

# اثر رفتاری کاهنده‌ی چرخه‌ی هیستریزیس در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای سازه‌های با قاب خمشی بتنی ویژه

غلامرضا قدرتی امیری (استاد)

قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

سیدسینا کوره‌لی (کارشناس ارشد)

پژوهشکده‌ی ساختمان و مسکن، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

در این نوشتار تأثیر رفتار کاهنده‌ی چرخه‌های هیستریزیس در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های خمشی بتنی با شکل‌پذیری ویژه بررسی می‌شود. یکی از معایب روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آن است که تغییر رفتار غیر خطی اجزا سازه ناشی از کاهندگی را به دلیل حرکات رفت و برگشتی به طور تقریبی منظور می‌کند. برای بررسی اثرات کاهندگی از ۹ قاب خمشی بتنی ویژه استفاده شده است که براساس آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰- ویرایش سوم) بارگذاری شده و توسط نرم‌افزار ETABS تحلیل و طراحی شده‌اند. با توجه به این که در قاب‌های خمشی بتنی ویژه رفتار اعضا عمدتاً توسط خمش کنترل می‌شوند از مدل‌های هیستریزیس اصلاح‌شده‌ی کلاف و تا کدا استفاده شده است. تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی با استفاده از نرم‌افزار IDARC انجام شده است که برای ارزیابی خسارت از مدل معروف پارک و انگ بهره می‌برد. مقادیر تغییر مکان بیشینه‌ی به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی با مقادیر متناظر تغییر مکان هدف به دست آمده از تحلیل‌های بارافزون مقایسه شده‌اند، و نتایج حاکی از آن است که میانگین مقادیر تغییر مکان بیشینه با در نظر گرفتن رفتار کاهنده‌ی اجزا برای دو سطح خطر ۲g و ۲۵g، به ترتیب به میزان ۴٪ و ۹٪ نسبت به تغییر مکان هدف تحلیل‌های بارافزون افزایش می‌یابد. همچنین در مدل اصلاح‌شده‌ی تا کدا که اثرات کاهندگی را در نظر می‌گیرد، اندیس خسارت به‌ازای سطح خطر ۲g، به میزان ۵۳٪ نسبت به مدل دوخطی افزایش یافته که برای سطح خطر ۲۵g این نسبت برابر ۸۱٪ است.

واژگان کلیدی: رفتار کاهنده، تحلیل استاتیکی غیر خطی، خسارت لرزه‌یی، قاب خمشی ویژه.

## ۱. مقدمه

که از جمله‌ی این کاستی‌ها می‌توان به لحاظ‌شدن تقریبی اثر رفتار کاهنده‌ی اجزاء سازه‌یی تحت سیکل‌های زلزله اشاره کرد. در تحقیق حاضر به بررسی این اثرات در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی در قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری ویژه پرداخته شده است. با توجه به اهمیت موضوع برای در نظرگرفتن رفتار کاهنده در تعیین تغییر مکان‌های طیفی، محققین بسیاری در این زمینه تحقیق کرده‌اند. اکثر تحقیقات با در نظرگرفتن مدل‌های کشسانی - خمیری، دوخطی و سیستم‌های کاهش سختی انجام شده است که از آن‌جمله می‌توان به مطالعات انجام‌شده در سال‌های ۱۹۸۰، ۱۹۸۵، ۱۹۹۱ و ۱۹۹۸ اشاره کرد.<sup>[۱-۴]</sup> همچنین در سال ۱۹۹۸ مطالعاتی برای در نظرگرفتن اثرات کاهندگی سختی و مقاومتی انجام شد.<sup>[۵-۶]</sup> در سال ۲۰۰۰ نسبت به بررسی اثرات کاهندگی سختی و مقاومتی بر روی سیستم‌های تک‌درجه آزادی اقدام شد.<sup>[۷]</sup> در بخشی از مطالعات انجام‌شده توسط این محققین، روش ضرایب تغییر مکان پیشنهادی توسط FEMA273 ارزیابی شده است.<sup>[۸]</sup> نتایج حاکی از آن

با توجه به این که بیشتر ساختمان‌های ساخته‌شده در سال‌های گذشته یا براساس آیین‌نامه‌های گذشته طراحی شده‌اند و یا اصلاً برای اثرات زلزله طراحی نشده‌اند، لازم است نسبت به ارزیابی این سازه‌ها اقدام شود. ازجمله روش‌های ارزیابی سازه‌ها می‌توان به روش ارزیابی کمی سازه‌ها اشاره کرد. ارزیابی کمی سازه‌ها معمولاً به کمک روش‌های تحلیلی صورت می‌گیرد که شامل روش‌های خطی و غیرخطی استاتیکی و دینامیکی است. روش‌های خطی به دلیل آن که رفتار سازه را در محدوده‌ی خطی در نظر می‌گیرند نمی‌توانند ارزیابی صحیحی از رفتار سازه، در برابر اثرات زلزله که سازه را وارد مرحله‌ی غیرخطی می‌کنند، ارائه کنند. روش‌های غیرخطی نتایج واقع‌بینانه‌تری ارائه می‌کنند. دقیق‌ترین روش غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی است که به دلیل وقت‌گیر بودن و نیاز به افراد متخصص برای تفسیر نتایج به دست آمده، نمی‌تواند به‌طور گسترده به کار رود. در مقابل، روش استاتیکی غیرخطی علاوه بر سادگی نتایج نسبتاً دقیقی نیز ارائه می‌کند. این روش علاوه بر مزایای فوق کاستی‌هایی نیز دارد

بود که مقادیر ضرایب تغییر مکان ( $C_1, C_2, C_3$ ) داده شده در FEMA273 برای سیستم‌های با پریرودهای بزرگ‌تر یا مساوی ۰٫۳ ثانیه، تحت تحریکات زلزله بر روی خاک سخت اغلب به نفع اطمینان است. این در حالی است که برای سیستم‌های با پریرودهای کم‌تر از ۰٫۳ ثانیه چنین نبوده و ممکن است سازه مقادیر تغییر مکان بزرگ‌تری را تجربه کند. همچنین استفاده از تحلیل بارافزون سه‌بعدی برای ارزیابی خسارت ساختمان‌های چندطبقه‌ی نامتقارن توسط Moghadam و Tso در سال ۱۹۹۶ ارائه شده است.<sup>[۱۹]</sup> یکی از ویژگی‌های تحقیق حاضر مربوط به نمونه‌های عملی به کار رفته است، به طوری که از ۹ قاب خمشی بتنی ویژه استفاده شده است که در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند.<sup>[۱۹]</sup> برای در نظر گرفتن اثرات کاهندگی چرخه‌های هیستریزیس لازم است تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای مقایسه با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به کار روند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی به دلیل قابلیت تولید مدل‌های هیستریزیس مختلف از نسخه‌ی ۶٫۱ نرم‌افزار IDARC استفاده شده است.<sup>[۱۹]</sup> مدل‌های هیستریزیس به کار رفته شامل مدل‌های اصلاح‌شده‌ی کلاف، تاکدا و مدل دوخطی‌اند. همچنین در تحلیل‌های دینامیکی از هشت شتاب‌نگاشت که به دو سطح خطر مختلف مقیاس شده‌اند بهره برده شده است.

## ۲. روش تحقیق

در این بخش به اختصار به روش به کار رفته در تحقیق حاضر می‌پردازیم. در مطالعه‌ی صورت‌گرفته، ۹ قاب خمشی بتنی مستوی با شکل‌پذیری زیاد و تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف به کار رفته است که در نرم‌افزار ETABS تحلیل و طراحی شده‌اند. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (بارافزون) برای قاب‌های طراحی شده، به‌وسیله‌ی نرم‌افزار IDARC انجام گرفته است. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای هر یک از قاب‌ها براساس روش ضرایب تغییر مکان ارائه شده در FEMA356 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود،<sup>[۱۲] [۱۳]</sup> و با در نظر گرفتن دو توزیع بار جانبی مختلف و برای دو سطح خطر ۰٫۲g و ۰٫۲۵g صورت گرفت. دو سطح خطر ۰٫۲g و ۰٫۲۵g با مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های به کار رفته براساس طیف بازتاب ارائه شده در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و میانگین‌گیری و صاف کردن طیف‌های مربوطه به دست می‌آیند.<sup>[۱۴]</sup> توضیحات بیشتر در این زمینه در بخش‌های ۱٫۴٫۳ و ۲٫۴٫۳ آمده است.

در انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC استفاده شده است و به همین دلیل، نرم‌افزار فقط منحنی ظرفیت سازه را تولید می‌کند. برای به‌دست آوردن دقیق تغییر مکان هدف، و معادل‌سازی دوخطی منحنی ظرفیت که نیاز به سطح زیر منحنی ظرفیت دارد، مقادیر دقیق مشتق و انتگرال منحنی در نقاط مختلف مورد نیاز است. به همین منظور، برای به‌دست آوردن تغییر مکان هدف برنامه‌ی دستی در نرم‌افزار MATLAB تهیه شد.<sup>[۱۵]</sup> در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی ماهیت رفت و برگشتی زلزله که خود عامل تولید رفتار کاهنده در اجزاء سازه‌ی است، به‌طور تقریبی و با ضریب  $C_2$  در نظر گرفته می‌شود. برای برآورد دقیق اثرات کاهندگی انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی که رفتار واقعی سازه را نشان می‌دهند، ضروری است. با توجه به هدف تحقیق برای بررسی اثرات کاهنده‌ی چرخه‌های هیستریزیس، لازم است حداقل از دو مدل هیستریزیس در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی -- با در نظر گرفتن رفتار کاهنده، و بدون در نظر گرفتن این رفتار -- استفاده شود. نرم‌افزار IDARC از یک مدل سه‌پارامتری با منحنی پوش سه‌خطی برای تولید مدل‌های هیستریزیس مختلف بهره می‌برد و می‌توان با تغییر این پارامترها، مدل‌های

هیستریزیس مختلف تولید کرد. در این تحقیق از دو مدل اصلاح‌شده‌ی کلاف و تاکدا استفاده شده است که مدل اول اثرات کاهندگی سختی و مقاومت را در نظر نمی‌گیرد، در حالی که در مدل اصلاح‌شده‌ی تاکدا این اثرات لحاظ شده‌اند. بدین ترتیب، پس از آن‌که تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای تعیین تغییر مکان هدف انجام گرفت، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نیز با در نظر گرفتن دو مدل هیستریزیس متفاوت انجام شده و بیشترین تغییر مکان حاصله با مقادیر تغییر مکان هدف که بیانگر تغییر مکان بیشینه‌ی سازه تحت زلزله‌ی طرح است و اثرات پارامترهای مختلف، از جمله کاهندگی را به‌وسیله‌ی ضریب  $C_2$  در نظر می‌گیرد، مقایسه شده‌اند.

