



## ارزیابی حساسیت لرزه‌ای قاب‌های فولادی با مهاربند همگرا نسبت به متغیرهای تصادفی

مجید مرادی، حمیدرضا توکلی\*

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۸/۲۵  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۱/۱۹  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۱/۱۹  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۲/۰۸

### کلمات کلیدی:

تحلیل حساسیت  
قاب فولادی مهاربندی  
متغیرهای تصادفی  
پاسخ سازه

**خلاصه:** عوامل زیادی بر پاسخ سازه‌ها در برابر بار لرزه‌ای تأثیر گذارند. روش‌های مختلفی برای ارزیابی تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار سازه وجود دارد. یکی از این روش‌ها انجام تحلیل حساسیت است. تحلیل حساسیت این امکان را فراهم می‌کند که بازه تغییرات پاسخ سازه نسبت به تغییرات متغیرهای مورد نظر تخمین زده شود. هدف از این تحقیق ارزیابی حساسیت قاب‌های فولادی با مهاربند همگرا نسبت به متغیرهای تصادفی تحت یک رکورد زلزله است. قاب‌های دوبعدی ۱۰ طبقه با سیستم مهاربندی همگرای دوگانه با مهاربند ضربدری، هفتی، هشتی و قطری پس از طراحی و مدل‌سازی با استفاده از دو روش تحلیل حساسیت مونت کارلو و FOSM تحلیل شده و حساسیت پاسخ آن‌ها نسبت به متغیرهای تصادفی ارزیابی شده است. همچنین دقت تحلیل حساسیت به روش FOSM نسبت به تحلیل مونت کارلو مقایسه و بحث شده است. تنش تسلیم فولاد، مدول الاستیسیته فولاد، بار مرده، بار زنده، ضریب میرایی و طول دهانه به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده و تأثیر آن‌ها بر پیوند سازه‌ها، ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد تأثیر متغیرهای تصادفی بر ماکزیمم جابجایی بام بیشتر از ماکزیمم برش پایه و پیوند سازه است. حساسیت ماکزیمم برش پایه نسبت به متغیرهای تصادفی در قاب مهاربندی همگرای ضربدری بیشتر از سایر سیستم‌های سازه‌ای مورد بحث این تحقیق است. روش FOSM در برآورد حساسیت پیوند سازه‌ها نزدیک‌ترین نتیجه به روش مونت کارلو را نسبت به پارامترهای ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه دارد.

### ۱- مقدمه

تأثیرگذار باشد [۵]. مشخصات هندسی، بارگذاری و مصالح می‌توانند به عنوان یک عدم قطعیت یا متغیر تصادفی سازه‌ای در نظر گرفته شوند [۶]. متغیرهای تصادفی یا عدم قطعیت‌های سازه‌ای جزئی از ویژگی‌های ذاتی یک سازه محسوب می‌شوند [۷]. هر یک از این متغیرها می‌توانند در پاسخ سازه به بارهای لرزه‌ای مؤثر باشد [۸]. تأثیر متغیرهای تصادفی در پاسخ سازه‌ها را می‌تواند با مفهوم حساسیت بررسی کرد. حساسیت سازه‌ها نسبت به متغیرهای تصادفی نشان می‌دهد که تأثیر یک متغیر تصادفی در تغییرات پاسخ سازه‌ها چقدر است [۹]. حساسیت سنجی پاسخ سازه نسبت به متغیرهای تصادفی این امکان را می‌دهد تا پارامترهایی که بیشترین تأثیر را بر پاسخ سازه می‌گذارد مشخص شود [۱۰]. توجه محققان زیادی به حساسیت

کاهش آسیب وارده به سازه‌ها در بارگذاری‌های مختلف همواره یکی از وظایف مهندسی سازه و زلزله بوده است. سازه‌های مختلف عملکرد مختلفی در برابر این بارها دارند [۱]. ارزیابی تأثیرپذیری عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها همواره یکی از کلیدی‌ترین روش‌ها برای تخمین آسیب و خسارت ناشی از بار زلزله بوده است [۲]. مهم‌ترین پارامتر در ارزیابی احتمالاتی، عدم قطعیت‌ها هستند [۳]. در بارهای لرزه‌ای عدم قطعیت به دو دسته‌ی عدم قطعیت ناشی از بار لرزه‌ای و عدم قطعیت‌های سازه تقسیم می‌شود [۴]. تغییرات هر یک از این عدم قطعیت‌ها یا متغیرهای تصادفی می‌تواند در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Tavakoli@nit.ac.ir



پاسخ سازه به بارهای لرزه‌ای جلب شده است و تحقیقات فراوانی در این زمینه انجام شده است. این تحقیقات عموماً با عنوان تحلیل‌های احتمالاتی شکنندگی مطرح شده‌اند. به عنوان مثال ژو و همکاران [۱۱] شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های فولادی و بتن‌آرمه را تحت بار لرزه‌ای بررسی کردند. آن‌ها اثر متغیرهای تصادفی را در ارزیابی شکنندگی این قاب‌ها بررسی کردند. حاجی رسولی‌ها و همکاران [۱۲] تأثیر متغیرهای تصادفی را بر طراحی بهینه لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داده است اثر متغیرهای تصادفی تا حد زیادی بر طراحی بین سازه‌ها مؤثر است. کیم و همکاران [۱۳] تحلیل حساسیت را بر روی قاب‌های فولادی در معرض حذف ستون انجام دادند. آن‌ها نشان دادند بار مرده و تنش تسلیم فولاد بیشترین حساسیت‌زایی را در این سناریو ایجاد می‌کنند. کالا و همکاران [۱۴] تأثیر حساسیت متغیرهای تصادفی را بر روی مقاومت یک ستون فولادی مورد ارزیابی قراردادند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داده است متغیرهای تصادفی هم بر بار تسلیم و هم بر کمانش ستون‌ها مؤثرند. پرتو و همکاران [۱۵] تحلیل حساسیت را برای ارزیابی خسارات وارده بر سازه‌های مختلف به کار برده‌اند. آن‌ها حساسیت میزان خسارات را نسبت به تغییر متغیرهای تصادفی سنجیده‌اند. کالا و همکاران [۱۶] بر روی حساسیت اعضای فولادی تحت بارهای فشاری تحقیق کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داده است پاسخ این اعضا تحت بارهای محوری از نوع فشاری تا حدود زیادی می‌تواند تحت تأثیر تغییرات ناشی از متغیرهای تصادفی قرار گیرد.

با وجود تحقیقات وسیعی که در زمینه‌ی ارزیابی تأثیر بارهای لرزه‌ای بر احتمال شکست و پاسخ سازه‌ها انجام شده است اما تحقیقات در زمینه‌ی حساسیت سازه نسبت به متغیرهای تصادفی در بار لرزه‌ای محدود است و عموماً متغیرهای تصادفی به منظور ایجاد یک فضای نمونه‌ای برای انجام تحلیل‌های عدم قطعیت و شکنندگی مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۱۷]. میزان حساسیت پاسخ سازه نسبت به یک متغیر تصادفی می‌تواند اهمیت نقش تغییرات جزئی در آن پارامتر را بر روی پاسخ کلی سازه نشان دهد [۱۸]. در طراحی سازه‌ها عدم قطعیت‌هایی وجود دارد که می‌تواند شرایط آن‌ها را بعد از اجرا تغییر دهد. عدم انطباق بار مرده طرح و بار مرده موجود در سازه بعد از اجرا، ضریب میرایی، مشخصات مصالح و ... مواردی هستند که می‌تواند شرایط سازه را از آنچه برای طراحی فرض شده است

تغییر دهد. میزان تأثیر این عدم قطعیت‌ها بر پاسخ سازه‌ها با انجام تحلیل‌های حساسیت قابل تعیین است [۱۹]. انجام تحلیل حساسیت در سازه‌های مختلف به تعیین پارامترهایی می‌انجامد که نشان می‌دهد حساسیت پاسخ سازه نسبت به آن بیشتر از سایر پارامترها خواهد بود و در هنگام اجرا و یا طراحی باید به اثرات تغییر آن‌ها توجه ویژه شود. با توجه به توضیحات داده شده در این تحقیق سعی شده است تا اثر متغیرهای تصادفی در قاب‌های دو بعدی با مهاربندی همگرا با هندسه‌های مختلف تحت بار لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد. برای این منظور از روش حساسیت سنجی مونت کارلو استفاده شده است. از آنجایی که روش تحلیل حساسیت مرتبه اول ممان دوم<sup>۱</sup> نیز به دلیل سهولت محبوبیت بالایی در بین روش‌های تحلیل حساسیت دارد خطای این روش نیز نسبت به روش مونت کارلو بررسی شده است. چهار قاب دو بعدی ۱۰ طبقه فولادی با سیستم سازه‌ای مهاربندی همگرای دوگانه با هندسه ضربدری، قطری، هفتی و هشتی پس از طراحی و مدل‌سازی غیرخطی با دو روش تحلیل شده است و میزان حساسیت پاسخ آن‌ها به متغیرهای تصادفی ارزیابی شده است. برای ارزیابی بار لرزه‌ای از رکورد زلزله نورث‌ریج به عنوان یک رکورد زلزله طرح با دوره بازگشت ۴۷۵ سال استفاده شده است. در ادامه روش تحقیق و مدل‌های سازه‌ای توضیح داده شده است. هدف از این تحقیق ارزیابی حساسیت لرزه‌ای قاب‌های فولادی با سیستم قاب خمشی دوگانه به همراه مهاربند همگرا نسبت به متغیرهای تصادفی است. در این تحقیق تعداد زیادی مدل سازه‌ای، متغیر تصادفی و دو روش تحلیل حساسیت در نظر گرفته شده است. روش مونت کارلو یک روش بسیار زمان‌بر است که نیاز به صرف وقت و انرژی بسیار زیادی دارد. از طرفی در پژوهش‌های بسیاری هنگامی که هدف مقایسه روش حساسیت یا مقایسه‌ی حساسیت سازه‌های مختلف است عموماً از یک رکورد زلزله استفاده می‌کنند. بنابراین در این تحقیق از یک رکورد زلزله برای ارزیابی حساسیت سنجی لرزه‌ای استفاده شده است.

## ۲- روش تحقیق

روش‌های مختلفی برای ارزیابی حساسیت سازه نسبت به پارامترهای مورد نظر مهندسی وجود دارد. سه روش: مونت کارلو (MCS)، FOSM و دیاگرام تورنادو پرکاربردترین این روش‌ها در

1 First-Order Second Moment (FOSM)

$$\dot{\sigma}_y^2 \approx \left( \frac{dg}{dy} \right)_0^2 \dot{\sigma}_x^2 \quad (۳)$$

این تقریب روش مقدار میانگین FOSM نامیده می‌شود که می‌توان با استفاده از آن مقدار میانگین و واریانس (و انحراف معیار) پاسخ را تخمین زد. توضیحات کاملی در مورد چگونگی انجام تحلیل حساسیت به روش FOSM در مرجع [۲۰] موجود است. همان‌طور که پیش‌تر عنوان شده است در این تحقیق مبنای اصلی انجام تحلیل حساسیت، روش مونت کارلو است که دقت بسیار بالایی دارد. اما با توجه به محاسن روش FOSM تمامی تحلیل‌ها با این روش نیز تکرار شده تا میزان دقت این روش نسبت به روش مونت کارلو ارزیابی و ارائه شود. تحلیل حساسیت یک روش تحلیل مدرن سازه‌ها برای ارزیابی گستره تغییرات پاسخ سازه‌ها محسوب می‌شود. علی‌رغم تحقیقات گسترده‌ای که در زمینه حساسیت سنجی انجام گرفته است، عدم وجود مقایسه بین حساسیت لرزه‌ای سیستم‌های مختلف برابر جانبی وجود دارد. بنابراین در این تحقیق سعی شده است تا با استفاده از روش مونت کارلو حساسیت پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربند همگرا نسبت به متغیرهای تصادفی بررسی گردد. نوآوری دیگر این تحقیق بررسی دقت روش FOSM نسبت به روش مونت کارلو است. نتایج این بخش نشان می‌دهد که اگر نیاز به ارزیابی حساسیت به صورت سریع باشد، روش FOSM می‌تواند با چه دقتی پاسخ مناسبی را ارائه کند.

