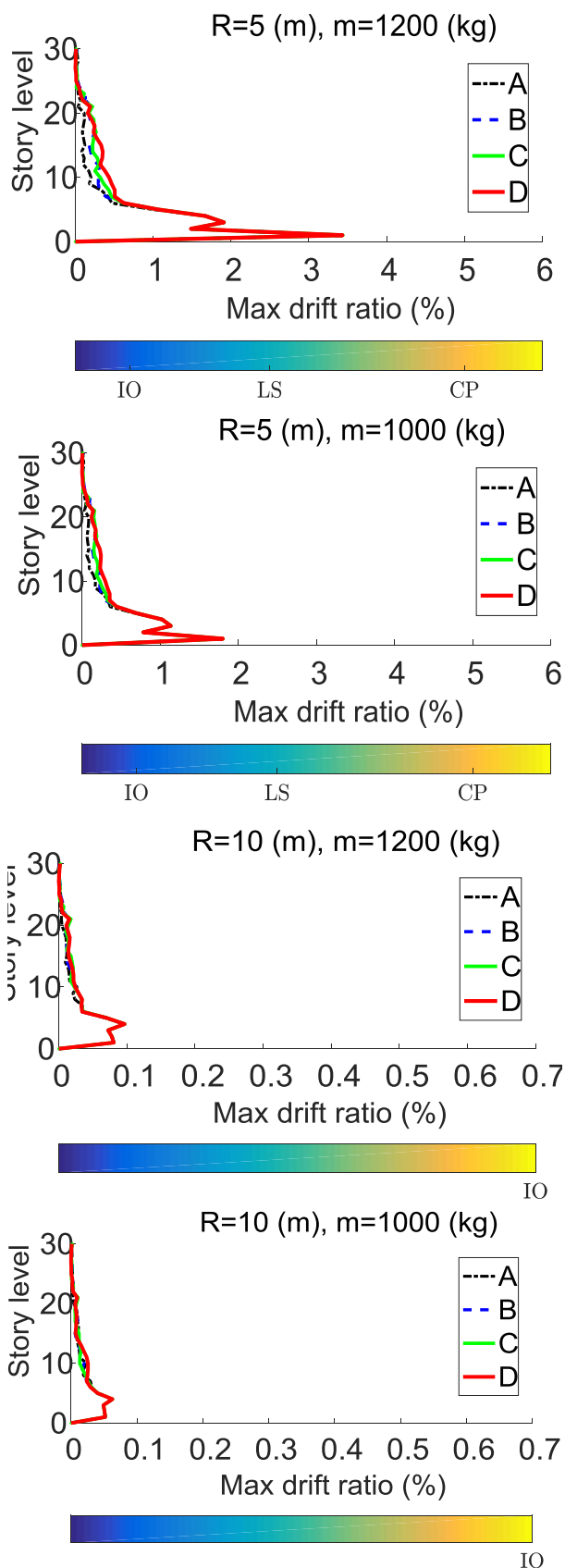


شکل ۱۷. بیشینه جابجایی برای حالت اصلی ۳

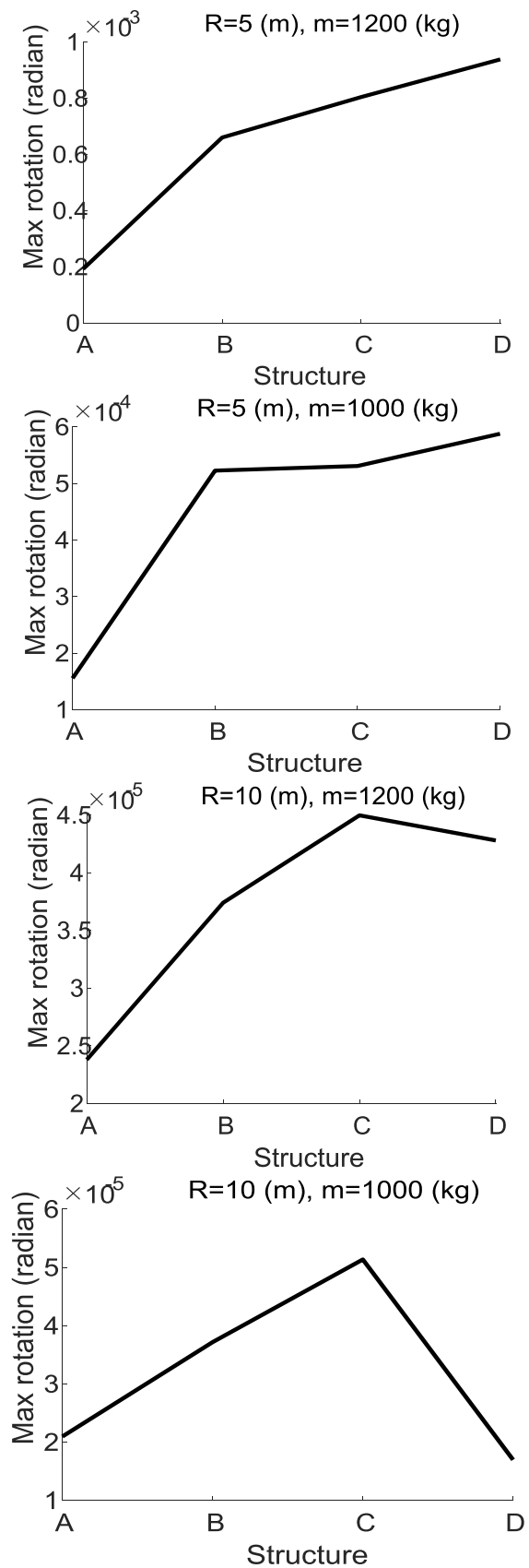


شکل ۱۹. بیشینه چرخش برای حالت اصلی ۲

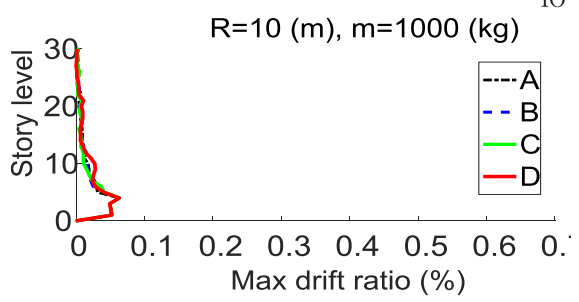
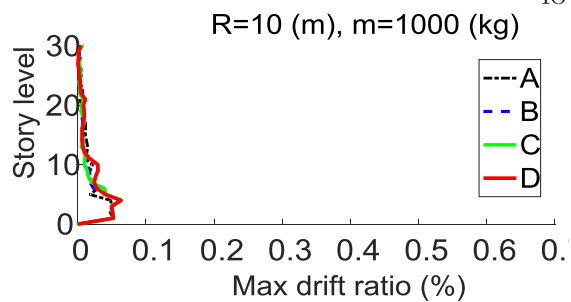