در بخش دیگری از مطالعه‌ی صورت‌گرفته، اثرات رفتار کاهنده‌ی چرخه‌های هیستریزیس بر میزان خسارت وارده بر سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است که از سه مدل هیستریزیس دوخطی، اصلاح‌شده‌ی کلاف و تاکدا استفاده شد. مدل دوخطی مشابه مدل اصلاح‌شده‌ی کلاف است، به طوری که اثرات کاهندگی را در نظر نمی‌گیرد و تنها تفاوت در منحنی پوش دوخطی آن است. در انجام تحلیل‌های خسارت از قابلیت‌های نرم‌افزار IDARC استفاده شده است که از مدل اندیس خسارت پارک و انگ برای ارزیابی کمی خسارت بهره می‌برد.<sup>[۱۶]</sup>

## ۳. مبانی نظری

### ۳٫۱٫۳ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

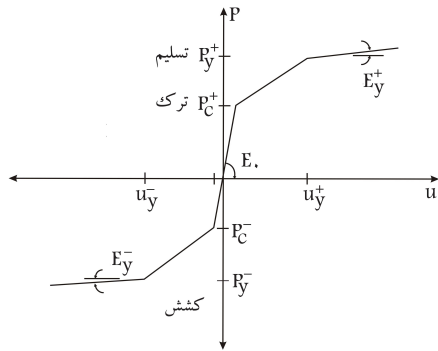
تحلیل استاتیکی غیرخطی بر این اصل استوار است که پاسخ سازه را می‌توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه‌های معادل‌شده‌ی شیب‌سازی کرد. این فرض باعث می‌شود که پاسخ سازه، تنها وابسته به یک مود تغییر شکل (مود اول ارتعاشی) بوده و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. هرچند هر دو فرض یادشده ممکن است نادرست به نظر برسد، ولی برای سازه‌هایی که مود اول نوسان بر پاسخ آن‌ها غالب است، تخمین‌های خوب و مناسبی از بیشینه بازتاب‌های سیستم، به کمک این تحلیل به دست می‌آید. هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه‌ی به‌کمک تخمین مقاومت و تغییر شکل، تحت اثر زلزله‌های طراحی و پس از آن مقایسه‌ی مقادیر مورد نیاز با ظرفیت‌های موجود در سطح رفتاری یا عملکردی مورد نظر است. تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون را می‌توان روشی در تخمین نیرو و تغییر مکان تقاضا دانست که به‌طریق ساده عمل بازتوزیع نیروهای داخلی را در اعضایی که نیروهایی بیش از نیروهای حد کشسانی خود متحمل شده‌اند، انجام می‌دهد. یکی از مهم‌ترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار بار - تغییر مکان یا منحنی ظرفیت است. برای رسم این نمودار معمولاً از مقادیر برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی نقطه‌ی مرجع تراز بام استفاده می‌شود. از این نمودار می‌توان برای تعیین تغییر مکان هدف استفاده کرد.

### ۳٫۱٫۳٫۱ شکل توزیع بار جانبی در ارتفاع ساختمان

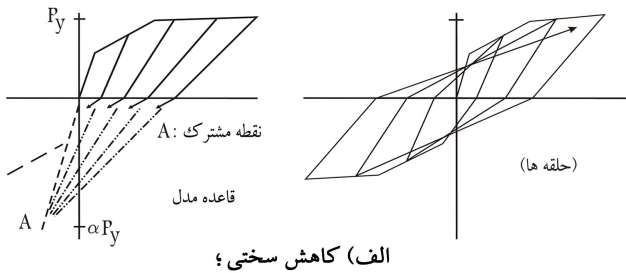
برای برآورد رفتاری یک ساختمان، انتخاب شکل توزیع بار مناسب یکی از مهم‌ترین مراحل است. درحقیقت شکل بارگذاری جانبی نشان‌دهنده و عامل توزیع نیروهای اینرسی در زلزله‌ی طرح است. روشن است که توزیع نیروهای جانبی براساس شدت زمین‌لرزه و در طول زمان تحریک زمین تغییر می‌یابد. اگر تنها از یک شکل بارگذاری استفاده شود، فرض اساسی این خواهد بود که توزیع نیروهای اینرسی در طول زمین‌لرزه ثابت بوده و بیشینه‌ی تغییر شکل‌های به‌دست آمده با آنچه که وقوع آن در زلزله‌ی طرح انتظار می‌رود قابل مقایسه خواهد بود. این فرضیات در بعضی موارد نزدیک به واقعیت، و در دیگر موارد دور از واقعیت است. چنین فرضیاتی وقتی

### ۲.۳. مدل‌های هیستریزیس به کار رفته

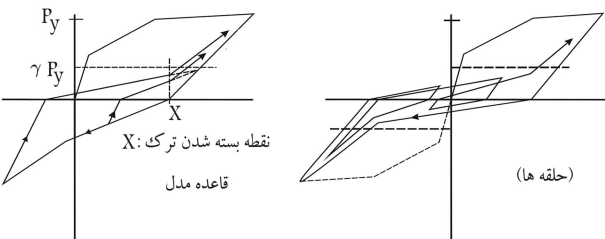
برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC استفاده شده است. این نرم‌افزار با استفاده از مدل سه پارامتری، از قابلیت تولید انواع مدل‌های هیستریزیس برخوردار است. چنان که در شکل ۲ دیده می‌شود، منحنی پوش نیرو - تغییر شکل اعضاء به صورت یک تابع چندخطی شامل نقطه‌ی ترک خوردگی، نقطه‌ی جاری شدن و نقطه‌ی مقاومت نهایی است. پارامترهای به کار رفته در مدل سه پارامتری شامل کاهش سختی، کاهش مقاومت و رفتار باریک‌شدگی است که در شکل ۳ دیده می‌شود. چنان که مشاهده می‌شود پارامتر  $\alpha$  درجه‌ی کاهش سختی، پارامتر  $\gamma$  رفتار باریک



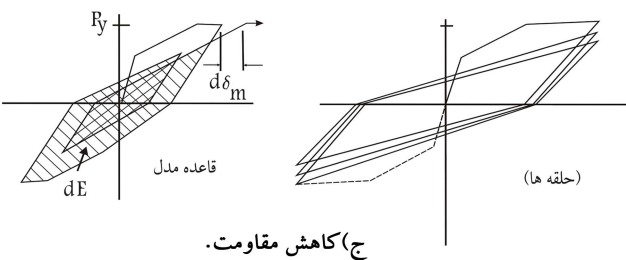
شکل ۲. منحنی پوش سه خطی. [۱۱]



الف) کاهش سختی؛



ب) رفتار باریک‌شدگی؛



ج) کاهش مقاومت.

شکل ۳. اثرات سه پارامتر  $\alpha, \beta, \gamma$  در حلقه‌های هیستریزیس. [۱۱]

به واقعیت نزدیک‌اند که اولاً پاسخ سازه به‌طور قابل ملاحظه‌ی متأثر از اثر موده‌ای ارتعاش بالاتر نباشد، ثانیاً ساختمان تنها دارای یک نوع سازوکار کلی جاری شدن باشد. در بعضی حالات، اشکال بارگذاری جانبی تخمین‌های مناسبی از تغییر شکل‌های تقاضا فراهم می‌آورند. محققین استفاده از دست کم دو شکل بارگذاری جانبی را پیشنهاد کرده‌اند. آنچه که بیشتر مورد اتفاق نظر محققان بوده در وهله‌ی اول اعمال بارگذاری یکنواخت است که در آن نیروهای طبقه متناسب با جرم طبقه‌اند، و دیگری می‌تواند شکل توزیع بارگذاری متناسب با موده‌های مختلف باشد.

### ۲.۱.۳. روش ضرایب تغییر مکان

در این روش تغییر مکان هدف از حاصل ضرب تغییر مکان طیفی کنشسانی متناظر با پرورد اول ارتعاشی ساختمان در مجموعه‌ی از ضرایب مختلف به دست می‌آید. کاربرد روش ضرایب تغییر مکان به لحاظ کارآمدی و سادگی ممکن است راحت‌تر باشد. در این روش با استفاده از بررسی‌های تحلیلی و آماری انجام شده بر روی سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار غیرخطی غیرکاهنده (دوخطی یا سه خطی) تغییر مکان هدف محاسبه می‌شود. [۱۲، ۱۳، ۱۷]

### ۳.۱.۳. محاسبه‌ی پرورد اصلی مؤثر

پرورد مؤثر پایه،  $T_e$ ، در جهت در نظر گرفته شده را می‌توان براساس مدل دوخطی به دست آورد:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۱)$$

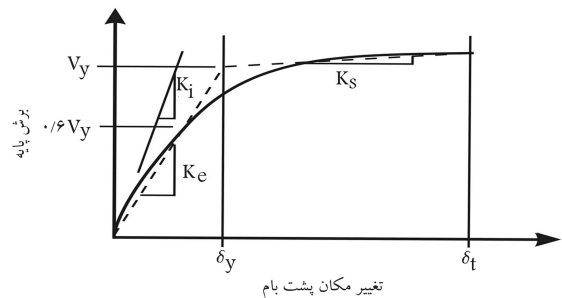
که در آن  $T_i$  زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی، و  $K_i$  سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل ۱ است.