### ۳- مشخصات و مدل عددی

برای ارزیابی حساسیت سنجی سیستم‌های سازه‌ای مهاربندی نسبت به متغیرهای تصادفی از قاب دو بعدی فولادی دوگانه با مهاربندهای همگرا استفاده شده است. سیستم‌های مهاربندی همگرا شامل مهاربندهای ضربدری، قطری، هفتی و هشتی هستند. در تمامی مدل‌ها از سیستم قاب خمشی دوگانه با مهاربند استفاده شده است و تمامی اتصالات تیر و ستون به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. سیستم‌های سازه‌ای به صورت قاب خمشی فولادی با مهاربندهای مطابق با آئین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی و بر اساس روش LRFD مدل‌سازی و طراحی شده‌اند. بارگذاری لرزه‌ای بر اساس آئین‌نامه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله (ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰) انجام شده است. پلان سازه به صورت یک پلان

ارزیابی حساسیت سازه‌ها هستند. MCS یکی از روش‌های عمیق در مسائل مربوط به تحلیل عدم قطعیت و تحلیل احتمالاتی است. در این روش متغیر تصادفی به صورت مجموعه‌ای از مقادیر تعینی تعریف می‌شود. این مجموعه‌ی داده‌های ورودی مجموعه‌ای از خروجی تعینی را نتیجه می‌دهند. در نهایت شکل احتمالاتی خروجی‌ها محاسبه و ارائه می‌شود. به علت دقت بالا معمولاً از روش MCS برای صحت سنجی سایر روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود [۲۰ و ۱۴]. استفاده از روش MCS بسیار زمان‌بر است. روش‌های مختلفی برای ارزیابی حساسیت سازه نسبت به پارامترهای مورد نظر مهندسی وجود دارد. یکی از این روش‌ها روش تحلیل مرتبه‌ی اول ممان دوم (FOSM) است. در روش FOSM تنها میانگین و انحراف معیار (SD) متغیرهای تصادفی بر اساس توزیع خود فرض می‌شوند و میانگین و SD پاسخ‌ها اندازه‌گیری می‌شود. انحراف معیار این روش می‌تواند معیاری برای حساسیت سنجی محسوب شد. مزیت اصلی روش FOSM این است که با وجود ساده‌تر بودن روند تحلیل در آن نسبت به سایر روش‌ها، مشخصات احتمالاتی پاسخ‌های سازه قابل حاصل شدن هستند [۲۰]. در واقع این روش علی‌رغم سادگی دقت بالایی در تعیین میانگین و انحراف معیار پاسخ سازه دارد. در این روش  $Y = g(X)$  به عنوان تابعی با متغیر تصادفی  $X$  دارای میانگین  $\mu_x$  و واریانس  $\sigma_x^2$  در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه مشتقات  $g(x)$  نسبت به  $X$  موجود است تقریب مرتبه‌ی اول از  $g(x)$  با استفاده از بست سری تیلر در نقطه‌ی  $X_0$  به صورت زیر محاسبه می‌شود (رابطه (۱)).

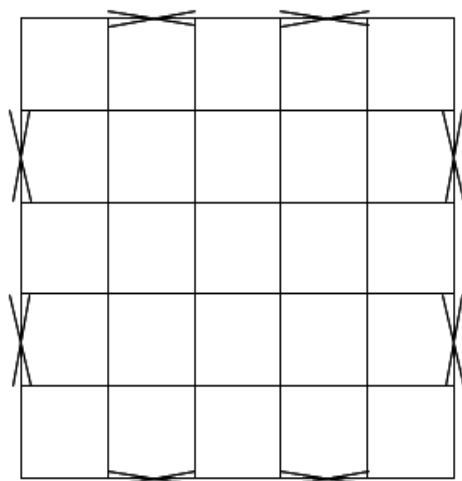
$$Y \approx g_0 + \left( \frac{dg}{dy} \right)_0 (X - x_0) \quad (۱)$$

ممان مرتبه‌ی اول و دوم  $Y$  (یعنی میانگین و واریانس) می‌توانند از رابطه‌ی (۱) محاسبه شوند. که این تقریب روش FOSM نامیده می‌شود. به طور خاص اگر  $x_0 = \mu_x$  (این یک انتخاب معمول در روش FOSM است) میانگین و واریانس از طریق روابط (۲) محاسبه می‌شوند:

$$i_y = g(i_x) \quad (۲)$$

جدول ۱. مشخصات مقاطع برای تمام اعضا

Table 1. Cross-sectional specifications for all members



شکل ۱. پلان مدل‌های سازه‌ای

Fig. 1. Plan of the structural models

مهاربند	تیر	ستون	طبقه
۱	W14x68	Box 500x500x40 & Box 400x400x35	۱
۲	W14x43	Box 400x400x35 & Box 350x350x30	۲
۳	W14x34	Box 350x350x30 & Box 300x300x20	۳
۴	W14x30	Box 300x300x20	۴
۵	W14x22	Box 275x275x20	۵
۶	W12x30	Box 275x275x15	۶
۷	W12x22	Box 250x250x15	۷
۸	W10x26	Box 200x200x15	۸
۹	W10x22	Box 200x200x10	۹
۱۰	W10x22	Box 200x200x10	۱۰

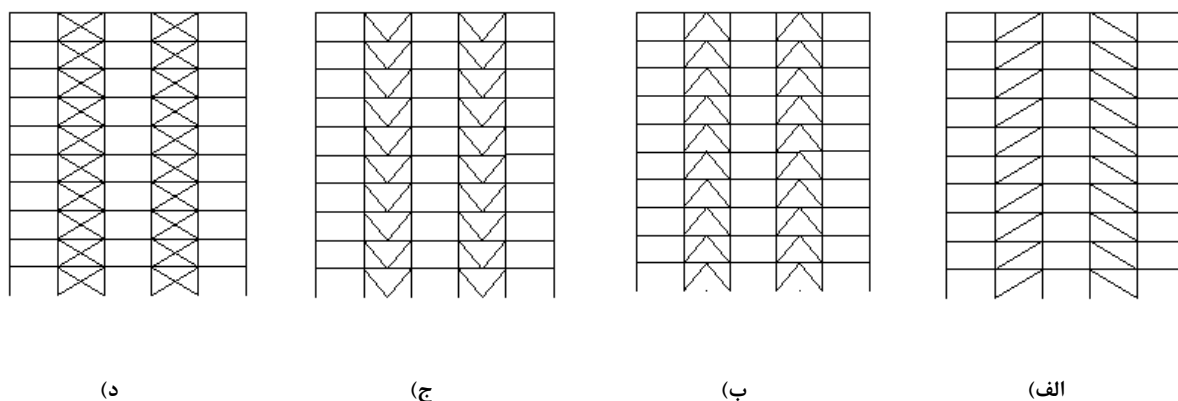
از مقطع باکس استفاده شده است.

در انتخاب مدل‌های سازه‌ای از مرجع [۲۱] استفاده شده است. تمامی ابعاد، تعداد دهانه و مقاطع سازه‌ای از این مرجع اقتباس شده است. اما در جهت اطمینان تک‌تک مدل‌های سازه‌ای در نرم‌افزار ایتبس مدل‌سازی و با رعایت تمامی نکات طراحی شده‌اند. نتایج حاصل از طراحی منطبق با مقاطع مرجع ذکر شده است. بنابراین اطمینان کافی در جهت صحت طراحی و مقاطع مورد استفاده وجود دارد.

پس از طراحی اولیه قاب‌های پیرامونی مدل‌های سازه‌ای برای مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اپنسیس انتخاب شده‌اند. برای مدل‌سازی غیرخطی از مصالح Steel02 در کتابخانه مصالح این نرم‌افزار استفاده شده است. این مصالح دارای رابطه‌ی دوخطی تنش- کرنش است. شیب سختی ثانویه در این تحقیق ۲٪ در نظر گرفته شده است. رابطه‌ی تنش کرنش برای این مصالح در شکل ۳ نشان داده شده است. برای مدل‌سازی المان‌ها از مفهوم مفصل پلاستیک گسترده استفاده شده است. المان‌های تیر و ستون با استفاده از nonlinearBeamColumn به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده است [۲۲]. مدل‌های اجزای محدودی مدل شده در نرم‌افزار opensees در شکل ۲ نشان داده شده است.

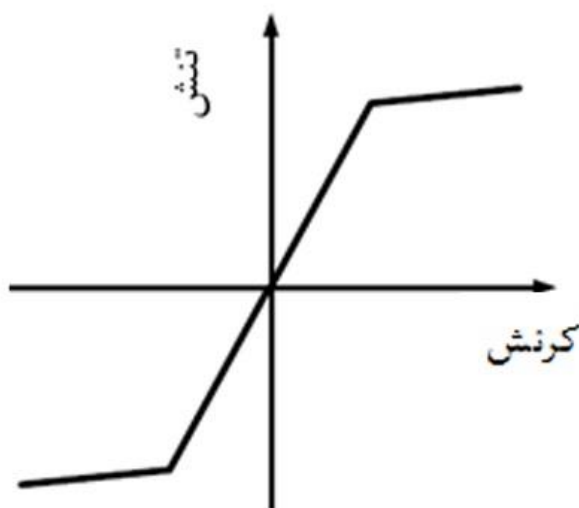
برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از رکورد زلزله نورث‌ریچ

مربعی با پنج دهانه با ابعاد ۵ متر انتخاب شده بود (شکل ۱). سازه‌ها در ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقه ۳/۲ متر تحلیل و طراحی شده‌اند. بار مرده برابر با  $600 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده برابر با  $200 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. فرض شده است سازه در زمینی با خاک نوع III و خطر لرزه‌خیزی زیاد ( $OA = 3$ ) قرار دارد. مقاومت تسلیم فولاد برابر با ۲۴۰ MPa و مقاومت نهایی برابر با ۳۷۰ MPa در نظر گرفته شده است. موقعیت مهاربندها در دو دهانه‌ی میانی قاب‌های پیرامونی مطابق با شکل ۱ در نظر گرفته شده است. در طراحی سازه سعی شده است ضمن رعایت معیار دریافت، نسبت تنش‌ها نزدیک به یک در نظر گرفته شود. خلاصه نتایج حاصل از مدل‌سازی و طراحی سازه‌های مورد نظر در جدول ۱ نشان داده شده است. پس از طراحی اولیه یکی از قاب‌های پیرامونی مهاربندی شده به عنوان مدل دو بعدی برای انجام تحلیل‌های غیرخطی و حساسیت سنجی در نظر گرفته شده است. در شکل ۲ مدل‌های دو بعدی مورد نظر تحقیق نشان داده شده است. برای تیرها از مقاطع I شکل و برای ستون‌ها و مهاربندها