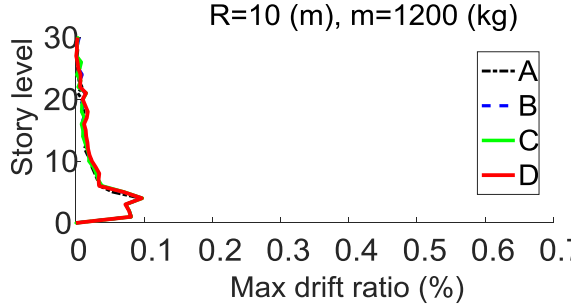
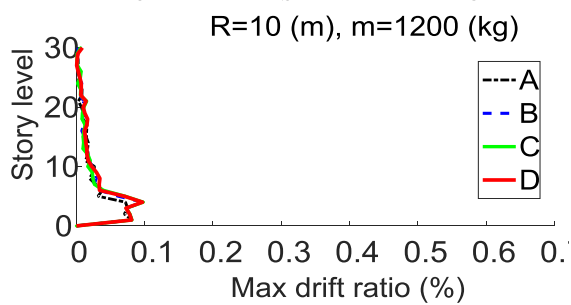
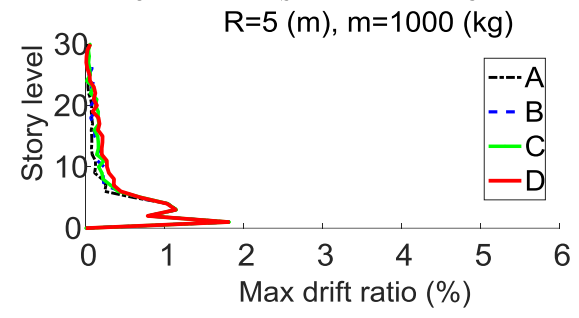
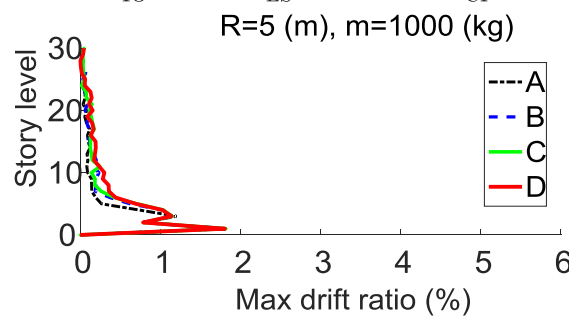
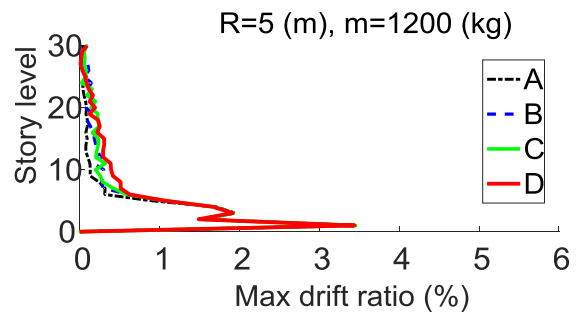
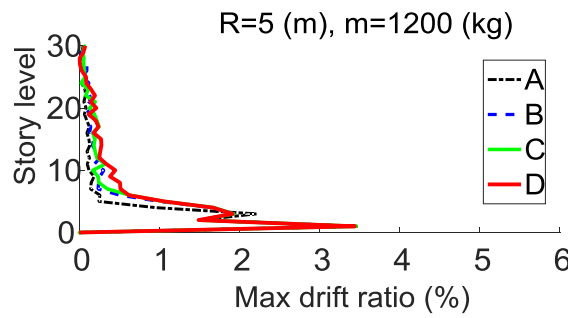
شکل ۱۸. بیشینه چرخش برای حالت اصلی ۱