### ۴.۱.۳. تغییر مکان هدف

در روش ضریب جابه‌جایی تغییر مکان هدف را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۲)$$

ضریب  $C_0$  برای تبدیل تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام در سیستم چند درجه آزادی اعمال شده است. ضریب  $C_1$  برای تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان بیشینه‌ی غیرخطی در رابطه اعمال شده است. ضریب  $C_2$  اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه را بر تغییر مکان هدف اعمال می‌کند. در اثر حرکات رفت و برگشتی و گسترش خرابی‌ها، سختی اجزاء سازه کاهش یافته و مقاومت آن‌ها افت می‌کند. ضریب  $C_3$  برای در نظر گرفتن اثرات  $P - \Delta$  در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱. منحنی ساده‌شده‌ی نیرو - تغییر مکان. [۱۲، ۱۳]

جدول ۱. تفسیراندیس خسارت کل ساختمان. [۱۶]

درجه خسارت	ظاهر فیزیکی ساختمان	اندیس خسارت	روش معالجهی ساختمان
ریزش شدید	فروریختن تمام یا قسمتی از ساختمان	$> ۱/۰$	تخریب ساختمان
متوسط	خردشدگی شدید بتن، کماتش آشکار آرماتورها	$۰/۴ - ۱/۰$	غیرقابل تعمیر
کم	ترک های بزرگ و وسیع، خردشدن بتن در اعضای ضعیف تر	$< ۰/۴$	قابل تعمیر
ناچیز	ترک های کوچک در ساختمان، خردشدگی جزئی بتن در ستون ها		
	ایجاد ترک خوردگی های پراکنده		

به ترتیب زیر به دست می آیند:

$$DI_{(story)} = \sum (\lambda_i)_{(member)} \cdot (DI_i)_{(member)}; \quad (۴)$$

$$(\lambda_i)_{(member)} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{(member)}$$

$$DI_{(total)} = \sum (\lambda_i)_{(story)} \cdot (DI_i)_{(story)}; \quad (۵)$$

$$(\lambda_i)_{(story)} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{(story)}$$

که در آن ها  $\lambda_i$  ضریب وزن انرژی و  $E_i$  انرژی جذب شده توسط عضو یا طبقه ی نام هستند. اندیس خسارت پارک با توجه به خسارت مشاهده شده در ۹ ساختمان بتنی مسلح کالیبره شده است. [۱۶] جدول ۱ مقادیر اندیس کالیبره شده را نشان می دهد که می تواند برای تفسیر اندیس خسارت کل ساختمان مورد استفاده قرار گیرد.

#### ۴. سازه های مورد مطالعه، مدل سازی و تحلیل

در این تحقیق ۹ قاب ساختمانی بتن مسلح مستوی ۳ الی ۹ طبقه، با تعداد ۱۲ الی ۴ دهانه، مطابق شکل ۶ به کار رفته اند. بارگذاری لرزه یی سازه ها بر مبنای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۴] و طراحی سازه یی بر مبنای آیین نامه ی ACI318-02 انجام گرفت. [۱۹] کاربری ساختمان ها مسکونی بوده و از نظر اهمیت در گروه ۳، یعنی ساختمان های با اهمیت متوسط جای می گیرند که بر روی زمین نوع دو و در منطقه یی با خطر نسبی خیلی زیاد زلزله واقع شده اند. قاب های ساختمانی دوعبده، و از نوع قاب خمشی بتنی ویژه ( $R = ۱.۰$ )، و بخشی از سازه های هستند که در پلان و ارتفاع منظم اند. ارتفاع تمام طبقات (مرکز به مرکز تیرها) برابر ۳/۲ متر است و عرض تمام دهانه ها و همچنین عرض بارگیر عمود بر صفحه ی قاب ها برابر ۴ متر است. بارگذاری ثقلی سازه ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شده است. [۲۰] بار مرده ی وارد بر سطح بارگیر در طبقات  $۶۲۰ \text{ kgf/m}^2$  و در پشت بام برابر  $۶۰۰ \text{ kgf/m}^2$  است؛ بار زنده در طبقات  $۲۰۰ \text{ kgf/m}^2$  و در پشت بام برابر  $۱۵۰ \text{ kgf/m}^2$  است. بار مرده ی وارد بر واحد طول تیرها در طبقات و پشت بام به ترتیب برابر  $۲۴۸۰ \text{ kgf/m}$  و  $۲۴۰۰$ ، و بار زنده به ترتیب برابر  $۱۸۰۰ \text{ kgf/m}$  و  $۸۰۰$  است. یادآور می شود ضوابط مربوط به قاب خمشی ویژه که در نرم افزار ETABS کنترل شده اند [۱۴] عبارتند از: کنترل عدم وقوع شکست برشی در اعضاء، کنترل ضابطه ی تیر ضعیف و ستون قوی، کنترل یرش ناحیه ی اتصال.

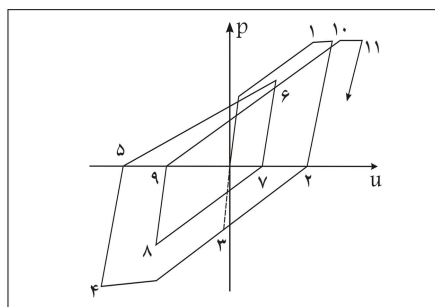
شدگی و پارامتر  $\beta$  میزان کاهش مقاومت را بیان می کند. می توان با تغییر پارامترهای فوق مدل های مختلف از لحاظ رفتار کاهنده ی آن ها تولید کرد. شکل های ۴ و ۵ نمایانگر مدل های هیستریتیک مختلف است که با تغییر این پارامترها حاصل شده اند. چنانچه مقادیر  $\alpha \Rightarrow \infty$ ،  $\beta = ۰$  و  $\gamma \Rightarrow \infty$  فرض شوند، مدل هیستریتیک مشابه مدل کلاف به دست می آید (شکل ۴). پارامترهای مدل دوخطی مشابه مدل کلاف است و تنها تفاوت در منحنی پوش دوخطی آن است. مدل هیستریتیک نشان داده شده در شکل ۵ کاملاً شبیه مدل تا کدا است (به استثنای کاهش مقاومت) که مقادیر  $\alpha = ۲$ ،  $\beta = ۰/۱$  و  $\gamma \Rightarrow \infty$  به کار رفته اند و برای فنرهای خمشی اعضاء مختلف مورد استفاده قرار گرفته است.

#### ۳.۳. مدل اندیس خسارت پارک و همکاران

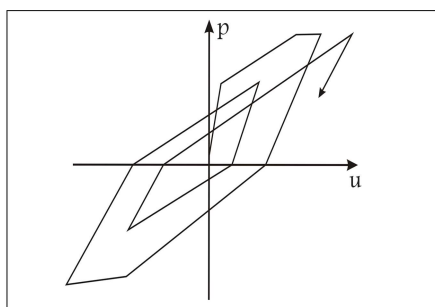
مدل خسارت تعریف شده توسط پارک و همکارانش برای تهیه ی برنامه ی IDARC پیشنهاد شده است. [۱۶] این مدل به عنوان میزان خسارت تجمعی که توسط اعضاء تشکیل دهنده ی سازه، هر یک از طبقات و کل ساختمان تحمل می شود در نظر گرفته شده است. سپس این مدل اصلاح شد و به شکل معادله ی ۳ درآمد: [۱۷]

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (۳)$$

که در آن  $\theta_m$  بیشینه ی چرخش ایجاد شده در حین تحلیل تاریخچه ی زمانی،  $\theta_u$  بیشینه ی ظرفیت چرخش مقطع،  $\theta_r$  چرخش باز یافتی پس از بار برداری،  $M_y$  لنگر تسلیم و  $E_h$  انرژی تلف شده در مقطع است. سپس آسیب دیدگی عضو بر حسب بزرگ ترین شاخص آسیب دیدگی مقاطع نهایی انتخاب می شود. شاخص آسیب دیدگی کلی با استفاده از ضرایب وزنی و بر اساس انرژی تلف شده در عضو یا طبقه،

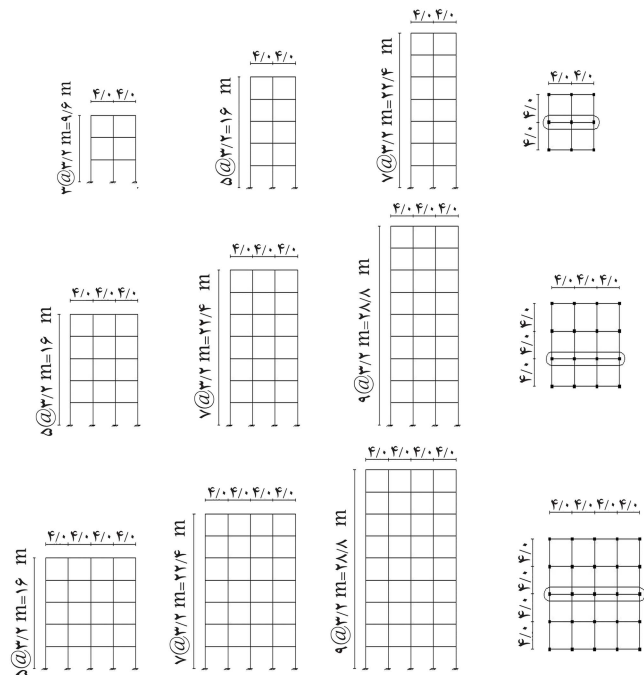


شکل ۴. مدل اصلاح شده کلاف. [۱۸]