شکل ۲. مدل‌های دو بعدی قاب مهاربندی شده (الف) قطری (ب) هشتی (ج) هفتی (د) ضربدری

Fig. 2. 2D Model of the braced frame structure



شکل ۳. مدل رفتاری تنش کرنش [۱۳]

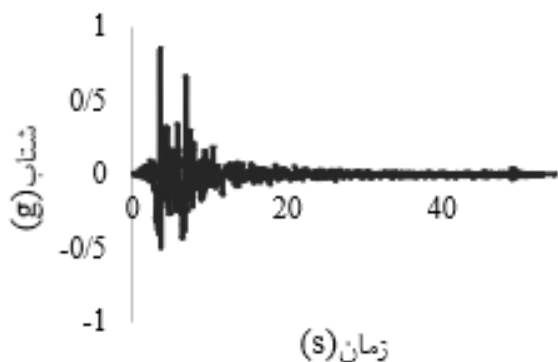
Fig. 3. Stress-strain model

تحت زلزله‌ی نورث‌ریج با استفاده از دو روش مونت کارلو و FOSM محاسبه و مقایسه شده است. در این تحقیق حساسیت پاسخ قاب‌های مهاربندی فولادی نسبت به شش متغیر تصادفی بررسی شده است. این شش متغیر تصادفی بر اساس چهار نوع متغیر تصادفی طبقه بندی شده‌اند که عبارت‌اند از: متغیرهای هندسی، مصالح، بارگذاری و میرایی. تنش تسلیم و مدول الاستیسیته‌ی فولاد به عنوان متغیر تصادفی مربوط به مصالح در نظر گرفته شده‌اند. بار مرده و زنده به عنوان متغیرهای تصادفی مربوط به بارگذاری، ضریب میرایی سازه برای متغیرهای میرایی و طول دهانه به عنوان متغیرهای هندسی در

استفاده شده است. مشخصات این رکورد در جدول ۲ و شکل ۴ نشان داده شده است. این رکورد بر اساس آئین‌نامه زلزله‌ی ایران به طیف زلزله‌ی طرح با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال مقیاس شده و سپس به قاب‌ها اعمال شده است.

### ۳-۱- متغیرهای تصادفی

همان‌طور که عنوان شده است هدف از این تحقیق بررسی حساسیت پاسخ قاب‌های فولادی مهاربندی شده نسبت به متغیرهای تصادفی است. تغییرات پاسخ قاب‌های فولادی مورد نظر این تحقیق



شکل ۴. رکورد زلزله نورثریج [۲۳]  
Fig. 4. Northridge earthquake record

جدول ۲. مشخصات رکورد زلزله نورثریج [۲۳]

Table 2. Specifications of the Norse Earthquake Record

نام رکورد	ایستگاه	بیشترین PGA(g)	بزرگا	فاصله از گسل (km)
نورثریج	سیلمار	۰/۸۹۷	۶/۷	۱۳/۳

جدول ۳. مشخصات متغیرهای تصادفی [۲۰ و ۱۵ و ۱۳]

Table 3. Specifications of random variables

نام	میانگین	COV(%)	توزیع
تنش تسلیم (Fy)	۲۴۰ Mpa	۱۰	لاگنرمال
مدول الاستیسیته (E)	2e5 Mpa	۵	لاگنرمال
بار مرده (DL)	۶۰۰ kg/m <sup>2</sup>	۱۰	نرمال
بار زنده (LL)	۲۰۰ kg/m <sup>2</sup>	۸۰	نرمال
طول دهانه (L)	۵m	۵	گاما

نظر گرفته شده‌اند. تنش تسلیم فولاد با میانگین ۲۴۰ MPa و ضریب تغییرات ۱۰٪ با توزیع لاگنرمال در نظر گرفته شده است. برای مدول الاستیسیته از توزیع نرمال با میانگین ۲e۵MPa و ضریب تغییرات ۵٪ استفاده شده است. برای بارهای مرده و زنده از توزیع لاگنرمال با ضریب تغییرات به ترتیب ۱۰٪ و ۲۰٪ استفاده شده است. ضریب میرایی با میانگین ۵٪، توزیع لاگنرمال و ضریب تغییرات ۴۰٪ در نظر گرفته شده است. برای طول دهانه نیز از توزیع گاما، میانگین ۵ متر و ضریب تغییرات ۵٪ در نظر گرفته شده است [۲۰ و ۱۵ و ۱۳]. خلاصه‌ی مشخصات متغیرهای تصادفی در جدول ۳ نشان داده شده است.

در تحلیل حساسیت برای ارزیابی تأثیرپذیری پاسخ سازه از متغیرهای تصادفی، هر یک از متغیرهای تصادفی با توزیع خود برای سازه در نظر گرفته می‌شود در حالی که سایر پارامترها در مقدار میانگین خود قرار دارند. به این ترتیب تغییرات پاسخ قاب‌های مهاربندی شده تحت هر یک متغیرهای تصادفی موجود در جدول ۳ محاسبه می‌شود.

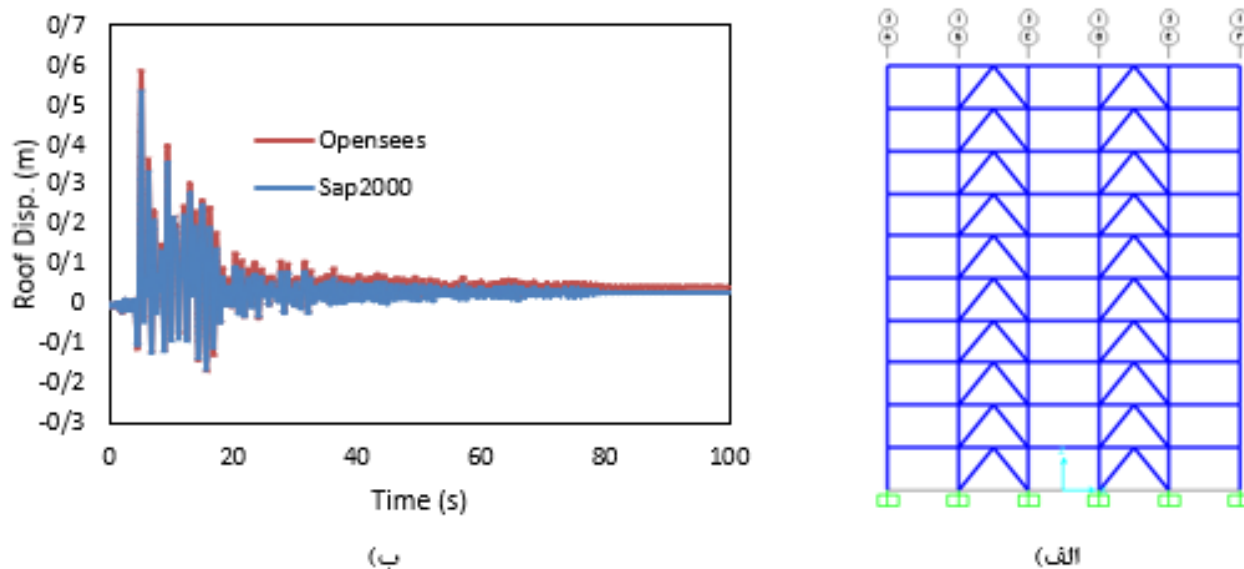
### ۳-۲-۳- اعتبارسنجی

برای ارزیابی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی از مقایسه پاسخ سازه ده طبقه با سیستم مهاربندی هشتی در دو نرم‌افزار اپنسیس و سپ ۲۰۰ استفاده شده است. مدل عددی در هر دو نرم‌افزار مدل‌سازی شده و منحنی تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام در هر دو نرم‌افزار با یکدیگر مقایسه شده است. ذکر این نکته ضروری است که پلاستیسیته در نرم‌افزار اپنسیس به صورت گسترده و در نرم‌افزار سپ ۲۰۰۰ به صورت متمرکز مدل شده است. در شکل ۵-الف مدل عددی در نرم‌افزار سپ ۲۰۰۰ و در شکل ۵-ب نتایج حاصل از اعتبار سنجی نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد انطباق مناسبی بین مدل‌های عددی توضیح داده شده وجود دارد.

### ۴- بررسی نتایج تحلیل

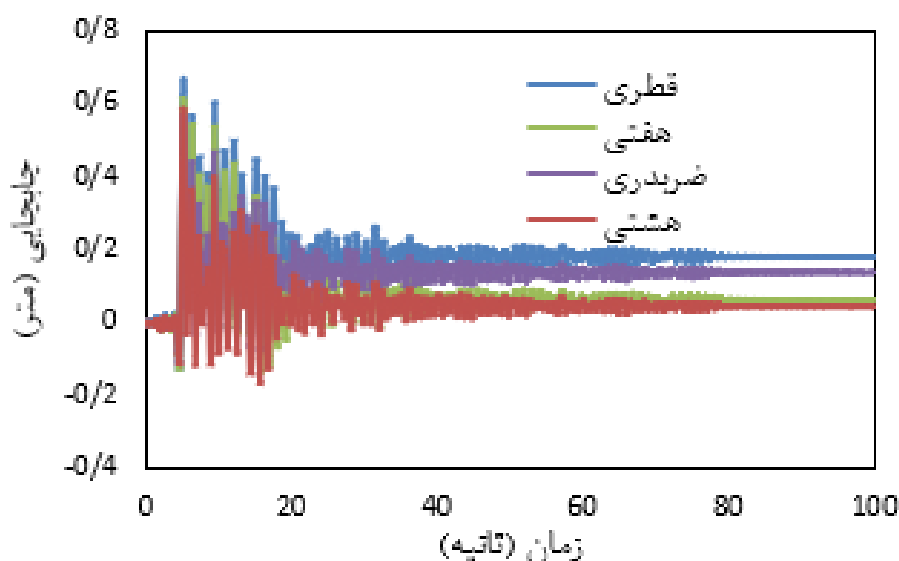
#### ۴-۱- ارزیابی پاسخ قاب‌های مهاربندی شده

دو پارامتر ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه به عنوان پاسخ‌های قاب‌های مهاربندی تحت بار لرزه‌ای مورد نظر تحقیق در نظر گرفته شده‌اند. همچنین تأثیر متغیرهای تصادفی موجود در جدول ۳ بر پیوند مود اول سازه نیز ارائه شده است. در ابتدا قاب‌های مهاربندی شده تحت زلزله‌ی نورثریج با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحلیل شده و منحنی‌های تاریخچه زمانی جابجایی بام و برش پایه‌ی قاب‌ها استخراج و مقایسه شده است. در شکل‌های ۶ و ۷ به ترتیب منحنی‌های جابجایی بام و برش پایه‌ی قاب‌های مهاربندی شده نشان داده شده است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی نشان می‌دهد که بیشترین جابجایی در قاب با مهاربند قطری برابر



شکل ۵. اعتبار سنجی الف) مدل عددی در نرم افزار سپ ۲۰۰۰ ب) مقایسه نتایج در نرم افزار سپ ۲۰۰۰ و اپنسیس