شکل ۲۱. منحنی بیشینه دریفت برای حالت اصلی ۱



شکل ۲۰. بیشینه چرخش برای حالت اصلی ۳

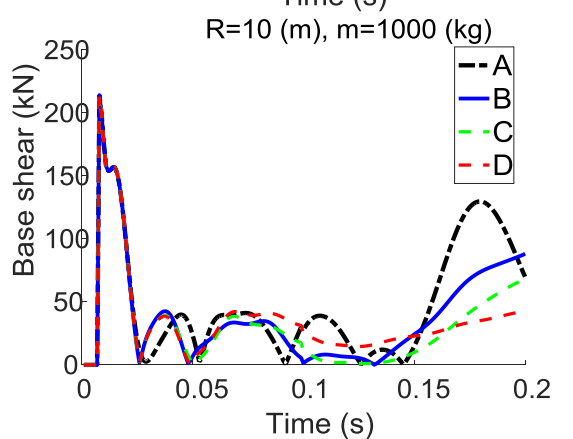
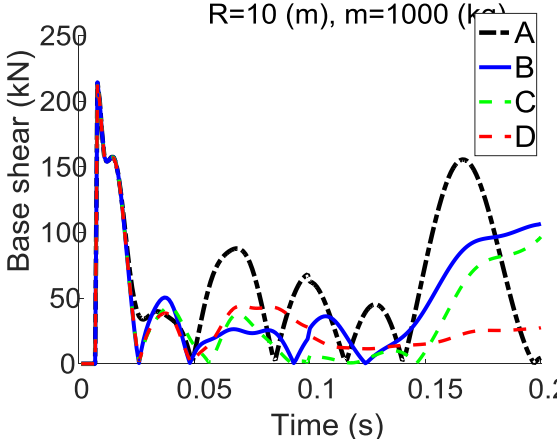
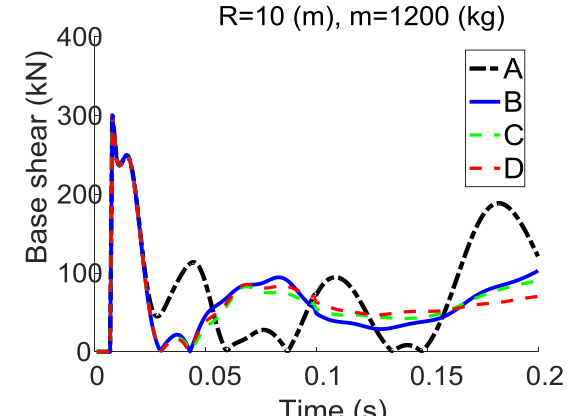
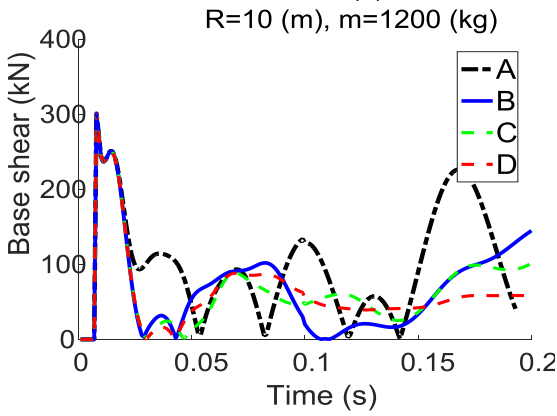
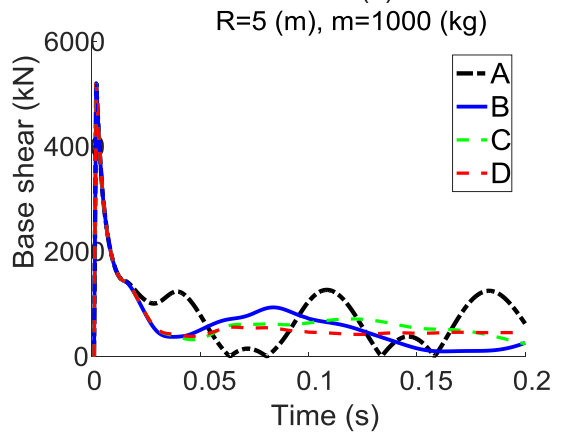
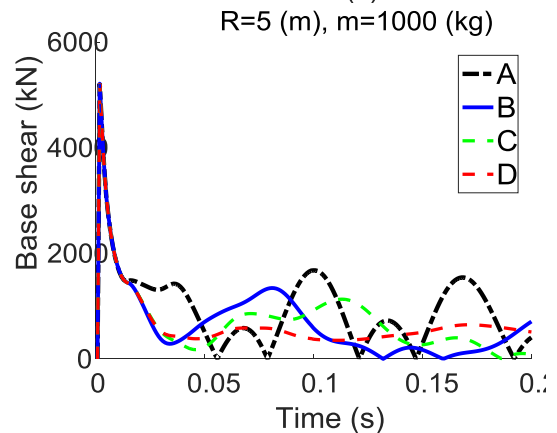
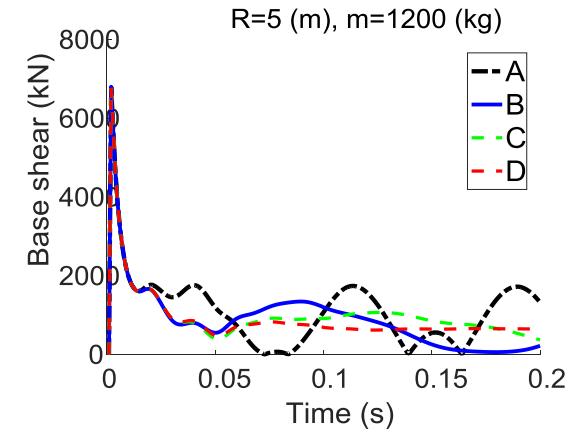
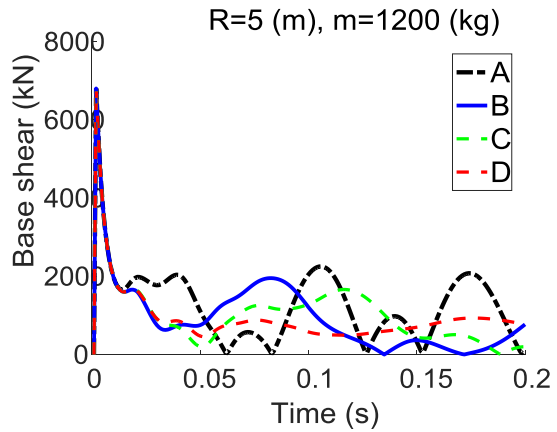