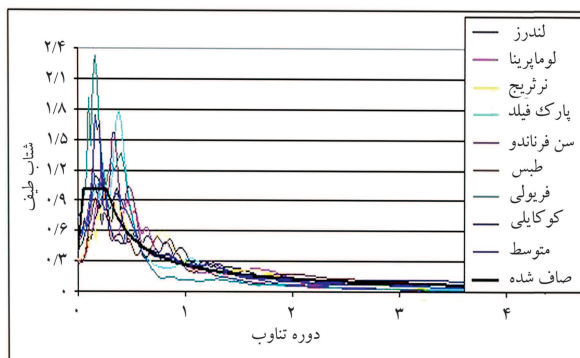


شکل ۵. مدل اصلاح شده تا کدا. [۱۸]

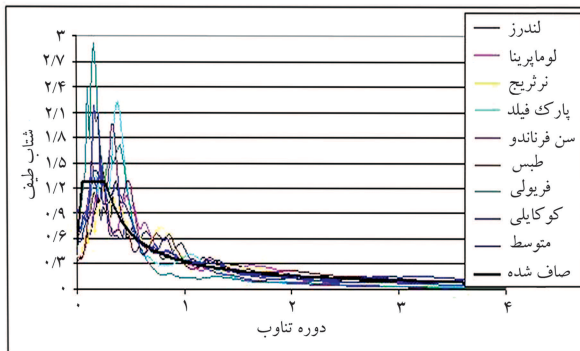
دینامیکی، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده به دو سطح خطر  $0.2g$  و  $0.25g$  مقیاس شده‌اند. روش مورد استفاده برای مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها عبارت است از مقیاس‌کردن کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار بیشینه‌ی خود؛ بدین معنی که بیشینه‌ی شتاب همه‌ی آن‌ها برابر شتاب نقل ( $g$ ) شود. طیف پاسخ شتاب هریک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با منظورکردن نسبت میرایی  $1/5\%$  تعیین می‌شود. سطح زیر طیف پاسخ شتاب هریک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده در محدوده‌ی زمان‌های تناوب  $0.1$  و  $3$  ثانیه به دست می‌آید.<sup>[۱۳]</sup> سپس سطح زیر منحنی ضریب بازتاب استاندارد  $0.28$  (ویرایش سوم) مربوط به نوع خاک مورد نظر (در مطالعه‌ی انجام‌شده از خاک نوع دو استفاده شده است) و در محدوده‌ی زمانی اشاره‌شده به دست آمده و شتاب‌نگاشت‌ها در نسبت مربوطه (سطح زیر منحنی طیف استاندارد  $0.28$  به سطح زیر منحنی طیف شتاب‌نگاشت‌ها) ضرب می‌شوند.



شکل ۶. پلان و نمای سازه‌های مورد مطالعه.



الف) سطح خطر  $0.2g$



ب) سطح خطر  $0.25g$

شکل ۷. طیف‌های زمین لرزه‌های مختلف و طیف میانگین و صاف شده آن‌ها برای دو سطح خطر مختلف (واحد پر بود ثانیه و واحد شتاب طیفی  $g$  می‌باشد).

جدول ۲. مشخصات لرزه‌ی مورد استفاده.<sup>[۲۱]</sup>

زمین لرزه	ایستگاه ثبت	مؤلفه‌ی ثبت شده	تاریخ وقوع	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	بزرگا ( $M_s$ )
ایتالیا، فریولیا	۸۰۱۴ Forgia Cornino	FOC۰۰۰	۱۹۷۶/۰۹/۱۵	۰٫۲۶	۹٫۳	۱٫۰۷	۵٫۷
ترکیه، کوکالی	۸۰۱۴ Forgia Cornino	ARC۰۰۰	۱۹۹۹/۰۸/۱۷	۰٫۲۱۸	۱۷٫۷	۱۳٫۶۴	۷٫۸
لندرز	۱۲۱۴۹ Desert Hot Springs	DSP۰۰۰	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۰٫۱۷۱	۲۰٫۲	۱۳٫۸۷	۷٫۴
نرتریج	۲۴۲۷۸ Castiac-Old Ridge Route	ORR۰۹۰	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۰٫۵۶۸	۵۲٫۱	۴٫۲۱	۶٫۷
سن فرناندو	۲۴۲۷۸ Castiac-Old Ridge Route	ORR۰۲۱	۱۹۷۱/۰۹/۰۲	۰٫۳۲۴	۱۵٫۶	۲٫۳۱	۶٫۶
پارک فیلد	۱۴۳۸ Temblor pre-۱۹۶۹	TMB۲۰۵	۱۹۶۶/۰۶/۲۸	۰٫۳۵۷	۲۱٫۵	۳٫۸۷	۶٫۱
لوماپریتا	۱۶۵۲ Anderson Dam (Downstream)	AND۲۷۰	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۰٫۲۴۴	۲۰٫۳	۷٫۷۳	۷٫۱
طبیس	طبیس ۹۱۰۱	TAB-LN	۱۹۷۸/۰۹/۱۶	۰٫۸۳۶	۹۷٫۸	۳۶٫۹۲	۷٫۴

#### ۱.۱.۴. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

با توجه به هدف تحقیق -- بررسی رفتار کاهنده‌ی اجزاء سازه‌ی، که اصولاً ناشی از حرکات رفت و برگشتی زلزله است -- انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت تحریکات شتاب‌نگاشت‌های مختلف ضروری است. در نوشتار حاضر برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از هشت شتاب‌نگاشت مختلف استفاده شده که براساس استاندارد  $0.28$ <sup>[۱۳]</sup> به بیشینه‌ی شتاب  $0.2g$  و  $0.25g$  مقیاس شده‌اند و مشخصات آن‌ها در جدول ۲ آمده است. تعداد و انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها براساس سازگاری پارامترهای لرزه‌ی متفاوت آن‌ها با محل فرضی سازه‌ها انجام شده‌اند.<sup>[۱۳]</sup> به دلیل آن که مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با مقادیر تغییر مکان هدف به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مقایسه می‌شوند، تولید طیف شتاب‌نگاشت‌های به کار گرفته شده، برای کاربرد در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ضرورت می‌یابد.

#### ۱.۱.۴.۱. مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها

برای مقایسه‌ی اثر شتاب‌نگاشت‌هایی که از زلزله‌های مختلف به دست آمده‌اند، لازم است آن‌ها را هم‌پایه کنیم تا اثرشان قابل مقایسه شود. در این تحقیق برای انجام تحلیل‌های

$S_S = 1,27 \times 10^{-22}, S_1 = 0,33635, T_S = 0,264, T_0 = 1,0529$   
 که در آن‌ها  $S_1$  شتاب در دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه و  $S_S$  شتاب در دوره‌ی تناوب کوتاه است.

همچنین برای نسبت میرایی  $0,5\% T_S$ ،  $T_0 = 0,2 T_S$  است. (شکل ۷)

### ۲.۴. تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش ضرایب تغییر مکان و در نرم‌افزار IDARC انجام شده است. دو توزیع بار جانبی به کار رفته عبارت‌اند از:

۱. توزیع یکنواخت، که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود. (پوش ۱)

۲. توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، که

شتاب‌نگاشت‌های تولیدشده را می‌توان در هر شتاب پایه‌ی ضرب کرد که در پروژه‌ی انجام شده از دو شتاب پایه‌ی  $0,2g$  و  $0,25g$  استفاده شده است و به ترتیب با نام سطوح خطر  $0,2g$  و  $0,25g$  به‌کار رفته‌اند.

### ۲.۱.۴. صاف کردن طیف‌های مورد استفاده

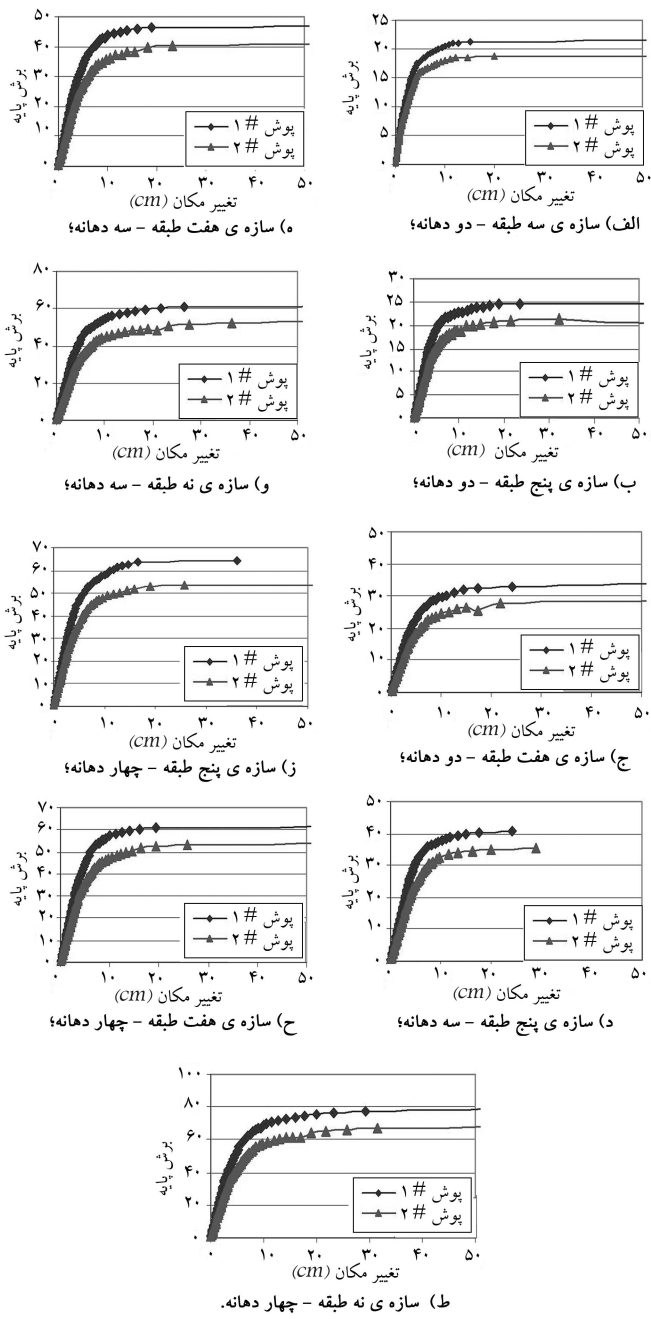
طیف مربوط به شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده، برای هر یک از سطوح خطر اشاره‌شده به دست آمده و برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها متوسط‌گیری شده‌اند. برای هر یک از سطوح خطر یک طیف میانگین خواهیم داشت که نسبت به تغییرات پررود حساس است. برای رفع این حساسیت اقدام به صاف‌کردن طیف میانگین‌گیری شده است. برای صاف‌کردن طیف میانگین از روش ارائه شده در FEMA356 استفاده می‌شود.<sup>[۱۲]</sup> پارامترهای مورد استفاده برای صاف کردن طیف‌ها و برای سطح خطر  $0,2g$  عبارت‌اند از:

$$S_S = 1,0154, S_1 = 0,2689, T_S = 0,264, T_0 = 1,0529$$

و برای سطح خطر  $0,25g$  نیز برابرند با:

جدول ۳. پارامترهای به کاررفته در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف.

$\delta_t(cm)$	$C_3$	$C_2$	$C_1$	$C_0$	$S_a(g)$	$T_e(s)$	$T_i(s)$	$Ke(tonf/cm)$	$Ki(tonf/cm)$	توزیع بار جانبی	سطح خطر	قاب
۴,۸۹۳۹	۱	۱	۱	۱,۲۷	۰,۴۶۶۷	۰,۵۷۶۱	۰,۵۸۶۹	۶,۹۹۳	۶,۶۷۸۴	Push1	۰,۲g	۲b - 3s
۴,۹۹۳	۱	۱	۱	۱,۲۷	۰,۴۵۷۳	۰,۵۸۷۹	۰,۵۸۶۹	۵,۸۸۵۹	۵,۹۰۶۱	Push2	۰,۲۵g	
۶,۳۳۴۵	۱	۱	۱	۱,۲۷	۰,۵۶۳۹	۰,۵۹۶۳	۰,۵۸۶۹	۶,۴۶۹۲	۶,۶۷۸۴	Push1	۰,۲۵g	
۶,۵۱۳۴	۱	۱	۱	۱,۲۷	۰,۵۴۸۵	۰,۶۱۳۱	۰,۵۸۶۹	۵,۴۱۱۹	۵,۹۰۶۱	Push2	۰,۲g	۲b - 5s
۸,۱۹۷	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۹۸۴	۰,۹۰۱۱	۰,۹۲۳	۴,۶۰۷۶	۴,۳۹۱۸	Push1	۰,۲g	
۸,۴۰۸۱	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۹۰۸	۰,۹۲۴۵	۰,۹۲۳	۳,۵۳۴۳	۳,۵۴۵۸	Push2	۰,۲۵g	
۱۰,۲۵۳۱	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۷۳۱	۰,۹۰۱۳	۰,۹۲۳	۴,۶۰۵۸	۴,۳۹۱۸	Push1	۰,۲۵g	۲b - 7s
۱۰,۵۱۶	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۶۳۸	۰,۹۲۴۴	۰,۹۲۳	۳,۵۳۵۲	۳,۵۴۵۸	Push2	۰,۲g	
۹,۲۵۸۲	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۶۴	۱,۰۱۸۲	۱,۰۰۱۷	۵,۵۱۷۹	۵,۷۰۰۸	Push1	۰,۲۵g	
۹,۴۶۹۶	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۵۸۲	۱,۰۴۱۲	۱,۰۰۱۷	۴,۱۷۷۵	۴,۵۱۳۷	Push2	۰,۲g	۳b - 5s
۱۱,۵۸۸۱	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۳۰۱	۱,۰۱۸۷	۱,۰۰۱۷	۵,۵۱۲۳	۵,۷۰۰۸	Push1	۰,۲۵g	
۱۱,۸۴۴۱	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۲۲۹	۱,۰۴۱۳	۱,۰۰۱۷	۴,۱۷۷	۴,۵۱۳۷	Push2	۰,۲g	
۸,۵۴۴۲	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۸۶۳	۰,۹۳۹۲	۰,۹۲۱۴	۶,۸۶۸۱	۷,۱۳۶۷	Push1	۰,۲۵g	۳b - 7s
۸,۳۶۱۶	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۹۲۵	۰,۹۱۹۳	۰,۹۲۱۴	۵,۲۷۱۱	۵,۲۴۶۷	Push2	۰,۲g	
۱۰,۶۸۴۷	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۵۷۹	۰,۹۳۹۴	۰,۹۲۱۴	۶,۸۶۵۷	۷,۱۳۶۷	Push1	۰,۲۵g	
۱۰,۴۶۲۴	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۶۵۵	۰,۹۱۹۹	۰,۹۲۱۴	۵,۲۶۴۱	۵,۲۴۶۷	Push2	۰,۲g	۳b - 9s
۹,۱۲۸۱	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۶۷۹	۱,۰۰۳۶	۰,۲۰۵۵	۸,۱۶۴۱	۸,۱۵۲۷	Push1	۰,۲۵g	
۹,۱۷۸۴	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۶۶۴	۱,۰۰۹۲	۰,۲۰۵۵	۶,۲۰۳۴	۶,۲۶۴	Push2	۰,۲g	
۱۱,۴۱۶۳	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۳۵	۱,۰۰۳۷	۱,۰۰۴۳	۸,۱۶۲۸	۸,۱۵۲۷	Push1	۰,۲۵g	۴b - 5s
۱۱,۴۷۷۶	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۳۳۳	۱,۰۰۸۹	۱,۰۰۴۳	۶,۲۰۶۶	۶,۲۶۴	Push2	۰,۲g	
۹,۷۹۳۵	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۴۹۷	۱,۰۷۶۸	۱,۰۸۳۸	۹,۹۹۹۶	۹,۸۷	Push1	۰,۲۵g	
۹,۹۳۶۲	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۲۴۶	۱,۰۹۲۷	۱,۰۸۳۸	۷,۳۸۸۸	۷,۵۱۰۵	Push2	۰,۲g	۴b - 7s
۱۲,۲۵۱۶	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۱۲۲	۱,۰۷۷۱	۱,۰۸۳۸	۹,۹۹۴۱	۹,۸۷	Push1	۰,۲۵g	
۱۲,۴۲۵۵	۱	۱	۱	۱,۳۶	۰,۳۰۷۹	۱,۰۹۲۲	۱,۰۸۳۸	۷,۳۹۵۲	۷,۵۱۰۵	Push2	۰,۲g	
۷,۴۲۰۶	۱	۱	۱	۱,۴۲	۰,۳۴۴۱	۰,۷۸۱۴	۰,۸۰۰۹	۱۱,۶۳۴۱	۱۱,۰۷۳۸	Push1	۰,۲۵g	۴b - 9s
۷,۷۲۶۸	۱	۱	۱	۱,۴۲	۰,۳۳۰۵	۰,۸۱۳۶	۰,۸۰۰۹	۸,۷۴۵۶	۹,۰۲۴۵	Push2	۰,۲g	
۹,۳۰۶۲	۱	۱	۱	۱,۴۲	۰,۴۲۹۲	۰,۷۸۳۵	۰,۸۰۰۹	۱۱,۵۷۱۲	۱۱,۰۷۳۸	Push1	۰,۲۵g	
۹,۶۷۰۱	۱	۱	۱	۱,۴۲	۰,۴۱۲۹	۰,۸۱۴۳	۰,۸۰۰۹	۸,۷۳۰۴	۹,۰۲۴۵	Push2	۰,۲g	۴b - 9s
۹,۰۷۴۶	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۲۶۷۵	۱,۰۰۵۱	۱,۰۰۵۸	۱۰,۸۱۲	۱۰,۷۹۸	Push1	۰,۲۵g	
۹,۲۸۱۴	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۲۶۱۴	۱,۰۲۸۳	۱,۰۰۵۸	۸,۲۳۰۱	۸,۶۰۲۱	Push2	۰,۲g	
۱۱,۳۴۸۲	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۳۳۴۵	۱,۰۰۵۱	۱,۰۰۵۸	۱۰,۸۱۲۳	۱۰,۷۹۸	Push1	۰,۲۵g	۴b - 9s
۱۱,۶۱۳۴	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۳۲۷	۱,۰۲۸۴	۱,۰۰۵۸	۸,۲۲۸۱	۸,۶۰۲۱	Push2	۰,۲g	
۱۰,۱۳۴۸	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۲۳۹۵	۱,۱۲۲۶	۱,۰۷۹	۱۳,۴۰۳۱	۱۴,۵۰۷۴	Push1	۰,۲۵g	
۹,۹۸۲۲	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۲۴۴۲	۱,۱۰۵۶	۱,۰۷۹	۹,۹۷۲۸	۱۰,۴۷۰۲	Push2	۰,۲g	۴b - 9s
۱۲,۶۷۷۹	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۲۹۹۵	۱,۱۲۲۸	۱,۰۷۹	۱۳,۳۹۸۷	۱۴,۵۰۷۴	Push1	۰,۲۵g	
۱۲,۴۸۲۴	۱	۱	۱	۱,۳۵	۰,۳۰۴۲	۱,۱۰۵۴	۱,۰۷۹	۹,۹۷۵۷	۱۰,۴۷۰۲	Push2	۰,۲g	



شکل ۸. منحنی‌های ظرفیت برای سازه‌های مختلف (واحد نیرو، تن نیرواست).