Fig. 5. Validation



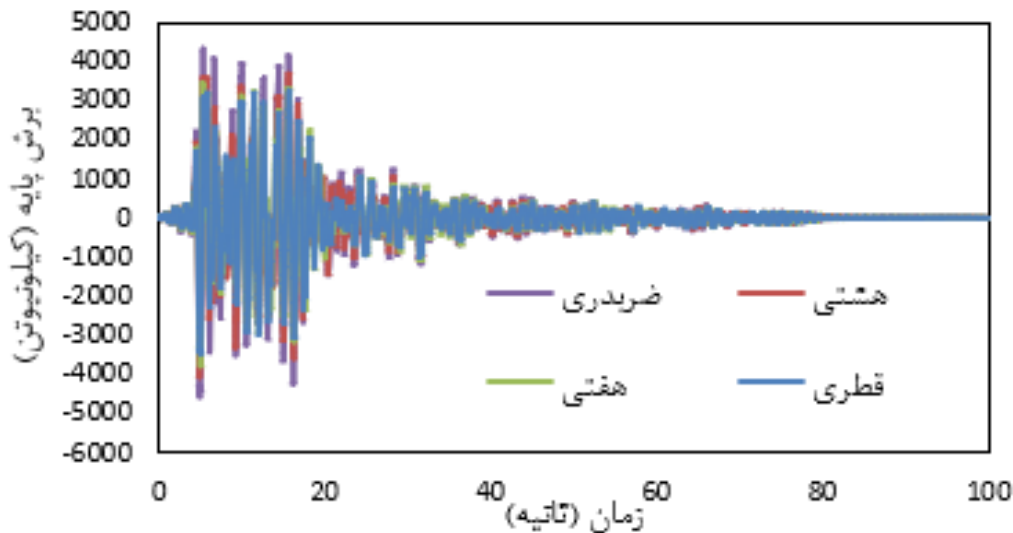
شکل ۶. منحنی های تاریخچه زمانی جابجایی بام در قاب های سازه ای در زلزله نورتریج

Fig. 6. Time history of roof displacement in structural frames in Northridge earthquake

عملکرد LS است. نتایج شکل ۷ نشان می دهد که در سیستم های مهاربندی همگرا، قاب فولادی با مهاربند ضربدری بیشترین برش پایه را تحمل کرده است. مدل سازه ای ضربدری تحت زلزله نورتریج ماکزیمم برش پایه به مقدار ۴۵۷۵ kN را تحمل کرده است. این مقدار برای

با ۶۷ سانتی متر است. بیشینه جابجایی بام برای قاب های فولادی با سیستم مهاربند هفتی، هشتی و ضربدری به ترتیب برابر با ۶۰، ۵۹ و ۵۸ سانتی متر محاسبه شده است. از آنجایی که ارتفاع تمامی مدل ها برابر ۳۲ متر است با فرض مقدار دررفت ۲٪ برای سطح عملکرد LS مشخص می شود بیشینه جابجایی های بام طبقات در حدود سطح





شکل ۷. منحنی‌های تاریخچه زمانی برش پایه در قاب‌های سازه‌ای در زلزله‌ی نورتریج

Fig. 7. Time history of base shear curves in structural frames in Northridge earthquake

پریود مود اول، ماکزیمم برش پایه و ماکزیمم جابجایی بام برای مدل‌های سازه‌ای مختلف نسبت به متغیرهای جدول ۳ بررسی شده است. در ابتدا نتایج حاصل از تحلیل مونت کارلو ارائه شده است. در تمامی تحلیل‌های حساسیت‌سنجی این بخش، وقتی حساسیت پاسخ سازه نسبت به یک متغیر بررسی شده است، سایر متغیرهای تصادفی در مقدار میانگین خود فرض شده‌اند و تنها متغیر تصادفی مورد نظر با تابع توزیع احتمالاتی خود در نظر گرفته می‌شود. به عنوان مثال وقتی حساسیت یک مدل سازه‌ای به تنش تسلیم فولاد بررسی شده است، سایر متغیرهای جدول ۳ در مقدار میانگین خود در نظر شده‌اند. در ابتدا تغییرات پریود مود اول با استفاده از روش مونت کارلو بررسی شده است. در واقع هدف از این بخش از تحقیق این است که تغییرات در یکی از متغیرهای تصادفی در چهارچوب توزیع مربوط به خود تا چه مقدار می‌تواند بر تغییرات پریود مود اول سازه تأثیرگذار باشد. در شکل ۸ نتایج حاصل از تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو برای پریود مود اول با استفاده از منحنی‌های تابع توزیع تجمعی احتمالاتی (CDF) ارائه شده است. این منحنی‌ها نشان می‌دهند که یک متغیر تصادفی چه مقدار می‌تواند بر پریود مود اول سازه تأثیرگذار باشد. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که نسبت میرایی و تنش تسلیم فولاد تأثیری بر تغییر مود اول سازه‌ها ندارند بنابراین در شکل ۸ از آن‌ها صرف نظر شده است. هر چه بازه منحنی‌های CDF بیشتر باشد نشان می‌دهد که دامنه تغییرات پریود سازه‌ها نسبت به

مدل‌های قطری، هشتی و هفتی به ترتیب برابر با ۳۴۸۴، ۴۰۷۹ و ۳۷۸۶ کیلو نیوتن محاسبه شده است. نتایج تحلیل‌های اولیه نشان می‌دهد مدل‌های سازه‌ای با مهاربندهای قطری جابجایی بیشتر و ظرفیت کمتری را در طی بار لرزه‌ای (رکورد زلزله نورتریج) داشته‌اند. از آنجایی که هدف اصلی این تحقیق بررسی تأثیر متغیرهای تصادفی بر تغییرات پاسخ قاب‌های فولادی است از تفسیر و مقایسه پاسخ سیستم‌های سازه‌ای مدنظر این تحقیق صرف نظر شده است. برش پایه محاسبه شده از مفاهیم آئین‌نامه‌ای برای تمام سازه‌های مورد نظر این تحقیق برابر با ۳۱۰۰ کیلو نیوتن محاسبه شده است. مقایسه برش پایه آئین‌نامه‌ای با برش وارده به سازه‌ها تحت رکورد زلزله‌ی نورتریج نشان می‌دهد که برش وارده بر سازه‌ها در محدوده برش طرح است و سازه در برابر زلزله‌ی نورتریج ظرفیتی مشابه با ظرفیت مورد انتظار آئین‌نامه را از خود نشان داده است.

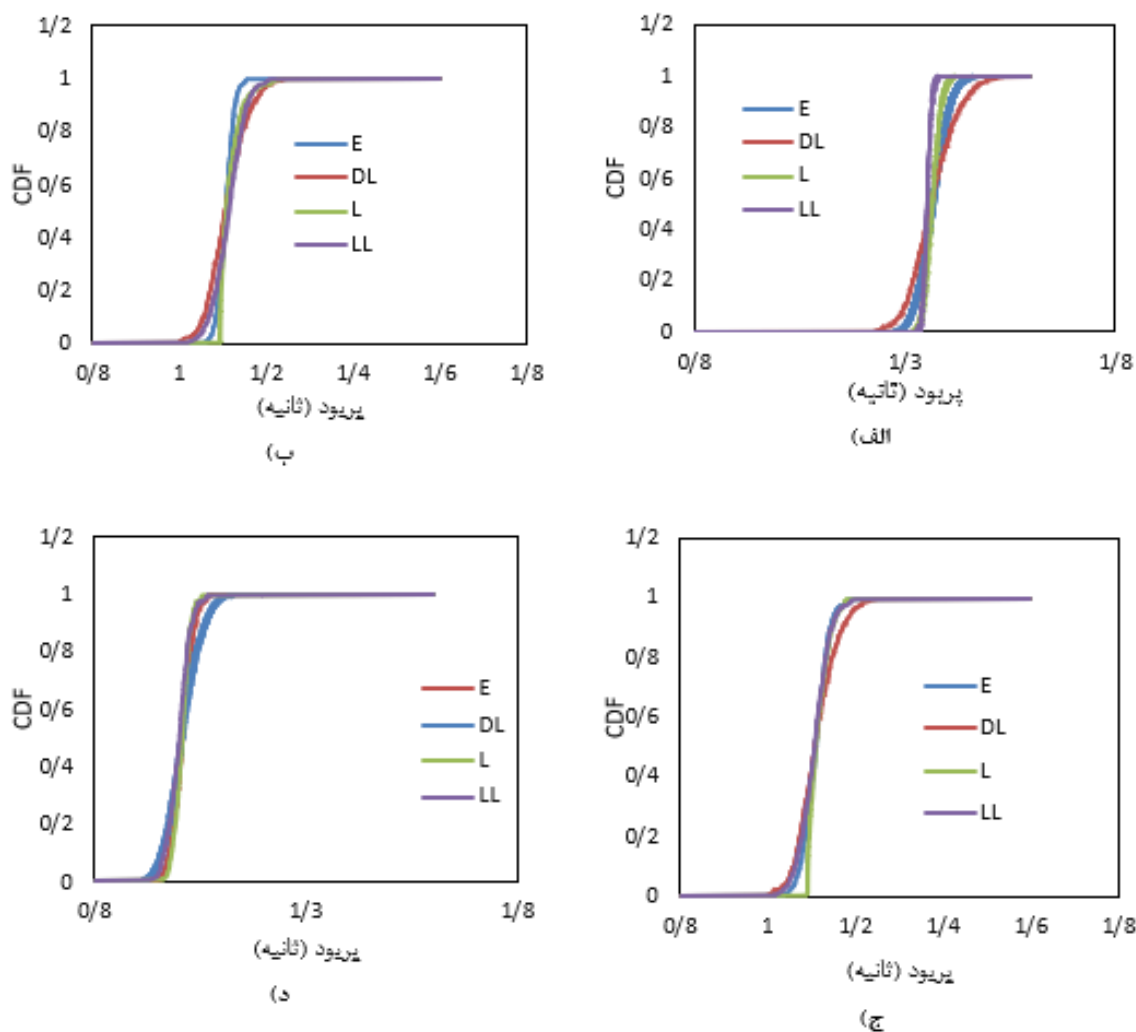
#### ۲-۴- ارزیابی حساسیت قاب‌های مهاربندی شده به متغیرهای تصادفی

در این بخش از تحقیق حساسیت قاب‌های مورد بحث نسبت به متغیرهای تصادفی تحت زلزله‌ی نورتریج بررسی شده است. دو روش مونت کارلو و FOSM برای انجام تحلیل‌های حساسیت به کار گرفته شده‌اند. پریود مود اول، ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه به عنوان متغیرهای مورد بررسی انتخاب شده‌اند. حساسیت



واقعی یک سازه اجرا شده همانند سازه طراحی شده باشد. در شکل ۸ می‌توان تأثیر سایر پارامترها را بر پریود مود اول سازه مشاهده کرد. از آنجایی که هدف این تحقیق ارزیابی حساسیت سازه‌ها نسبت به بار لرزه‌ای است نویسنده می‌توانست صرفاً با ارائه مقدار میانگین و انحراف معیار اکتفا کند. اما برای درک بهتر خواننده سعی شده است تا نتایج به صورت منحنی‌های تابع توزیع تجمعی ارائه شود. این منحنی‌ها به صورت تجمعی احتمال اینکه پاسخ سازه از یک مقدار مشخص کمتر باشد را نشان می‌دهد. مقایسه این منحنی‌ها با یکدیگر می‌تواند به سادگی حساسیت پاسخ سازه را در بین متغیرهای تصادفی نشان دهد. هر چه این منحنی‌ها پهن‌تر باشد حساسیت سازه نسبت به

یک متغیر تصادفی خاص بیشتر است و پریود آن سازه نسبت به آن متغیر تصادفی حساس‌تر است. به عنوان مثال در شکل ۸-الف منحنی مربوط به بار مرده بیشترین پهنای نسبت به سایر متغیرهای تصادفی دارد که نشان می‌دهد حساسیت‌زایی این متغیر بر پریود سازه بیشتر از حساسیت‌زایی متغیرهای مدول الاستیسیته، طول دهانه و بار زنده است. در واقع یک تغییر در بار مرده تأثیر بیشتری را بر متغیر شدن پریود مود اول سازه می‌گذارد. پریود مود اول سازه شناسنامه‌ی رفتار لرزه‌ای یک سازه است که تغییرات آن می‌تواند رفتار سازه را به طور کلی تغییر دهد بنابراین نیاز است تا در هنگام طراحی و اجرای سازه‌ها توجه بیشتری به محاسبه و اجرای دقیق این پارامتر شود تا رفتار