شکل ۲۳. منحنی بیشینه دررفت برای حالت اصلی ۳

شکل ۲۲. منحنی بیشینه دررفت برای حالت اصلی ۲

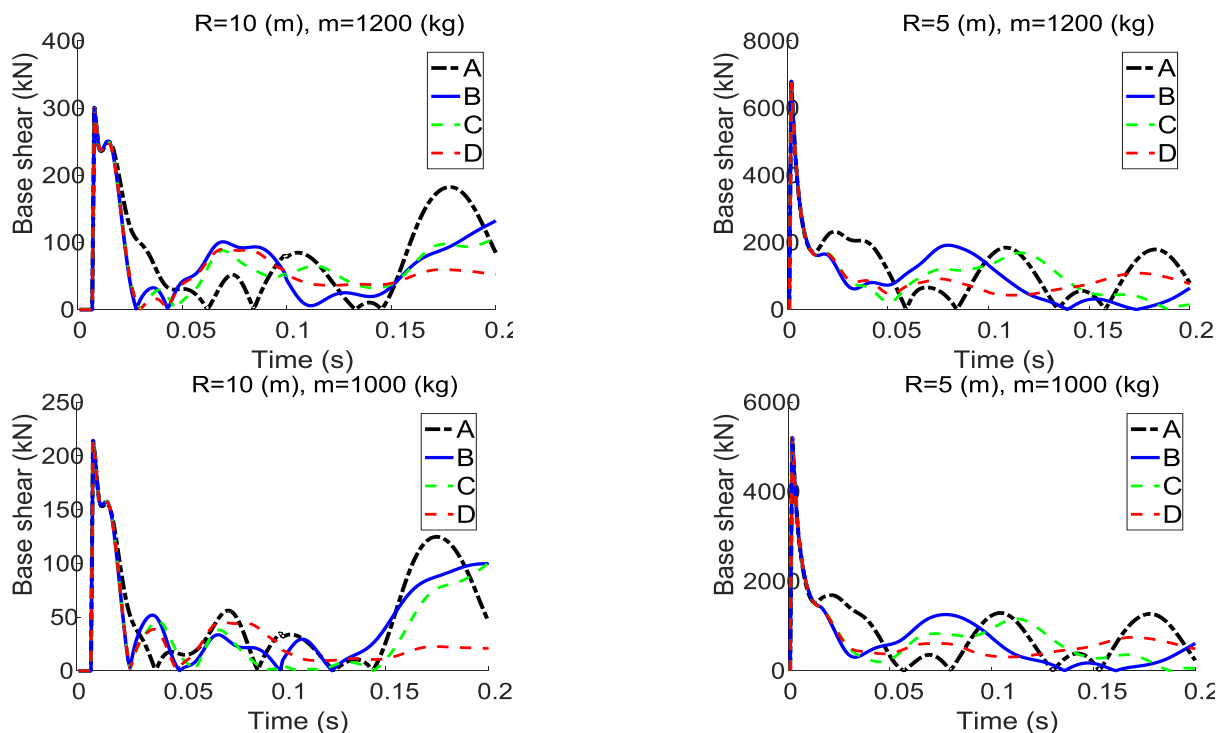
ترتیب برابر با ۵۲۱۲، ۶۸۰۴، ۲۱۵ و ۳۰۲ کیلو نیوتون است. همان‌گونه که در شکل‌های (۲۴) تا (۲۶) مشاهده می‌شود برش پایه در حالتی که از ابر مهارنده‌های کمانش‌ناپذیر استفاده می‌شود نسبت به سازه اصلی تغییر چندانی نمی‌کند.

در شکل‌های (۲۴) تا (۲۶) نمودار تاریخچه زمانی برش پایه برای حالت‌های مختلف استفاده از ابر مهارند کمانش‌ناپذیر نشان داده شده است. حداکثر برش در سازه اصلی با سیستم مقاوم جانبی معمولی برای حالت ۴ بار انفجار در نظر گرفته شده به