برای در نظر گرفتن رفتار کاهنده، مدل اصلاح شده‌ی تاکدا که در آن اثرات کاهندگی سختی و مقاومت لحاظ می‌شود، به کار رفته است. برای برآورد دقیق مقادیر تغییر مکان هدف می‌بایستی منحنی ظرفیت تولید شده توسط نرم‌افزار IDARC با مدل دوخطی معادل‌سازی شود؛ یکی از شرایط اصلی برای معادل‌سازی آن است که سطح زیر منحنی رفتار غیر خطی (منحنی ظرفیت) سازه برابر سطح زیر مدل دوخطی شود. برای نیل به این هدف، نسبت به تهیه‌ی برنامه‌ی دستی در نرم‌افزار MATLAB اقدام شد که پارامترهای تولید شده برای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف در جدول ۳ ارائه شده‌اند.<sup>[۱۵]</sup> همچنین منحنی‌های ظرفیت تولید شده برای هر یک از قاب‌ها در شکل ۸ آمده‌اند که براساس دو توزیع بار جانبی مختلف حاصل شده‌اند. به دلیل

برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شوند که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. (پوش ۲)

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نیز در نرم‌افزار IDARC انجام شده که از منحنی‌های پوش سه خطی به کار رفته در تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی استفاده شده است. همچنین از مدل‌های دوخطی و اصلاح شده‌ی کلاف و تاکدا نیز بهره برده شده است. در مدل‌های دوخطی و اصلاح شده‌ی کلاف اثرات کاهندگی در نظر گرفته نمی‌شوند و تنها تفاوت آن‌ها در منحنی‌های پوش آن‌هاست. از آنجا که قاب‌های به کار رفته از نوع خمشی ویژه است، رفتار اعضا عمدتاً توسط خمش کنترل می‌شود. بنا براین

جدول ۴. مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سطح خطر ۰٫۲g (cm).

زلزله	۲b - ۷s		۲b - ۵s		۲b - ۳s	
	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف
فریولی	۵٫۲۲۳	۳٫۵۴۸	۴٫۸۶۸	۵٫۳۴	۳٫۱۷۱	۳٫۲۰۹
کوکایی	۹٫۶۷۱	۶٫۷۲۸	۷٫۹۴۹	۷٫۲۹۲	۶٫۴۲۵	۵٫۴۹۷
لندرز	۱۰٫۳۳۱	۷٫۲۲	۱۰٫۴	۵٫۷۳۵	۱۰٫۸۶۸	۵٫۰۹۷
لوماپریتا	۸٫۷۲۸	۶٫۷۷۲	۹٫۳۹۴	۸٫۰۵۳	۵٫۸۷۹	۴٫۱۹۸
نرثیج	۹٫۱۳۹	۸٫۹۲۶	۹٫۸۱۸	۹٫۹۳۲	۸٫۵۰۴	۵٫۵۴۴
پارک فیلد	۹٫۹۹۵	۸٫۵۰۶	۱۰٫۷۷۲	۸٫۲۵۱	۳٫۴	۴٫۸۳۸
سن فرناندو	۷٫۲۷۲	۶٫۲۱۲	۱۰٫۲۵۸	۷٫۳۲۱	۶٫۲۷۳	۵٫۶۶۶
طیس	۹٫۹۶۹	۷٫۳۰۴	۷٫۸۳۶	۷٫۲۰۹	۸٫۳۳۴	۴٫۵۱۵
متوسط	۸٫۷۹۱	۶٫۹۰۲	۸٫۹۱۱	۷٫۳۹۱	۶٫۶۰۶	۴٫۸۲۰
	۳b - ۹s		۳b - ۷s		۳b - ۵s	
زلزله	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف
فریولی	۶٫۰۵۳	۶	۴٫۳۶۷	۴٫۶۶۷	۴٫۵۸۵	۴٫۲۱۹
کوکایی	۱۲٫۰۴۵	۱۰٫۷۸۳	۹٫۶۵	۷٫۱۹۹	۷٫۸۲۷	۷٫۹۵۴
لندرز	۱۴٫۲۷	۸٫۰۷۶	۸٫۹۲۴	۷٫۵۲۲	۱۰٫۳۵۹	۶٫۱۳۳
لوماپریتا	۱۳٫۴۰۳	۹٫۰۲۱	۸٫۳۸۹	۶٫۶۱۲	۹٫۴۶۱	۸٫۷۱۳
نرثیج	۹٫۲۹۷	۹٫۶۴	۹٫۰۲	۹٫۳۲۷	۱۰٫۲۸۲	۹٫۹۶۹
پارک فیلد	۱۰٫۳۲۷	۱۰٫۰۰۱	۹٫۹۰۷	۸٫۴	۱۱٫۲۱۴	۹٫۲۳۱
سن فرناندو	۷٫۶۲۷	۷٫۳۳۷	۷٫۸۰۳	۶٫۱۶۹	۱۱٫۵۱	۸٫۸۷۱
طیس	۱۳٫۶۷۴	۹٫۷۲	۱۰٫۱۴۱	۸٫۰۵۵	۷٫۷۰۶	۷٫۳۲۳
متوسط	۱۰٫۸۲۷	۸٫۸۲۲	۸٫۵۲۵	۷٫۲۲۰	۹٫۱۱۸	۷٫۸۰۱
	۴b - ۹s		۴b - ۷s		۴b - ۵s	
زلزله	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف	تاکدا	کلاف
فریولی	۶٫۳۵۵	۴٫۹۴۲	۴٫۳۱۷	۳٫۹۵۷	۳٫۷۰۴	۳٫۵۵۵
کوکایی	۱۲٫۳۱۸	۸٫۹۹۷	۳٫۴۹۴	۷٫۲۲	۸٫۴۱۹	۷٫۷۳۲
لندرز	۱۴٫۸۱۱	۶٫۹۸۲	۱۰٫۰۲۴	۷٫۱۸۷	۸٫۹۳	۵٫۶۳۷
لوماپریتا	۱۰	۷٫۷۲۶	۸٫۳۸۹	۶٫۷۶۵	۹٫۶۴۷	۸٫۹۱۴
نرثیج	۸٫۸۸۸	۹٫۴۱۶	۸٫۹۹۴	۹٫۳۰۶	۱۱٫۵۲۸	۱۰٫۴۷۷
پارک فیلد	۸٫۷۵۲	۸٫۰۶۱	۹٫۵۱۳	۸٫۳۳۲	۸٫۱۹۶	۸٫۴۵۵
سن فرناندو	۷٫۳۲۴	۶٫۶۶۷	۷٫۷۶۲	۶٫۲۶۳	۱۱٫۲۹۴	۸٫۳۴۱
طیس	۱۳٫۴۷۹	۹٫۴۷۲	۹٫۷۲۶	۸٫۰۶۶	۷٫۴۷۲	۶٫۹۸۲
متوسط	۱۰٫۲۴۰	۷٫۷۸۲	۷٫۷۷۷	۷٫۱۳۷	۸٫۶۴۸	۷٫۵۱۱

جدول ۵. مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سطح خطر ۰/۲۵g (cm).

۲b - ۷s		۲b - ۵s		۲b - ۳s		
تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	زلزله
۷/۴۷	۶/۸۳۷	۱۰/۱۸	۴/۷۱۶	۵/۴۸۱	۳/۳۶	فریولی
۱۲/۴۲۷	۹/۱۵۱	۱۰/۱	۸/۴۹۷	۹/۱۸۸	۵/۸۲۵	کوکاییلی
۱۶/۲۵۳	۷/۹۲	۱۲/۳۴۴	۷/۴۳۵	۱۳/۰۵۲	۸/۱۷۵	لندرز
۱۱/۷	۸/۴۹۴	۱۱/۲۲۷	۸/۴۱۵	۸	۵/۷۹۵	لومپریتا
۱۱/۱۰۱	۱۱/۵۶۲	۱۵/۴۵۱	۱۲/۴	۱۳/۵۳۹	۷/۹۱۳	نرثریج
۱۱/۲۳۸	۱۰/۸۸۷	۱۱/۱۳۱	۱۰/۰۲۲	۶/۹۳۵	۶/۴۷۶	پارک فیلد
۹/۰۷۷	۸/۵۷۹	۱۰	۸/۵۸۶	۹	۷/۴۲۵	سن فرناندو
۱۵/۲۴	۱۱/۳۵۷	۱۱/۱۲۸	۱۰/۱۸۲	۸/۰۵۸	۶/۵۶۹	طیس
۱۱/۸۱۳	۹/۳۴۸	۱۱/۴۴۵	۸/۷۸۱	۹/۱۵۶	۶/۴۴۲	متوسط
۳b - ۹s		۳b - ۷s		۳b - ۵s		
تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	زلزله
۷/۷۸	۶/۳۳۷	۶/۸۹۶	۶/۷۷۳	۵/۸۸۶	۴/۸۰۵	فریولی
۱۵/۷۷۶	۱۲/۴۸۴	۱۲/۵۴۷	۹/۲۴۴	۹/۶۹۹	۸/۹۳۶	کوکاییلی
۱۹/۴۳۷	۹/۶۷	۱۵/۲۸	۸/۲۵۴	۱۰/۲۲	۸	لندرز
۱۷/۲	۱۰/۰۳۹	۱۱/۵۷۵	۸/۴۳۵	۱۲/۳۹۹	۹/۶۰۱	لومپریتا
۱۴/۵۷۹	۱۳/۹۱۵	۱۱/۰۱۵	۱۱/۴۹۶	۱۲/۴۶۱	۱۲/۴۹۱	نرثریج
۱۱/۵۸۱	۱۱/۱۰۴	۱۱/۱۸۴	۱۰/۸۲۸	۱۱/۶۰۲	۹/۷۲۳	پارک فیلد
۱۰/۶	۹/۳۱۷	۸/۹۹۳	۸/۴۶۵	۱۱/۶۸۲	۹/۰۴۶	سن فرناندو
۲۰/۲۲۳	۱۶/۱۶۳	۱۵/۷۴۵	۱۱/۴۷۶	۹/۴۷	۸/۷۰۷	طیس
۱۴/۶۴۷	۱۱/۱۲۸	۱۱/۶۵۴	۹/۳۷۱	۱۰/۴۲۷	۸/۹۱۳	متوسط
۴b - ۹s		۴b - ۷s		۴b - ۵s		
تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	تا کدا	کلاف	زلزله
۷/۲۲۲	۶/۶۴۶	۱۰/۹۱۱	۶/۴۰۵	۵/۱۲۳	۴/۶۵۴	فریولی
۱۴/۶۴۳	۱۲/۰۳۹	۱۲/۶۴۱	۹/۲۷۹	۹/۴۸۸	۸/۵۶۵	کوکاییلی
۱۲/۲۷۳	۸/۲۹۵	۱۹/۰۱۹	۸/۱۱۷	۷/۴۳۶	۷	لومپریتا
۱۴/۸۸۷	۹/۶۹۷	۱۱/۷۲۸	۸/۵۱۷	۱۱/۹۳۹	۱۰/۳۵۶	لومپریتا
۱۳/۸۰۸	۱۲/۸۶	۱۰/۹۷۱	۱۱/۴۶۲	۱۴/۰۵۲	۱۳/۰۷۳	نرثریج
۱۰/۲۶۲	۹/۳۱۱	۱۱/۱۶۲	۱۰/۸۰۴	۱۲/۰۰۶	۱۱/۰۰۳	پارک فیلد
۱۰/۰۴	۸/۷۳۱	۸/۹۴۸	۸/۴۰۸	۱۲/۳۷۴	۹/۴۴۵	سن فرناندو
۱۹/۱۷۸	۱۵/۷۳۳	۱۵/۹۹۶	۱۱/۴۹۹	۹/۹۲۵	۸/۹۳۵	طیس
۱۲/۷۸۹	۱۰/۴۱۴	۱۲/۶۷۲	۹/۳۱۱	۱۰/۲۹۲	۹/۱۲۸	متوسط