شکل ۸. منحنی‌های تغییرات پریود مود اول در تحلیل مونت کارلو، قاب با مهاربند الف) قطری، ب) هشتی ج) هفتی د) ضربدری

Fig. 8. Curves of the first period change in Monte Carlo analysis, braced frame

جدول ۴. خلاصه نتایج تحلیل حساسیت پریود قاب‌های مهاربندی شده به روش مونت کارلو و FOSM

Table 4. Summary of Sensitivity Frame Analysis Results of Monte Carlo and FOSM bracing Frames

سیستم	تحلیل		Fy	E	D	DL	L	LL
قطری	مونت کارلو	نوسان	•	۰/۰۷۰۷	•	۰/۱۱۹	۰/۰۴۶۴	۰/۰۳۵۴
	FOSM	نوسان	•	۰/۰۷۰۶	•	۰/۱۱۵	۰/۰۴۶	۰/۰۳۵۶
		درصد خطا	•	۰/۲۵	•	۳/۳۸	۰/۷۸	-۱/۹۳
هشتی	مونت کارلو	نوسان	•	۰/۰۶۰۶	•	۰/۱۰۱	۰/۰۶۸	۰/۰۸۵
	FOSM	نوسان	•	۰/۰۶۲۲	•	۰/۱۰۸	۰/۰۷۶	۰/۰۴۱
		درصد خطا	•	-۲/۴۹	•	-۶/۷۷	-۱۱/۶۸	۰/۰۸۲
هفتی	مونت کارلو	نوسان	•	۰/۰۷۰۴	•	۰/۱	۰/۰۶۴	۰/۰۸۳
	FOSM	نوسان	•	۰/۰۷	•	۰/۰۹	۰/۰۶۵۶	۰/۰۷۹
		درصد خطا	•	۴/۸	•	۹/۲	-۲/۲۵	۸/۶۴
ضربدری	مونت کارلو	نوسان	•	۰/۰۶۲	•	۰/۰۸۳	۰/۰۵۱	۰/۰۷۹
	FOSM	نوسان	•	۰/۰۶۴	•	۰/۰۸۴	۰/۰۵	۰/۰۷۵
		درصد خطا	•	-۴/۲	•	-۰/۸۸	۱/۹۶	۵/۰۶

FOSM بار مرده بیشترین حساسیت را در پریود سازه ایجاد کرده است. در این سازه بیشترین خطای تحلیل FOSM برابر با ۳/۳۸٪ محاسبه شده است. در قاب با مهاربند هشتی نیز بار مرده با اندازه نوسانی برابر با ۰/۱۰۱ بیشترین تأثیر را بر تغییرات پریود سازه ایجاد کرده است. بیشترین میزان خطای تحلیل FOSM در این سازه برابر با ۱۱/۶۸٪ محاسبه شده است. جزئیات نتایج سایر مدل‌های سازه‌ای در جدول ۴ موجود است. بر اساس این جدول بیشترین خطای تحلیل FOSM برابر با ۱۱/۶۸٪ محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد که پریود سازه در سیستم سازه‌ای قاب خمشی دوگانه با مهاربند ضربدری کمترین حساسیت را نسبت به بار مرده (که بیشترین حساسیت‌زایی را نسبت به سایر پارامترها ایجاد کرده است) داشته است. بنابراین می‌توان توصیه نمود در جاهایی که ممکن است بار مرده دارای عدم قطعیت‌های زیادی باشد در بین سایر سیستم‌های سازه‌ای دوگانه با مهاربند هم محور از این سیستم سازه‌ای استفاده کرد.

در تمامی مدل‌های سازه‌ای بار مرده بیشترین تأثیر را بر پریود مود اول سازه ایجاد کرده است. مدول الاستیسیته فولاد و از بار زنده نیز پس از بار مرده دارای بیشترین تأثیر بر پریود سازه هستند. قاب‌های مهاربندی قطری بیشترین مقدار اندازه‌ی نوسان را داشته‌اند که نشان می‌دهد حساسیت پریود در این سازه‌ها بیشتر از سایر سازه‌ها است. همچنین میانگین خطاها در کل مدل‌های سازه‌ای و کل پارامترها برای تحلیل FOSM نسبت به مونت کارلو برابر با ۵/۲۵٪

آن متغیر بیشتر است. از آنجایی که تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو در هر سازه به صورت مجزا انجام شده است، مقدار میانگین پاسخ (احتمال ۵۰٪) در متغیرهای تصادفی مختلف بسیار به هم نزدیک است بنابراین می‌توان به صورت چشمی و با مقایسه پهنای هر منحنی، حساسیت را به سادگی محاسبه نمود.

همان‌طور که عنوان شد با استفاده از پهنای منحنی‌های CDF می‌توان حساسیت پریود سازه‌ها را نسبت به متغیرهای تصادفی ارزیابی کرد اما در این تحقیق برای ارزیابی بهتر میزان حساسیت پارامترهای مختلف از مفهوم نوسان<sup>۱</sup> استفاده شده است. تغییرات پاسخ سازه در اثر تغییرات ورودی یا متغیرهای تصادفی یا عدم قطعیت‌ها با عنوان نوسانات تعریف می‌شود. اندازه‌ی نوسان نشان می‌دهد که تأثیر متغیر تصادفی بر پاسخ سازه‌ها چه مقدار است. در این تحقیق اندازه نوسان پاسخ‌ها به صورت فاصله‌ی بین میانگین به علاوه‌ی انحراف معیار تا میانگین منهای انحراف معیار (دو برابر انحراف معیار پاسخ‌ها) در نظر گرفته شده است [۱۳]. بنابراین حساسیت پاسخ سازه‌ها به یک متغیر تصادفی به صورت اندازه نوسان پاسخ‌ها تعریف و برای دو روش مونت کارلو و FOSM محاسبه شده است. همچنین خطای تحلیل FOSM بر اساس اختلاف نوسان پاسخ‌ها نسبت به روش مونت کارلو [۲۰ و ۱۳] محاسبه و در جدول ۴ ارائه شده است. نتایج تحلیل حساسیت نشان می‌دهد در قاب با مهاربند قطری در هر دو روش مونت کارلو و

1 swing

جدول ۵. خلاصه نتایج تحلیل حساسیت ماکزیمم جابجایی بام قاب‌های مهاربندی شده به روش مونت کارلو و FOSM

Table 5. Summary of Sensitivity Analysis Results Maximum Roof Displacement Frames by Monte Carlo and FOSM Method

سیستم	تحلیل		Fy	E	D	DL	L	LL
قطری	مونت کارلو	نوسان	۰/۰۸	۰/۰۴۷	۰/۱۳۵	۰/۱۱	۰/۰۳۸	۰/۰۴۹
	FOSM	نوسان	۰/۰۸۲	۰/۰۴۲	۰/۱۲۱	۰/۱۱۴	۰/۰۳۱	۰/۰۵۲
		درصد خطا	-۲/۰۶۲	۱۰/۶۸	۱۰/۳	-۰/۰۴۷	۱۸/۴	۶/۱۲
هشتی	مونت کارلو	نوسان	۰/۰۸۱۲	۰/۰۴۳	۰/۰۹۵	۰/۱۰۴	۰/۰۲۵	۰/۰۵۳
	FOSM	نوسان	۰/۰۷۵	۰/۰۴۶	۰/۰۹۴۲	۰/۰۹۵	۰/۰۲۱	۰/۰۴۹
		درصد خطا	۷/۶۶	-۶/۹	۱/۵۲	۸/۸۳	۹/۳	۷/۵
هفتی	مونت کارلو	نوسان	۰/۰۷۱	۰/۰۳۱	۰/۰۸۱	۰/۰۸۲	۰/۰۴۳	۰/۰۶۵
	FOSM	نوسان	۰/۰۷۴	۰/۰۳۴	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸	۰/۰۴۱	۰/۰۶۸
		درصد خطا	-۴/۲۲	-۲/۹۴	-۳/۷	-۷/۳	۴/۶۵	۴/۶
ضربدری	مونت کارلو	نوسان	۰/۰۷۱	۰/۰۲۲	۰/۰۸۴	۰/۰۸۱	۰/۰۲۱	۰/۰۲۳
	FOSM	نوسان	۰/۰۶۹	۰/۰۲۵	۰/۰۸۸	۰/۰۷۹	۰/۰۱۹	۰/۰۲۴
		درصد خطا	۲/۸	-۱۳/۶	۴/۷	۲/۴	۷/۱	-۴/۳

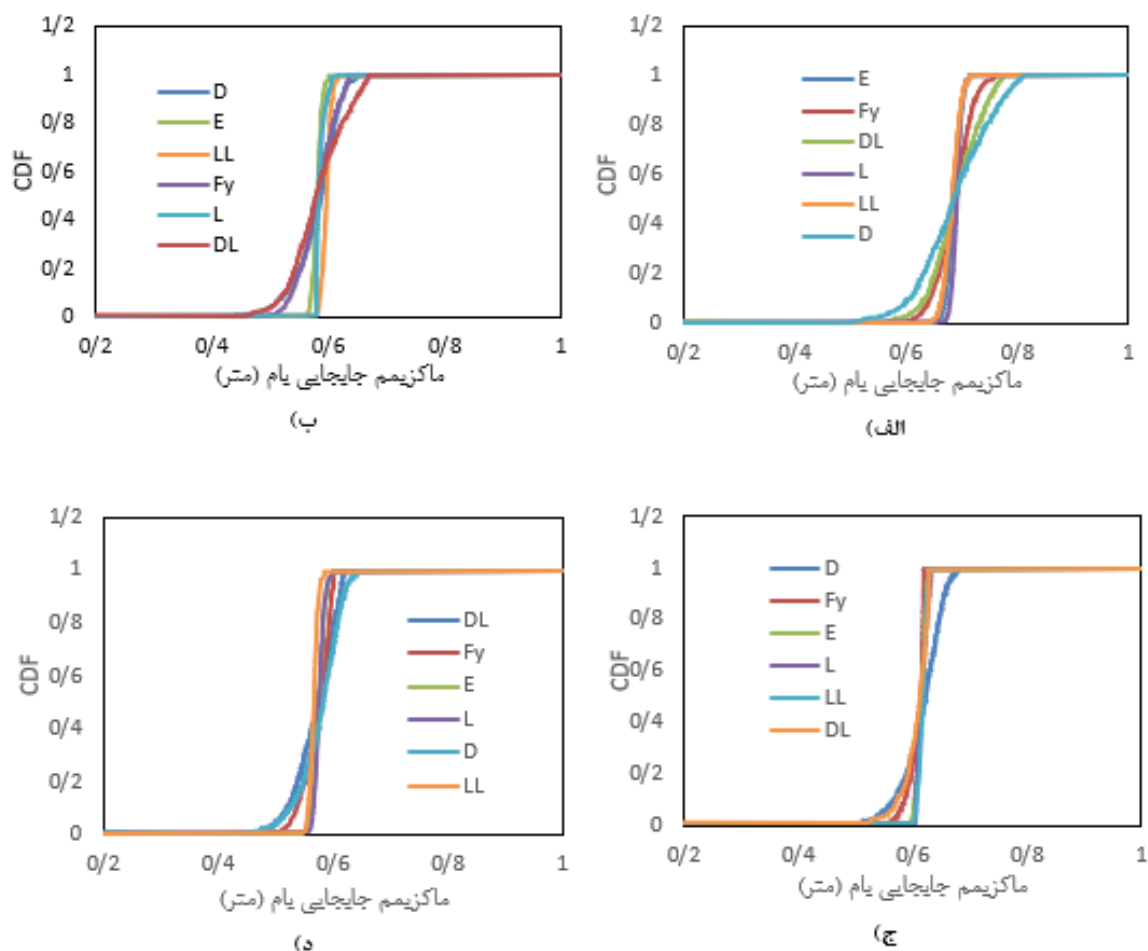
خروجی این روش تنها مقدار میانگین و انحراف معیار است که نمی‌توان آن را در قالب نمودار نشان داد. با توجه به حجم بالای نتایج نشان دادن جدول برای مقدار میانگین و انحراف معیار باعث می‌شد که حجم مقاله از حداکثر مجاز نشریه بالاتر رود به همین دلیل و برای سهولت مقایسه بین دو روش ذکر شده از پارامتر نوسان استفاده شده است. اصل تحقیق بر پایه روش مونت کارلو بوده و مقایسه خطای روش FOSM تنها به این خاطر انجام گرفته است که اگر استفاده از روش مونت کارلو مقذور نیست روش FOSM با چه دقتی می‌تواند حساسیت سازه را بیان کند. همانند تحقیقات انجام شده در این زمینه، توضیحات مربوط به روش FOSM به مرجع ۲۰ ذکر شده در متن ارجاع داده شده است. به عنوان مثال در شکل ۹-الف منحنی مربوط به پاسخ سازه در حالتی که میرایی به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است، نشان می‌دهد که تحت هیچ شرایطی در اثر تغییرات نسبت میرایی در توزیع لاگنرمال با ضریب تغییرات ۴۰٪، جابجایی ماکزیمم بام از ۸۱ سانتی‌متر بیشتر نخواهد شد. مقدار جابجایی ماکزیمم در  $CDF=1/5$  برابر با میانگین پاسخ سازه است [۲۴]. بنابراین مقدار میانگین ماکزیمم جابجایی بام نسبت به تغییرات ضریب میرایی برابر با ۶۷ سانتی‌متر است. خلاصه‌ی نتایج مربوط به تحلیل‌های مونت کارلو و FOSM برای ماکزیمم جابجایی