شکل ۲۵. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه برای حالت اصلی ۲

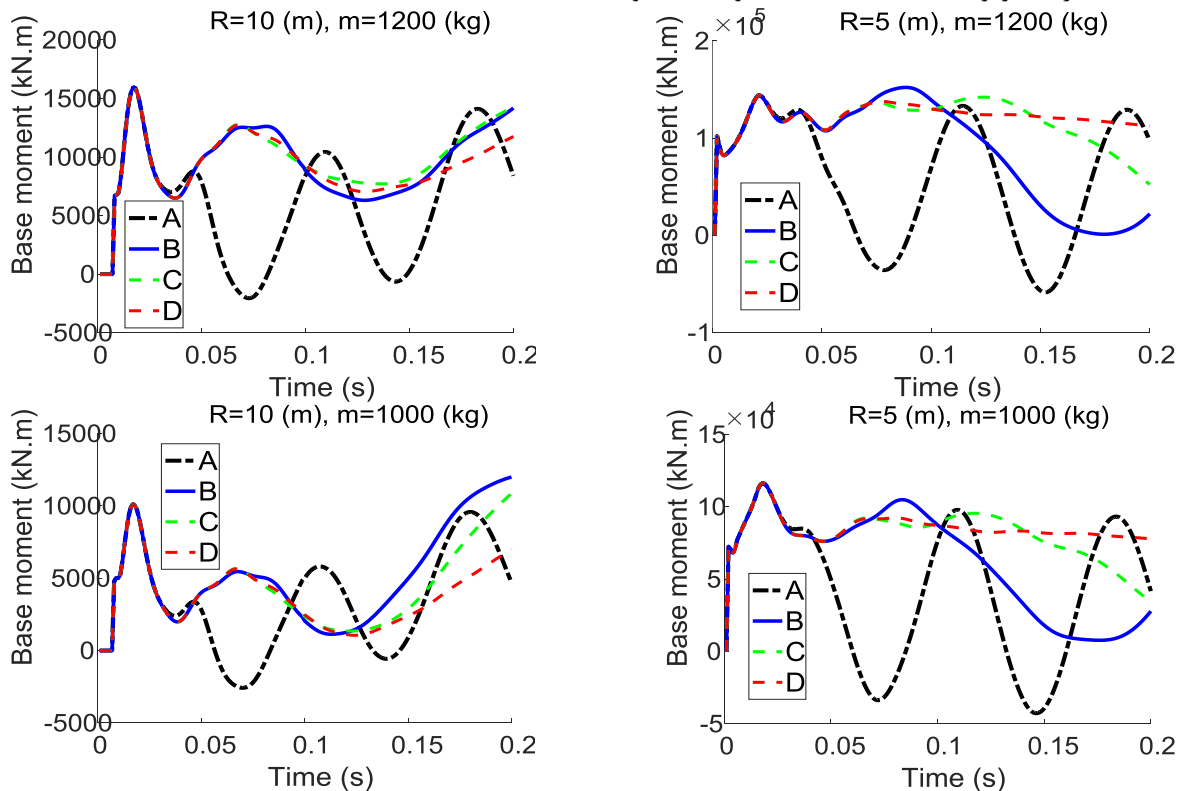
شکل ۲۴. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه برای حالت اصلی ۱