هیستریزیس مختلف، ارائه شده است و در انتهای هر ستون مقادیر میانگین مربوط به ستون محاسبه شده‌اند. همچنین نتایج ارائه شده در جدول ۶ مربوط به دو مدل اصلاح شده‌ی کلاف و تا کدا است که در مورد مدل اصلاح شده‌ی کلاف که اصلاً اثرات کاهندگی را در نظر نمی‌گیرد، نسبت ارائه شده (نسبت بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر تغییر مکان هدف) کم‌تر از واحد است؛ یعنی در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اثرات کاهندگی صرف نظر نشده است بلکه این اثرات به‌طور تقریبی لحاظ شده‌اند. این در حالی است که نسبت فوق برای مدل اصلاح شده‌ی تا کدا در اغلب موارد بزرگ‌تر از ۱ است و بزرگ‌ترین مقدار برای این نسبت مربوط به قاب ۳ طبقه است که دارای کم‌ترین پرورد است. در بخش دیگری از نتایج ارائه شده، اثرات رفتار کاهنده‌ی چرخه‌های هیستریزیس در میزان خسارت وارده بر سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته، که برای ارزیابی کمی خسارت از یک مدل رایج استفاده شده است.<sup>[۱۶]</sup> برای انجام تحلیل خسارت از سه مدل هیستریزیس دوخطی، اصلاح شده‌ی کلاف و تا کدا استفاده شده است. چنان‌که پیش‌تر اشاره شد، تنها تفاوت مدل‌های دوخطی و اصلاح شده‌ی کلاف در منحنی پوش آن‌هاست، به‌طوری که در مدل اصلاح شده‌ی کلاف منحنی پوش سه‌خطی شامل اثرات ترک‌خوردگی و تسلیم است، ولی در مدل دوخطی تنها اثر تسلیم در منحنی پوش دوخطی لحاظ شده است.

در جداول ۷ و ۸ مقادیر اندیس خسارت به دست آمده از تحلیل‌های خسارت با در نظر گرفتن مدل‌های هیستریزیس مختلف و شتاب‌نگاشت‌های متفاوت ارائه شده‌اند. چنان‌که مشاهده می‌شود اغلب سازه‌ها دارای درجه‌ی خسارت متوسط و کم هستند که در انتهای هر ستون مقادیر اندیس خسارت میانگین مربوط به هر مدل هیستریزیس محاسبه شده است. در جدول ۹ نسبت مقادیر اندیس خسارت مربوط به مدل اصلاح شده‌ی کلاف و تا کدا به مدل دوخطی ارائه شده است. نسبت مقادیر اندیس خسارت مربوط به مدل اصلاح شده‌ی کلاف به مدل دوخطی که بیانگر اثرات ترک‌خوردگی در منحنی پوش مربوطه است، همواره بزرگ‌تر از ۱ است. همچنین نسبت اندیس خسارت مربوط به مدل اصلاح شده‌ی تا کدا به مدل دوخطی که بیانگر تأثیرات رفتار کاهنده -- شامل کاهندگی سختی، مقاومتی و اثرات ترک‌خوردگی -- در منحنی پوش سه‌خطی است، در جدول ۹ آمده است. لازم به ذکر است که در جداول ارائه شده حرف b بیانگر تعداد دهانه‌ها و حرف s بیانگر تعداد طبقات قاب‌های به کار رفته است.

## ۵. نتیجه‌گیری

۱. مقادیر ضریب  $C_2$  که متوسط نسبت بیشترین تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر تغییر مکان هدف است، برای مدل اصلاح شده‌ی تا کدا و برای سطوح خطر ۰/۲g و ۰/۲۵g به ترتیب برابر ۱/۰۴۰۶ و ۱/۰۹۱۸ به دست آمده‌اند، این در حالی است که مقدار ضریب  $C_2$  در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود و FEMA356 برای قاب‌های بتنی خمشی ویژه برابر ۱ داده شده است. نسبت‌های متناظر برای مدل اصلاح شده‌ی کلاف برابر ۰/۸۵۲ و ۰/۸۵۸ هستند. یعنی مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان (تغییر مکان هدف) به دست آمده از تحلیل‌های بارافزون جواب‌های نسبتاً دقیقی را ارائه می‌کنند، به‌طوری که در تحلیل‌های انجام شده، تغییر مکان بیشینه‌ی حاصل از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن مدل اصلاح شده‌ی کلاف (اثرات کاهندگی را در نظر نمی‌گیرد) نسبت به تغییر مکان هدف به دست آمده از روش بارافزون حدود ۱۵٪ کم‌تر است. براساس نتایج به دست آمده مشخص می‌شود که تحلیل‌های بارافزون

ملحوظ شدن اثرات رفتار کاهنده در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در ضریب  $C_2$  و در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف، که بیانگر حداکثر تغییر مکان سازه است، در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان محاسبه شده‌است تا با مقادیر متناظر مقایسه شوند. در جداول ۴ و ۵ مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، با در نظر گرفتن شتاب‌نگاشت‌ها و مدل‌های



جدول ۶. نسبت تغییر مکان بیشینه‌ی به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر تغییر مکان هدف.

$4b - 9s$	$4b - 7s$	$4b - 5s$	$3b - 9s$	$3b - 7s$	$3b - 5s$	$2b - 7s$	$2b - 5s$	$2b - 3s$	
۱٫۰۱	۰٫۸۳۷	۱٫۱۱۹	۱٫۰۹	۰٫۹۲۸	۱٫۰۶۷	۰٫۹۲۸	۱٫۰۵۹	۱٫۳۲۳	$\frac{\Delta_{max, Takeda}}{\Delta_{target}}, 0.2g$
۱٫۰۰۸	۱٫۰۹۱	۱٫۰۶۴	۱٫۱۷۸	۱٫۰۱۵	۰٫۹۷۵	۰٫۹۹۷	۱٫۰۸۹	۱٫۴۰۵	$\frac{\Delta_{max, Takeda}}{\Delta_{target}}, 0.25g$
۰٫۷۶۷	۰٫۷۶۸	۰٫۹۷۲	۰٫۸۸۷	۰٫۷۸۶	۰٫۹۱۳	۰٫۷۲۸	۰٫۸۷۹	۰٫۹۶۵	$\frac{\Delta_{max, Clough}}{\Delta_{target}}, 0.2g$
۰٫۸۲۱	۰٫۸۰۱	۰٫۹۴۴	۰٫۸۹۵	۰٫۸۱۶	۰٫۸۳۴	۰٫۷۸۹	۰٫۸۳۵	۰٫۹۸۹	$\frac{\Delta_{max, Clough}}{\Delta_{target}}, 0.25g$

جدول ۷. مقادیر اندیس خسارت برای مدل‌های مختلف برای سطح خطر ۰٫۲g.