محاسبه شده است. این مقادیر نشان می‌دهد روش FOSM را می‌توان به عنوان یک روش معتبر در برآورد حساسیت پیوند سازه‌ها نسبت به متغیرهای تصادفی معرفی نمود.

پیوند مود اول سازه به سختی و جرم سازه وابسته است. از آنجایی که بار مرده (با توجه به ترکیب بار) تأثیر بیشتری را نسبت به بار زنده بر جرم سازه دارد حتی اعمال بار زنده با توزیع مطرح شده نمی‌تواند تأثیری در حد بار مرده بر پیوند سازه بگذارد. مدول الاستیسیته فولاد نیز دارای عدم قطعیت کمی است (چرا که CoV در توزیع آن مقدار ناچیزی است) بنابراین تأثیر این متغیر نیز بر تغییرات پیوند سازه ناچیز است. تغییرات طول دهانه نیز نمی‌تواند تأثیر زیادی بر سختی سازه‌های مورد بحث تحقیق ایجاد نماید.

در ادامه تأثیر متغیرهای تصادفی بر بیشینه جابجایی بام در مدل‌های سازه‌ای این تحقیق بررسی شده است. در ابتدا نتایج تحلیل مونت کارلو بر اساس منحنی‌های CDF بیشینه جابجایی بام ارائه شده است. در شکل ۹ منحنی تغییرات ماکزیمم جابجایی افقی قاب‌های مورد نظر تحقیق نسبت به هر یک از متغیرهای تصادفی ارائه شده است. منحنی‌های CDF به صورت تجمعی احتمال وقوع یک جابجایی ماکزیمم را برای هر متغیر تصادفی ارائه می‌دهند.

روش FOSM یک روش ساده برای تخمین حساسیت است.



شکل ۹. منحنی‌های تغییرات ماکزیمم جابجایی بام در تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو، در قاب (الف) قطری، (ب) هشتی (ج) هفتی (د) ضربدری

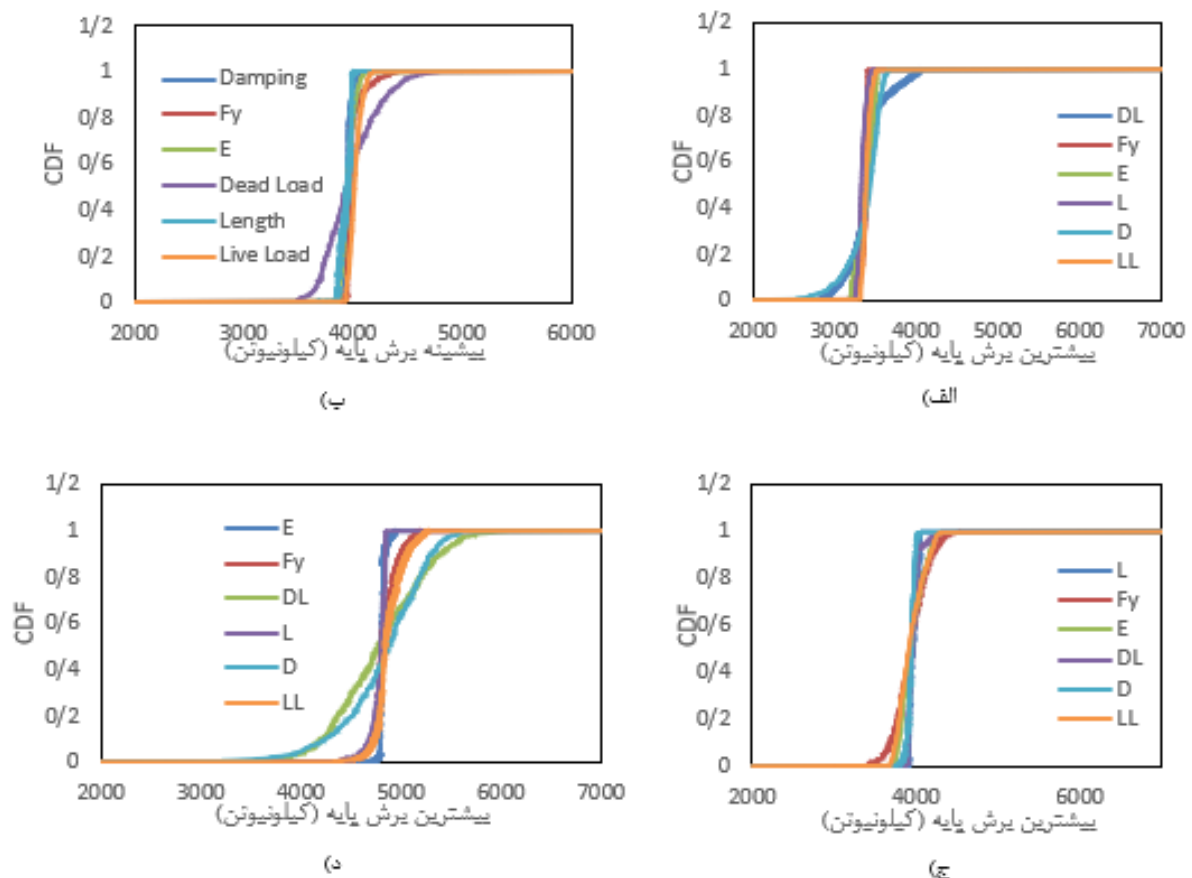
Fig. 9. Curves of maximum roof displacement changes in Monte Carlo sensitivity analysis in the frame

FOSM نسبت به روش مونت کارلو در برآورد تغییرات پیوند مود اول سازه کمتر از بیشینه جابجایی بام است.

در ادامه‌ی روند تحقیق تأثیر متغیرهای تصادفی بر ماکزیمم برش پایه قاب‌های مورد نظر این تحقیق بررسی شده است. در ابتدا نتایج تحلیل مونت کارلو ارائه شده است. نتایج تحلیل مونت کارلو به صورت منحنی‌های CDF بر اساس ماکزیمم برش پایه در شکل ۱۰ ارائه شده است. منحنی‌های CDF هر یک از قاب‌ها نشان می‌دهند سیستم‌های سازه‌ای مختلف تأثیرپذیری متفاوتی از متغیرهای تصادفی می‌گیرند. به عنوان مثال پهنای منحنی CDF در قاب با مهاربند ضربدری متفاوت از قاب با مهاربندهفتی است. علاوه بر این پهنای منحنی‌های CDF برای ماکزیمم برش پایه متفاوت از پهنای نمودارهای CDF برای ماکزیمم جابجایی بام است. مقایسه‌ی شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهد که هر یک از ویژگی‌های سازه (ماکزیمم برش پایه و ماکزیمم

بام بر اساس اندازه نوسان و خطای تحلیل FOSM در جدول ۵ نشان داده شده است.

نتایج جدول ۵ نشان می‌دهد که در سیستم سازه‌ای با مهاربند قطری و ضربدری ضریب میرایی بیشترین تأثیر را بر جابجایی بام دارد. این نتایج نشان می‌دهد در این سیستم سازه‌ای ضریب میرایی باید با روش‌های معتبر و دقت بسیار زیادی برآورد شود تا پاسخ سازه به نحوی درست محاسبه شود. طول دهانه کمترین سایز نوسان را در این سازه‌ها ایجاد کرده است. در سازه با مهاربندهای هشتی و هفتی بار مرده بیشترین تأثیر را بر ماکزیمم جابجایی بام دارد. بیشترین میزان خطا در تحلیل FOSM نسبت به تحلیل مونت کارلو برابر با ۱۸٫۴٪ محاسبه شده است. میانگین خطاهای تحلیل FOSM برای کل تحلیل‌های انجام شده در ارزیابی ماکزیمم جابجایی بام برابر با ۶٫۹۸٪ محاسبه شده است. این نتایج نشان می‌دهد که خطای تحلیل



شکل ۱۰. منحنی‌های تغییرات ماکزیمم برش پایه در تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو، در قاب الف (قطری، ب) هشتی ج) هفتی د) ضربدری  
**Fig. 10. Curves of maximum base shear changes in Monte Carlo Sensitivity Analysis**

جابجایی بام) نسبت به متغیرهای تصادفی حساسیت متفاوتی دارند. بنابراین هر یک از پاسخ‌ها یا ظرفیت‌های سیستم‌های سازه‌ای نسبت به یک متغیر تصادفی خاص حساس تر هستند.