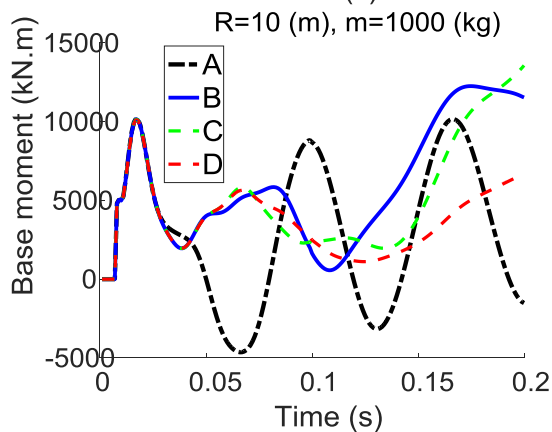
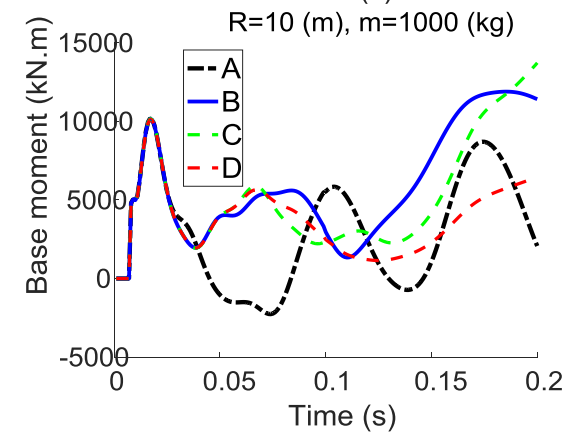
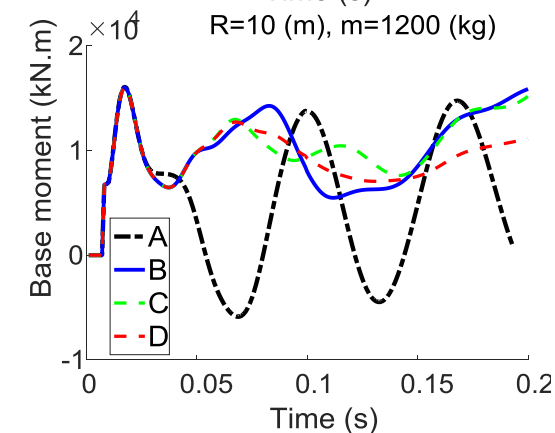
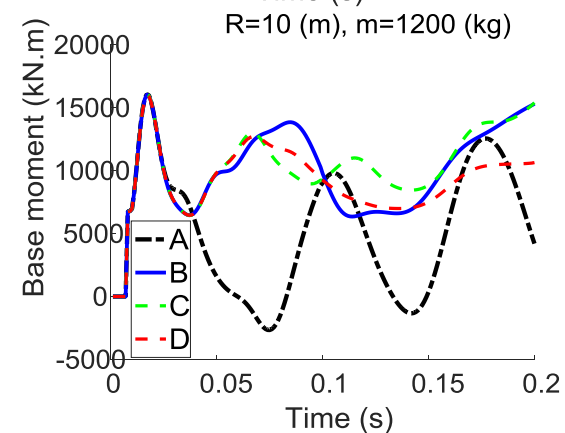
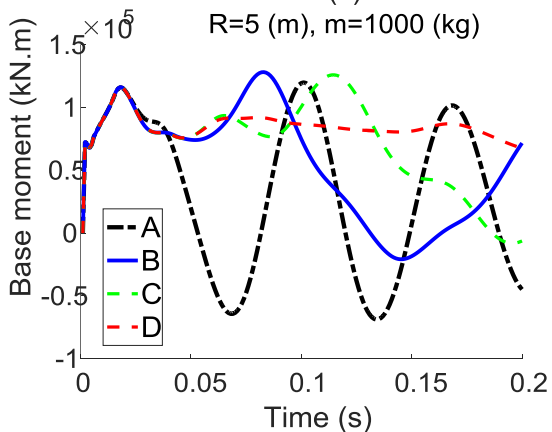
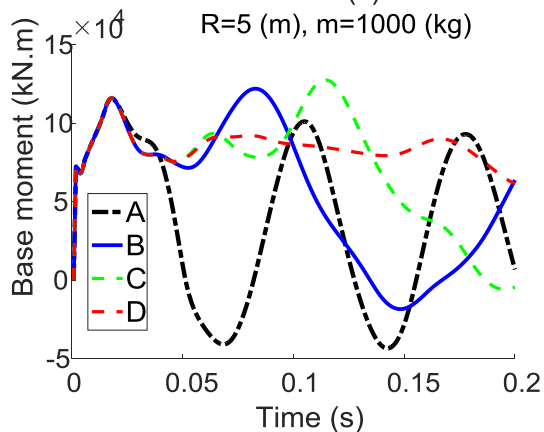
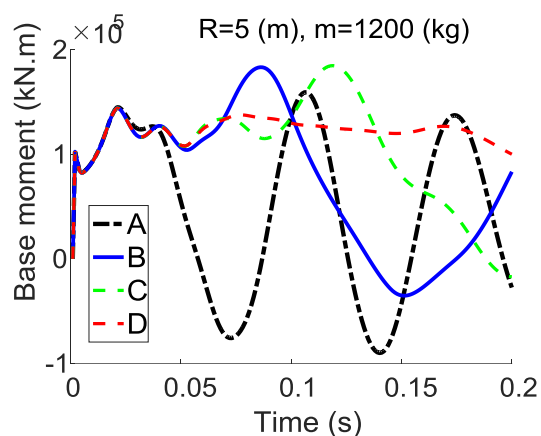
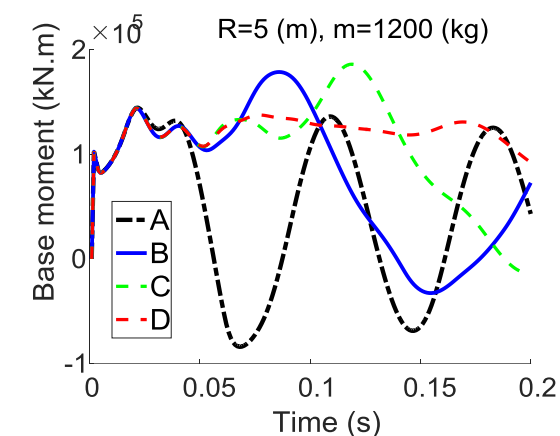
شکل ۲۶. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه برای حالت اصلی ۳

نیوتون.متر 10^4 است. همان‌گونه که در شکل‌های (۲۷) تا (۲۹) نشان داده شده است، مقدار ممان پایه در حالتی که از ابر مهارندهای کمانش‌ناپذیر استفاده می‌شود نسبت به سازه اصلی تغییر چندانی نمی‌کند.

در شکل‌های (۲۷) تا (۲۹) نمودار تاریخچه زمانی ممان پایه بر حسب زمان برای حالت‌های مختلف استفاده از ابر مهارند کمانش‌ناپذیر نشان داده شده است. بیشینه ممان در سازه اصلی با سیستم مقاوم جانبی معمولی برای ۴ حالت بار انفجار در نظر گرفته شده به ترتیب برابر با $11/56$ ، $12/84$ ، $1/02$ و $1/61$ کیلو



شکل ۲۷. نمودار تاریخچه زمانی ممان پایه برای حالت اصلی ۱



شکل ۲۹. نمودار تاریخچه زمانی ممان پایه برای حالت اصلی ۳

شکل ۲۸. نمودار تاریخچه زمانی ممان پایه برای حالت اصلی ۲

۴. نتیجه‌گیری

در این مقاله تأثیر جانمایی ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بر پاسخ سازه‌های بلند در برابر بار انفجار بررسی می‌شود. برای این منظور یک سازه ۳۰ طبقه به ۱۲ صورت مختلف توسط ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر مقاوم‌سازی می‌شود و بر مبنای پاسخ سازه (بیشینه جابجایی بام، برش پایه، دررفت طبقات، چرخش سازه و ...) تحت بار انفجار از مابین حالت‌های مختلف جانمایی ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، بهترین حالت معرفی می‌شود. در این راستا سازه تحت چهار حالت بار انفجاری ناشی از انفجار ۱۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله‌های ۵ و ۱۰ متری از ساختمان قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهند که با کاهش مقدار وزن ماده منفجره و همچنین افزایش مقدار فاصله ماده منفجره از سازه مقدار اثرات تخریبی بار انفجار کاهش یافته و سازه به سطح ایمن عملکردی (IO) بازگردانده شده است و همچنین مقدار بیشینه پاسخ سازه تحت بار انفجار کاهش می‌یابد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که برای حالت اصلی ۱، بهترین سازه در حالت فرعی A است (A_1) و در این حالت میزان بیشینه جابجایی بام و بیشینه چرخش سازه از مقدار متناظر در سازه اصلی (سازه با مهاربند معمولی) کمتر است. همچنین بر اساس معیار بیشینه جابجایی بام و بیشینه چرخش سازه می‌توان گفت حالت اصلی ۱ با کاهش فولاد مربوط به مهاربند به بیش از ۱۶ درصد بهترین حالت جایگزین است. همچنین نتایج نشان می‌دهند که مقدار برش و ممان پایه در حالتی که از ابر مهاربندهای کمانش‌ناپذیر استفاده می‌شود نسبت به سازه اصلی با مهاربند معمولی تغییر چندانی نمی‌کنند.

۵. مراجع‌ها

- [7] Kamgar, R.; Rahgozar, P. "Reducing Static Roof Displacement and Axial Forces of Columns in Tall Buildings Based on Obtaining the Best Locations for Multi-Rigid Belt Truss Outrigger Systems"; *Asian J. Civil Eng.* 2019, 1-10.
- [8] Kamgar, R.; Rahgozar, R. "Determination of Optimum Location for Flexible Outrigger Systems in Non-Uniform Tall Buildings Using Energy Method"; *Int. J. Optim. Civil. Eng.* 2015, 5, 433-444.
- [9] Kamgar, R.; Rahgozar, R. "Determination of Optimum Location for Flexible Outrigger Systems in Tall Buildings with Constant Cross Section Consisting of Framed Tube, Shear Core, Belt Truss and Outrigger System Using Energy Method"; *Int. J. Steel Struct.* 2017, 17, 1-8.
- [10] Kamgar, R.; Shams, G. R. "Effect of Blast Load in Nonlinear Dynamic Response of the Buckling Restrained Braces Core"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2018, 9, 107-118 (In Persian).
- [11] Kamgar, R.; Shojaei, S.; Rahgozar, R. "Rehabilitation of Tall Buildings by Active Control System Subjected to Critical Seismic Excitation"; *Asian J. Civ. Eng.* 2015, 16, 819-833.
- [12] Khatibinia, M.; Gholami, H.; Labbafi, S. "Multi-Objective Optimization of Tuned Mass Dampers Considering Soil-Structure Interaction"; *Int. J. Optim. Civil. Eng.* 2016, 6, 595-610.
- [13] Al-Kodmany, K. "Sustainability and the 21st Century Vertical City: A Review of Design Approaches of Tall Buildings"; *Build.* 2018, 8, 1-40.
- [14] M. Ali, M.; Moon, K. "Advances in Structural Systems for Tall Buildings: Emerging Developments for Contemporary Urban Giants"; *Build.* 2018, 8, 1-34.
- [15] Kazemzadeh Azad, S.; Topkaya, C. "A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames"; *J. Constr. Steel Res.* 2017, 128, 53-73.
- [16] Fang, B.; Zhao, X.; Yuan, J.; Wu, X. "Outrigger System Analysis and Design Under Time-Dependent Actions for Super-Tall Steel Buildings"; *Struct. Des. Tall. Spec. Build.* 2018, 27, e1492.
- [17] Liu, C.; Li, Q.; Lu, Z.; Wu, H. "A Review of the Diagrid Structural System for Tall Buildings"; *Struct. Des. Tall. Spec. Build.* 2018, 27, e1445.
- [18] Changizi, N.; Jalalpour, M. "Topology Optimization of Steel Frame Structures with Constraints on Overall and Individual Member Instabilities"; *Finite Elem. Anal. Des.* 2018, 141, 119-134.
- [19] Baldock, R.; Shea, K. "Structural Topology Optimization of Braced Steel Frameworks Using Genetic Programming"; *Workshop of the European Group for Intelligent Computing in Engineering, Intelligent Computing in Engineering and Architecture.* Berlin, Heidelberg. 2006.
- [20] Hasançebi, O.; Çarbaş, S.; Doğan, E.; Erdal, F.; Saka, M. "Comparison of Non-Deterministic Search Techniques in the Optimum Design of Real Size Steel Frames"; *Comput. Struct.* 2010, 88, 1033-1048.
- [21] Huang, J. Z.; Wang, Z. "Topology Optimization of Bracing Systems for Multistory Steel Frames Under Earthquake Loads"; *Adv. Mat. Res.* 2011.
- [22] Brunesi, E.; Nascimbene, R.; Casagrande, L. "Seismic Analysis of High-Rise Mega-Braced Frame-Core Buildings"; *Eng. Struct.* 2016, 115, 1-17.
- [23] Di Sarno, L.; Elnashai, A. S. "Bracing Systems for Seismic Retrofitting of Steel Frames"; *J. Constr. Steel Res.* 2009, 65, 452-465.
- [1] Bilondi, M. R. S.; Yazdani, H.; Khatibinia, M. "Seismic Energy Dissipation-Based Optimum Design of Tuned Mass Dampers"; *Struct. Multidiscip.* 2018, 58, 2517-2531.
- [2] Gholizadeh, S.; Ebadijalal, M. "Performance Based Discrete Topology Optimization of Steel Braced Frames by a New Metaheuristic"; *Adv. Eng. Softw.* 2018, 123, 77-92.
- [3] Gholizadeh, S.; Poorhoseini, H. "Seismic Layout Optimization of Steel Braced Frames by an Improved Dolphin Echolocation Algorithm"; *Struct. Multidiscip. O.* 2016, 54, 1011-1029.
- [4] Gholizadeh, S.; Poorhoseini, H. "Performance-Based Optimum Seismic Design of Steel Dual Braced Frames by Bat Algorithm"; *Met. Opt. Civil Eng.* 2016.
- [5] Habibi, A.; Bidmeshki, S. "An Optimized Approach for Tracing Pre- and Post-Buckling Equilibrium Paths of Space Trusses"; *Int. J. Struct. Stab. Dy.* 2019, 19, 1950040.
- [6] Kamgar, R.; Gholami, F.; Zarif Sanayei, H. R.; Heidarzadeh, H. "Modified Tuned Liquid Dampers for Seismic Protection of Buildings Considering Soil-Structure-Interaction Effects (In Press)"; *Iranian J. Sci. Tech. Trans. Civil Eng.* 2019,