خلاصه‌ی نتایج حاصل از تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو و FOSM برای ماکزیمم برش پایه در جدول ۶ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد در قاب با سیستم با مهاربند قطری بار مرده و ضریب میرایی بیشترین تأثیر را در ماکزیمم برش پایه‌ی قاب دارند. در قاب با سیستم مهاربند هشتی بار مرده و تنش تسلیم فولاد مؤثرترین پارامترها در ماکزیمم برش پایه هستند. در قاب با سیستم مهاربند هفتی تنش تسلیم فولاد بیشترین حساسیت را برای ماکزیمم برش پایه ایجاد کرده است. در قاب با سیستم مهاربند ضربدری بار مرده و ضریب میرایی بیشترین تأثیر را در پراکندگی مقادیر برش پایه دارند. میزان خطای تحلیل FOSM در ارزیابی حساسیت ماکزیمم

برش پایه در قاب‌های مهاربندی بیشتر از ماکزیمم جابجایی بام است. بیشترین خطای تحلیل FOSM نسبت به تحلیل مونت کارلو در ارزیابی ماکزیمم برش پایه برابر با ۲۲/۷٪ محاسبه شده است. همچنین میانگین خطاهای تحلیل FOSM در ارزیابی ماکزیمم برش پایه برابر با ۱۵/۰۷٪ محاسبه شده است. این مقدار نشان می‌دهد که روش FOSM در برآورد بیشینه برش پایه خطای بیشتری را نسبت به برآورد پریود مود اول و بیشینه جابجایی بام ایجاد می‌کند.

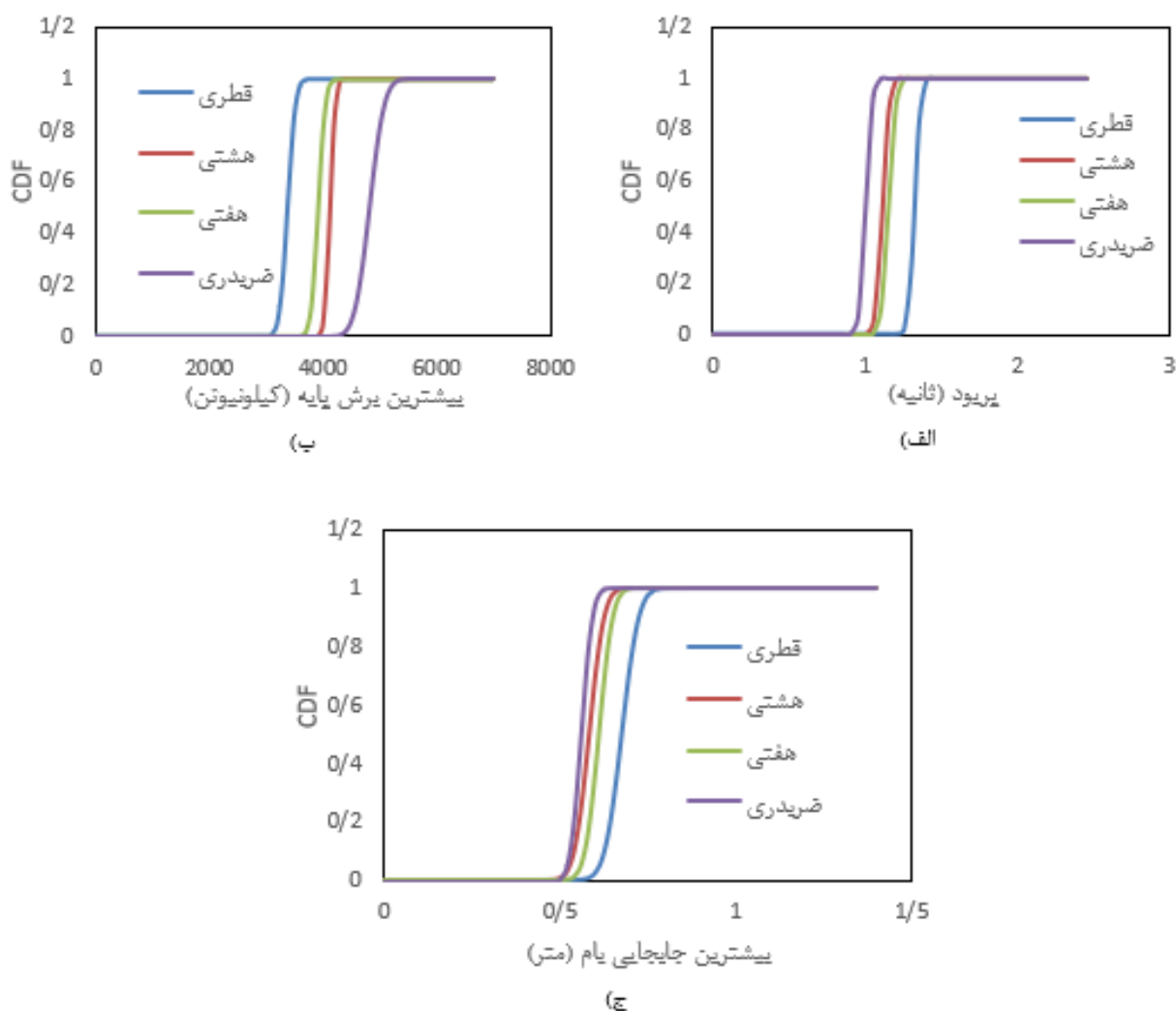
#### ۴-۳- ارزیابی ضریب حساسیت قاب‌های مهاربندی شده

در بخش ۴-۲ حساسیت پریود، ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه‌ی قاب‌های مورد نظر این تحقیق نسبت به تک‌تک متغیرهای تصادفی بررسی شد. در این بخش از تحقیق، حساسیت قاب‌های مورد نظر این تحقیق نسبت به کل متغیرهای تصادفی بررسی خواهد

مونت کارلو به صورت منحنی‌های CDF ارائه شده است. در شکل ۱۱ منحنی‌های CDF قاب‌های مهاربندی شده ارائه شده است. در شکل ۱۱-الف بازه‌ی تغییرات پریود قاب‌های مهاربندی شده نسبت به تغییرات متغیرهای تصادفی نشان داده شده است. در شکل ۱۱-ب و شکل ۱۱-ج بازه‌ی تغییرات ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه تحت بار لرزه‌ای مربوط به رکورد زلزله‌ی نورث‌ریج نشان داده شده است.

خلاصه‌ی نتایج تحلیل‌های مونت کارلو و FOSM برای قاب‌های

شد. در این بخش از تحقیق متغیرهای تصادفی به صورت هم‌زمان در تحلیل‌های حساسیت در نظر گرفته می‌شوند تا حساسیت کلی قاب‌های مورد نظر این تحقیق نسبت به متغیرهای تصادفی بررسی شود. دو روش مونت کارلو و FOSM برای انجام حساسیت قاب‌ها نسبت به کل متغیرهای تصادفی به کار گرفته شده است. نتایج تحلیل مونت کارلو به صورت منحنی‌های CDF ارائه شده است. برای ارزیابی بهتر حساسیت کلی قاب‌ها به متغیرهای تصادفی از ضریب حساسیت استفاده شده است. این ضریب به صورت نسبت نوسان به میانگین پاسخ‌ها تعریف می‌شود. در این بخش در ابتدا نتایج حاصل از تحلیل



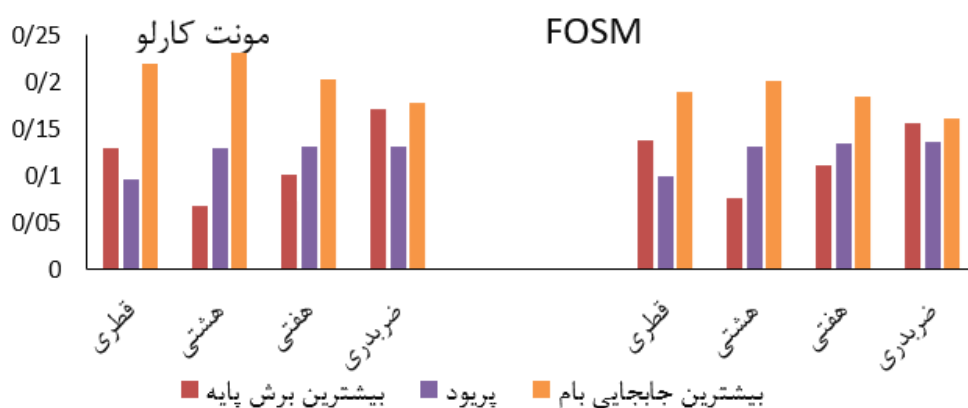
شکل ۱۱. نتایج تحلیل مونت کارلو در حساسیت سنجی قاب‌های مهاربندی شده (الف) پریود سازه (ب) بیشترین برش پایه (ج) بیشترین جابجایی بام

Fig. 11. Outcomes of Monte Carlo analysis in sensitization of braced frames

جدول ۶. خلاصه نتایج تحلیل حساسیت ماکزیمم برش پایه قاب‌های مهاربندی شده به روش مونت کارلو و FOSM

Table 6. Table 6 Summary of Sensitivity Analysis Results Maximum BaseShear by Monte Carlo and FOSM Method

سیستم	تحلیل		Fy	E	D	DL	L	LL
قطری	مونت کارلو	نوسان	۸۴	۹۶	۳۸۷	۴۵۳	۹۳	۹۲
	FOSM	نوسان	۹۸	۹۲	۲۹۹	۳۸۵	۷۹	۱۰۸
		درصد خطا	-۱۶/۶۶	۴/۱۶	۲۲,۷	۱۵	۱۵/۰۵	-۱۷/۳
هشتی	مونت کارلو	نوسان	۱۲۲	۱۱۰	۷۲	۱۵۸	۹۹	۱۰۹
	FOSM	نوسان	۱۱۵	۹۸	۶۰	۱۷۲	۸۵	۹۷
		درصد خطا	۵/۷۳	۱۰/۹	۱۶/۶۶	-۸/۸۶	۱۴/۱۴	۱۱
هفتی	مونت کارلو	نوسان	۴۰۴	۱۳۳	۹۲	۲۹۸	۹۷	۱۵۶
	FOSM	نوسان	۳۲۴	۱۰۱	۱۱۲	۲۵۵	۸۱	۱۶۹
		درصد خطا	۱۹/۸	۲۴/۰۶	-۲۱/۷	۱۴/۴	۱۶/۵	-۸/۳
ضربدری	مونت کارلو	نوسان	۲۴۶	۸۶	۸۶۴	۹۲۵	۱۰۱	۲۵۱
	FOSM	نوسان	۱۹۸	۹۵	۷۵۲	۸۳۶	۱۱۵	۱۹۸
		درصد خطا	۱۹/۵	-۱۰	۱۲/۹۳	۱۰/۷	-۱۳/۸۶	۲۱/۱۱



شکل ۱۲. خلاصه‌ی نتایج تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو و FOSM

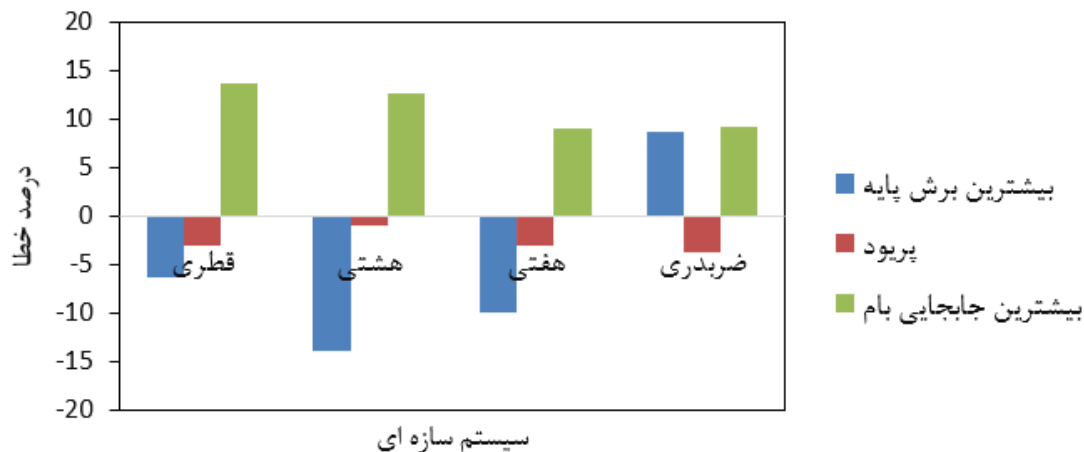
Fig. 12. Summary of Monte Carlo and FOSM Sensitivity Analysis Results

می‌پذیرد.

قاب با مهاربند هشتی کمترین حساسیت را برای ماکزیمم برش پایه از متغیرهای تصادفی می‌پذیرد. بازه‌ی تغییرات حساسیت پریود در قاب‌های مختلف نسبت به متغیرهای تصادفی در تمامی مدل‌های سازه‌ای بین ۰/۰۹۶ تا ۰/۱۳۲ قرار دارد. قاب با مهاربند قطری کمترین حساسیت قاب با مهاربند ضربدری بیشترین حساسیت را نسبت به متغیرهای تصادفی در برآورد پریود سازه دارند. مقایسه‌ی نتایج دو

مورد نظر این تحقیق به صورت ضریب حساسیت برای پریود، ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه در شکل ۱۲ نشان داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو نشان می‌دهد که متغیرهای تصادفی بیشترین تأثیر را در ماکزیمم جابجایی بام دارند. در ارزیابی جابجایی بام بیشترین حساسیت در قاب‌های با مهاربند هم محور در با مهاربند هشتی مشاهده شده است. قاب با مهاربند ضربدری بیشترین تأثیر را در برش پایه از متغیرهای تصادفی





شکل ۱۳. خطای تحلیل FOSM  
Fig. 13. FOSM analysis error

سازه‌ای نسبت به هر یک از متغیرهای تصادفی بررسی شده است. نتایج نشان داده است در قاب با سیستم مهاربندهم محور قطری، بیشترین حساسیت پریود و برش پایه سازه به بار مرده است. بیشترین حساسیت جابجایی بام در این سیستم نسبت به پارامتر ضریب میرایی است. در سیستم مهاربندهمگرای هشتی بار مرده بیشترین حساسیت را برای سه متغیر پریود، ماکزیمم برش پایه و ماکزیمم جابجایی بام ایجاد کرده است. در قاب با سیستم مهاربندهمگرای هفتی بار مرده بیشترین حساسیت را برای پریود و ماکزیمم جابجایی بام ایجاد کرده است. در این سیستم سازه‌ای تنش تسلیم فولاد بیشترین تأثیر را در تغییرات برش پایه دارد. در قاب با سیستم مهاربندهمگرای ضربدری بار مرده بیشترین تأثیر را در تغییرات پریود مود اول و برش پایه دارد. در این سیستم سازه‌ای ضریب میرایی بیشترین تأثیر را بر حساسیت جابجایی بام دارد. در قاب با مهاربند قطری بار مرده بیشترین تأثیر را بر حساسیت پاسخ‌های سازه دارد.

آنچه محقق در روند تحقیق مشاهده کرده است از این حکایت دارد که بار مرده و تنش تسلیم فولاد مهم‌ترین پارامترهایی هستند که بر پاسخ سازه‌ها تأثیر گذارند. بار مرده به دلیل تأثیر چند جانبه بر سازه تغییرات بیشتری را در پاسخ سازه ایجاد کرده است. تغییرات بار مرده بر روی وزن سازه، پریود و حتی ضرایب میرایی تأثیرگذار است این تأثیرات باعث شده است تا تأثیر بار مرده بیشتر از سایر متغیرهای تصادفی باشد. تنش تسلیم فولاد نیز تأثیر مستقیم

تحلیل FOSM و مونت کارلو نشان می‌دهد در هر دو روش پارامتر ماکزیمم جابجایی بام بیشترین حساسیت را نسبت به دو متغیر پریود و ماکزیمم برش پایه دارد. همچنین تحلیل FOSM دقت کافی در برآورد حساس‌ترین مدل سازه‌ای نسبت به متغیرهای تصادفی دارد. خطای تحلیل FOSM نسبت به تحلیل مونت کارلو در شکل ۱۳ نشان داده شده است. تحلیل FOSM دقت کافی در تعیین حساسیت پریود قاب‌های مهاربندی شده نسبت به متغیرهای تصادفی دارد. بیشترین خطای تحلیل FOSM در برآورد حساسیت پریود قاب‌ها برابر با ۴/۹٪ محاسبه شده است. بیشترین خطای این روش تحلیل در برآورد بیشترین برش پایه برابر با ۱۳/۷۵٪ برای قاب با مهاربند قطری محاسبه شده است.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق حساسیت قاب‌های مهاربندی فولادی نسبت به متغیرهای تصادفی در بار لرزه‌ای بررسی شده است. شش پارامتر به عنوان متغیر تصادفی تعریف و تأثیر آن‌ها بر ماکزیمم جابجایی بام، برش پایه و پریود قاب‌های مهاربندی بررسی شده است. دو روش مونت کارلو و تحلیل FOSM برای انجام تحلیل حساسیت به کار گرفته شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از رکورد زلزله‌ی نورث‌ریچ استفاده شده است. در ابتدا حساسیت سه پارامتر (پریود، ماکزیمم جابجایی بام و ماکزیمم برش پایه) هر مدل

- Concrete, (2019).
- [4] K.-C. Lin, C.-C.J. Lin, J.-Y. Chen, H.-Y. Chang, Seismic reliability of steel framed buildings, *Structural safety*, 32(3) (2010) 174-182.
- [5] H.-Y. Chang, C.-C.J. Lin, K.-C. Lin, J.-Y. Chen, Role of accidental torsion in seismic reliability assessment for steel buildings, *Steel and composite structures*, 9(5) (2009) 457-471.
- [6] E.M. Güneş, Seismic reliability of steel moment resisting framed buildings retrofitted with buckling restrained braces, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(5) (2012) 853-874.
- [7] A.S. Nowak, K.R. Collins, *Reliability of structures*, CRC Press, 2012.
- [8] H. Zhang, B.R. Ellingwood, K.J. Rasmussen, System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis, *Engineering Structures*, 81 (2014) 341-348.
- [9] J.T. Putresza, P. Kolakowski, Sensitivity analysis of frame structures (virtual distortion method approach), *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50(6) (2001) 1307-1329.
- [10] B. Bhattacharyya, S. Chakraborty, Sensitivity statistics of 3D structures under parametric uncertainty, *Journal of engineering mechanics*, 127(9) (2001) 909-914.
- [11] C. Xu, J. Deng, S. Peng, C. Li, Seismic fragility analysis of steel reinforced concrete frame structures based on different engineering demand parameters, *Journal of Building Engineering*, 20 (2018) 736-749.
- [12] I. Hajirasouliha, K. Pilakoutas, R.K. Mohammadi, Effects of uncertainties on seismic behaviour of optimum designed braced steel frames, *Steel and Composite Structures*, 20(2) (2016) 317-335.
- [13] J. Kim, J.-H. Park, T.-H. Lee, Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss, *Engineering Structures*, 33(2) (2011) 421-432.
- [14] Z. Kala, J. Valeš, Imperfection sensitivity analysis of steel columns at ultimate limit state, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 18(4) (2018) 1207-1218.
- [15] K.A. Porter, J.L. Beck, R.V. Shaikhutdinov, Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables, *Earthquake Spectra*, 18(4) (2002) 719-743.

بر رفتار خطی و غیرخطی سازه دارد و تغییرات در آن می‌تواند بر روی ظرفیت الاستیک و پلاستیک و همچنین میزان تغییر شکل‌های ماکزیمم و پسماند تأثیرگذار باشد به همین دلیل این پارامتر هم یکی از حساسیت‌زاترین پارامترهای موجود در سازه به شمار می‌رود.

در ادامه حساسیت پارامترهای مورد نظر تحقیق نسبت به کل متغیرهای تصادفی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داده است متغیرهای تصادفی بیشترین تأثیر را در تغییرات جابجایی بام در قاب‌های هشتی و قطری ایجاد کرده‌اند. قاب با مهاربند ضربدری بیشترین تغییرات را در ماکزیمم برش پایه دارد. مقایسه روش مونت کارلو و FOSM نشان می‌دهد تحلیل حساسیت به روش FOSM در برآورد حساسیت پی‌ریز سازه‌ها بیشترین هم‌گرایی را نسبت به تحلیل مونت کارلو دارد. حداکثر خطای تحلیل حساسیت به روش FOSM برای تمامی متغیرهای تصادفی برابر با ۱۹/۷٪ محاسبه شده است. نتایج کلی تحلیل نشان می‌دهد تنش تسلیم فولاد، بار مرده و نسبت میرایی بیشترین تأثیرات را در پاسخ قاب‌های مهاربندی فولادی ایجاد می‌کنند بنابراین در محاسبات سازه‌ای باید به دقت لحاظ شوند. اگر بین بار مرده‌ی محاسبه شده و اجرا شده اختلاف وجود داشته باشد تأثیر آن بر پاسخ و مقاومت سازه در برابر بار لرزه‌ای قابل توجه خواهد بود. این حساسیت در بار زنده، طول دهانه و مدول الاستیسیته‌ی فولاد کمتر است.

## قدردانی

این تحقیق تحت حمایت دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل با شماره گزنت ۱۱/۳۸۸/BUT/۹۹ قرار گرفت.

## مراجع

- [1] H. Tavakoli, M.M. Afrapoli, Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse, *Engineering Failure Analysis*, 83 (2018) 88-101.
- [2] H. Tavakoli, M.T. Amiri, G. Abdollahzade, A. Janalizade, Site effect microzonation of Babol, Iran, *GEOMECHANICS AND ENGINEERING*, 11(6) (2016) 821-845.
- [3] M. Moradi, H. Tavakoli, G. Abdollahzade, Sensitivity analysis of the failure time of reinforcement concrete frame under postearthquake fire loading, *Structural*

- 34(14) (2005) 1719-1736.
- [21]R.J. Larijan, H.D. Nasserabadi, I. Aghayan, Progressive collapse analysis of buildings with concentric and eccentric braced frames, *Structural Engineering and Mechanics*, 61(6) (2017) 755-763.
- [22]S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, *OpenSees command language manual*, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264 (2006).
- [23]I. Iervolino, C.A. Cornell, Record selection for nonlinear seismic analysis of structures, *Earthquake Spectra*, 21(3) (2005) 685-713.
- [24]Y. Xie, R. DesRoches, Sensitivity of seismic demands and fragility estimates of a typical California highway bridge to uncertainties in its soil-structure interaction modeling, *Engineering Structures*, 189 (2019) 605-617.
- [16]Z. Kala, Sensitivity assessment of steel members under compression, *Engineering Structures*, 31(6) (2009) 1344-1348.
- [17]J.E. Padgett, R. DesRoches, Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty, *Journal of Structural Engineering*, 133(12) (2007) 1710-1718.
- [18]Z. Kala, Global sensitivity analysis in stability problems of steel frame structures, *Journal of Civil Engineering and Management*, 22(3) (2016) 417-424.
- [19]D. Celarec, P. Ricci, M. Dolšek, The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames, *Engineering Structures*, 35 (2012) 165-177.
- [20]T.H. Lee, K.M. Mosalam, Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method, *Earthquake engineering & structural dynamics*,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Moradi, H.R. Tavakoli, Evaluation of the seismic sensitivity of steel frame with converging bracing to random variables. Amirkabir J. Civil Eng., 53(6) (2021) 2371-2388*

DOI: [10.22060/ceej.2020.17402.6550](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17402.6550)