- [35] Izadifard, R. A.; Rahbari, R. "Numerical Simulation of the Axial Load Effects on Lateral Deformation of Concrete Filled Double Skin Steel Tubular under Blast Loading"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2019, 10, 211-219 (In Persian).
- [36] Fayyaz, M.; Ghorban Nejad, A.; Khosravi, F. "Numerical Investigation of Damages on Concrete Canvas Shell Under Near-Field Blast"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2019, 10, 79-87 (In Persian).
- [37] Hamzeh, M.; Khosravi, F.; Pesaran Behbahani, H. "Investigation of Explosion Effects on the Border Concrete Tunnels"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2018, 9, 349-358 (In Persian).
- [38] Moarefzadeh, M. R. "Reliability Analysis of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Blast Loads and Their Economic Assessment"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2018, 9, 379-392 (In Persian).
- [39] Tavakoli, R.; Kamgar, R.; Rahgozar, R. "The Best Location of Belt Truss System in Tall Buildings Using Multiple Criteria Subjected to Blast Loading"; *Civil Eng. J.* 2018, 4, 1338-1353.
- [40] Acosta, P. F. "Overview of UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; *Structures Congress. Las Vegas, Nevada.* 2011.
- [41] Dusenberry, D. O. "Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings"; *John Wiley & Sons, USA,* 2010.
- [42] Brode, H. L. "Numerical Solutions of Spherical Blast Waves"; *J. Appl. Phys.* 1955, 26, 766-775.
- [43] Singhvi, G. P. "Design of Blast Resistant Structures"; MSc Thesis, *Kansas State University, Manhattan, Kansas,* 1963.
- [44] Mills, C. "The Design of Concrete Structure to Resist Explosions and Weapon Effects"; *Proc. 1st Int. Conference on Concrete for Hazard Protections.* 1987.
- [45] Macquorn Rankine, W. J. "On the Thermodynamic Theory of Waves of Finite Longitudinal Disturbance"; *Philos. Trans. Royal Soc. London* 1870, 160, 277-288.
- [46] Lam, N.; Mendis, P.; Ngo, T. "Response Spectrum Solutions for Blast Loading"; *Electron. J. Struct. Eng.* 2004, 4, 28-44.
- [47] FEMA-356 "Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; *Report No. USA, Virginia,* 2000.
- [24] Clark, P.; Aiken, I.; Kasai, K.; Ko, E.; Kimura, I. "Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices"; *68th Annual Convention. Santa Barbara, California.* 1999.
- [25] Sabelli, R.; Mahin, S.; Chang, C. "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces"; *Eng. Struct.* 2003, 25, 655-666.
- [26] Tremblay, R.; Lacerte, M.; Christopoulos, C. "Seismic Response of Multistory Buildings with Self-Centering Energy Dissipative Steel Braces"; *J. Struct. Eng.* 2008, 134, 108-120.
- [27] Erochko, J.; Christopoulos, C.; Tremblay, R.; Choi, H. "Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed According to ASCE 7-05"; *J. Struct. Eng.* 2010, 137, 589-599.
- [28] Li, H.; Cai, X.; Zhang, L.; Zhang, B.; Wang, W. "Progressive Collapse of Steel Moment-Resisting Frame Subjected to Loss of Interior Column: Experimental Tests"; *Eng. Struct.* 2017, 150, 203-220.
- [29] Ding, Y.; Song, X.; Zhu, H. T. "Probabilistic Progressive Collapse Analysis of Steel Frame Structures Against Blast Loads"; *Eng. Struct.* 2017, 147, 679-691.
- [30] Nourzadeh, D.; Humar, J.; Braimah, A. "Response of Roof Beams in Buildings Subject to Blast Loading: Analytical Treatment"; *Eng. Struct.* 2017, 138, 50-62.
- [31] Ngo, T.; Mendis, P.; Gupta, A.; Ramsay, J. "Blast Loading and Blast Effects on Structures: An Overview"; *Electron. J. Struct. Eng.* 2007, 7, 76-91.
- [32] Augustsson, R.; Härenstam, M. "Design of Reinforced Concrete Slab with Regard to Explosions"; MSc Thesis, *Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden,* 2010.
- [33] Nourizadeh, A.; Izadifard, R. "Performance of Reinforced Concrete Frame Designed According to Iranian Earthquake Code, Subjected to Blast Loading"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2019, 7, 169-181 (In Persian).
- [34] Lezgi, M.; Izadifard, R. A.; Lashgari, M. R. "Evaluation of Nonlinear Response of Reinforced Concrete Frames Designed According to Earthquake Codes and Subjected to Blast Loading"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2019, 8, 201-212 (In Persian).