$2b - 7s$			$2b - 5s$			$2b - 3s$			
تا کدا	دوخطی	زلزله	تا کدا	کلاف	دوخطی	تا کدا	کلاف	دوخطی	زلزله
۰٫۱۵	۰٫۱۱۴	۰٫۰۸۵	۰٫۱۲۸	۰٫۱۲۷	۰٫۰۶۷	۰٫۰۸۷	۰٫۱۵۹	۰٫۰۸۹	فریولی
۰٫۱۷۱	۰٫۱۲۵	۰٫۱۱۶	۰٫۱۵۷	۰٫۱۲۸	۰٫۱۱۸	۰٫۱۶	۰٫۱۹۷	۰٫۱۱۶	کوکاییلی
۰٫۳۳۴	۰٫۱۳۷	۰٫۱۵۴	۰٫۲۵۱	۰٫۱۵۵	۰٫۱۲۲	۰٫۲۱۱	۰٫۱۹۴	۰٫۱۳۹	لندرز
۰٫۱۸۵	۰٫۱۳۳	۰٫۱۱۴	۰٫۱۷۶	۰٫۱۴۲	۰٫۱۵	۰٫۱۳۷	۰٫۱۵	۰٫۱۵۴	لوماپریتا
۰٫۱۸۹	۰٫۱۷۴	۰٫۱۶	۰٫۲۰۲	۰٫۱۷۷	۰٫۱۶۴	۰٫۲۴۴	۰٫۱۷۷	۰٫۱۶۴	نرثریج
۰٫۲۰۲	۰٫۱۶	۰٫۱۳۵	۰٫۱۹۸	۰٫۱۶۹	۰٫۱۱۷	۰٫۱۰۸	۰٫۱۵۳	۰٫۱۱۹	پارک فیلد
۰٫۱۶۴	۰٫۱۵۲	۰٫۱۳	۰٫۱۵۹	۰٫۱۳۶	۰٫۱۲۲	۰٫۱۶۲	۰٫۱۶۹	۰٫۱۴۹	سن فرناندو
۰٫۲۳۶	۰٫۱۵۴	۰٫۱۱۸	۰٫۱۹۷	۰٫۱۴۷	۰٫۱۴۱	۰٫۱۶۸	۰٫۱۵۷	۰٫۱۱۹	طبس
۰٫۲۰۳	۰٫۱۴۳	۰٫۱۲۶	۰٫۱۸۳	۰٫۱۴۷	۰٫۱۲۵	۰٫۱۵۹	۰٫۱۶۹	۰٫۱۳۱	متوسط
$3b - 9s$			$3b - 7s$			$3b - 5s$			
تا کدا	دوخطی	زلزله	تا کدا	کلاف	دوخطی	تا کدا	کلاف	دوخطی	زلزله
۰٫۱۲۴	۰٫۱۳۸	۰٫۰۵۹	۰٫۱۶۷	۰٫۱۰۷	۰٫۰۹۹	۰٫۱۴۸	۰٫۱۰۷	۰٫۰۷۶	فریولی
۰٫۱۵۱	۰٫۱۲۶	۰٫۱	۰٫۱۶۸	۰٫۱۲۹	۰٫۱۳۶	۰٫۱۳۳	۰٫۱۱۲	۰٫۰۸۴	کوکاییلی
۰٫۲۲۶	۰٫۱۲۹	۰٫۱۳۲	۰٫۳۱۱	۰٫۱۴۴	۰٫۱۳۸	۰٫۲۰۳	۰٫۱۲۶	۰٫۰۹۷	لندرز
۰٫۱۹۳	۰٫۱۳۳	۰٫۰۹۲	۰٫۱۷۵	۰٫۱۳۱	۰٫۱۱۲	۰٫۱۴۳	۰٫۱۳۹	۰٫۱۱۱	لوماپریتا
۰٫۱۶۳	۰٫۱۳۳	۰٫۱۴	۰٫۱۸۸	۰٫۱۷۲	۰٫۱۶۱	۰٫۱۶۵	۰٫۱۴۲	۰٫۱۲۸	نرثریج
۰٫۱۷۳	۰٫۱۴۴	۰٫۱۱۷	۰٫۱۹۸	۰٫۱۵۸	۰٫۱۳۳	۰٫۱۶۶	۰٫۱۴	۰٫۰۸۹	پارک فیلد
۰٫۱۵۱	۰٫۱۳	۰٫۱۰۸	۰٫۱۷۸	۰٫۱۵۱	۰٫۱۰۸	۰٫۱۴۳	۰٫۱۲	۰٫۱۱۱	سن فرناندو
۰٫۲۲۲	۰٫۱۳۷	۰٫۱۰۷	۰٫۲۳۴	۰٫۱۵۴	۰٫۱۲۲	۰٫۱۴۷	۰٫۱۱۹	۰٫۱۱۳	طبس
۰٫۱۷۵	۰٫۱۳۳	۰٫۱۰۶	۰٫۲۰۲	۰٫۱۴۳	۰٫۱۲۶	۰٫۱۵۶	۰٫۱۲۵	۰٫۱۰۱	متوسط
$4b - 9s$			$4b - 7s$			$4b - 5s$			
تا کدا	دوخطی	زلزله	تا کدا	کلاف	دوخطی	تا کدا	کلاف	دوخطی	زلزله
۰٫۱۲۷	۰٫۱۰۲	۰٫۰۸۸	۰٫۱۵۷	۰٫۲۱۹	۰٫۰۸۶	۰٫۱۲۷	۰٫۰۸۳	۰٫۰۵۸	فریولی
۰٫۱۹۸	۰٫۱۴۹	۰٫۱۱۱	۰٫۰۶۲	۰٫۱۳	۰٫۱۱۹	۰٫۱۷۱	۰٫۱۴۳	۰٫۱۲۲	کوکاییلی
۰٫۳۰۱	۰٫۱۲۳	۰٫۱۳	۰٫۲۶۶	۰٫۱۳۶	۰٫۱۲۹	۰٫۱	۰٫۱۴۲	۰٫۱۱۷	لندرز
۰٫۱۴	۰٫۱۲۱	۰٫۱۰۱	۰٫۱۷۱	۰٫۱۲۵	۰٫۱۰۵	۰٫۱۹۵	۰٫۱۵۲	۰٫۱۱۹	لوماپریتا
۰٫۱۹۷	۰٫۱۵۶	۰٫۱۳۹	۰٫۱۸۸	۰٫۱۷۱	۰٫۱۶	۰٫۱۷۶	۰٫۱۷۳	۰٫۱۲۷	نرثریج
۰٫۱۷۳	۰٫۱۵	۰٫۱۱۶	۰٫۱۹۱	۰٫۱۵۸	۰٫۱۲۹	۰٫۱۷۲	۰٫۱۲۷	۰٫۰۹۲	پارک فیلد
۰٫۱۵۵	۰٫۱۴۳	۰٫۱۰۴	۰٫۱۶۸	۰٫۱۴۶	۰٫۱۰۸	۰٫۱۸۱	۰٫۱۳۳	۰٫۱۰۶	سن فرناندو
۰٫۲۸	۰٫۱۶۲	۰٫۱۱	۰٫۲۲۸	۰٫۱۵۵	۰٫۱۲۵	۰٫۱۹۴	۰٫۱۴۴	۰٫۱۲۸	طبس
۰٫۱۹۶	۰٫۱۳۸	۰٫۱۱۲	۰٫۱۷۸	۰٫۱۵۵	۰٫۱۲۰	۰٫۱۶۵	۰٫۱۳۷	۰٫۱۰۸	متوسط

یعنی با در نظر گرفتن اثر ترک‌خوردگی در منحنی پوش سه‌خطی به کار رفته در مدل کلاف نسبت به منحنی دوخطی مورد استفاده در مدل دوخطی، میزان خسارت وارده تا حدود ۲۲٪ افزایش یافته است.

۳. از نتایج ارائه‌شده می‌توان به تأثیرات شدت زلزله بر رفتار کاهنده اشاره کرد، به طوری که نسبت مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی به مقادیر تغییر مکان هدف با افزایش سطح خطر ۰٫۲g به ۰٫۲۵g

اثرات کاهندگی را به‌طور تقریبی در نظر می‌گیرند. همچنین برای مدل تا کدا که اثرات کاهندگی را در نظر می‌گیرد این نسبت کمی بزرگ‌تر از واحد است و برای سطوح خطر ۰٫۲g و ۰٫۲۵g به ترتیب به اندازه‌ی ۰٫۴٪ و ۰٫۹٪ بیشتر است.

۲. متوسط اندیس خسارت مربوط به مدل تا کدا نسبت به مدل دوخطی برای سطوح خطر ۰٫۲g و ۰٫۲۵g به ترتیب برابر ۱٫۵۳۲ و ۱٫۸۱۹ است. این در حالی است که نسبت‌های متناظر برای مدل کلاف برابر ۱٫۲۲۲ و ۱٫۲۱۳ است؛

جدول ۸. مقادیر اندیس خسارت برای مدل‌های مختلف برای سطح خطر ۰.۲۵g.

۲b - ۳s			۲b - ۵s			۲b - ۷s			
زلزله	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا
فریولی	۰٫۱۲۳	۰٫۱۱۶	۰٫۱۱	۰٫۰۸۳	۰٫۱۵۷	۰٫۷۹۵	۰٫۱۰۲	۰٫۱۴۴	۰٫۲۰۸
کوکاییلی	۰٫۱۶۲	۰٫۱۸	۰٫۲۳۱	۰٫۱۴۹	۰٫۱۴۶	۰٫۱۸۷	۰٫۱۵	۰٫۱۷۴	۰٫۲۲۳
لندرز	۰٫۱۹۱	۰٫۲	۰٫۲۲۷	۰٫۱۶۵	۰٫۱۷۸	۰٫۳۷۹	۰٫۱۷۴	۰٫۱۶۱	۰٫۴۹۴
لوماپریتا	۰٫۱۸۶	۰٫۱۹۶	۰٫۲۱	۰٫۱۸۵	۰٫۱۷۷	۰٫۲۳۱	۰٫۱۵۱	۰٫۱۷۶	۰٫۲۶۱
نرتریج	۰٫۲۰۲	۰٫۲۳۷	۰٫۲۵	۰٫۲۰۶	۰٫۲۱۷	۰٫۲۳	۰٫۲۰۳	۰٫۲۲۱	۰٫۲۳۷
پارک فیلد	۰٫۱۶۸	۰٫۲۰۴	۰٫۱۹۱	۰٫۱۵۷	۰٫۱۸۷	۰٫۲۱۷	۰٫۱۵۹	۰٫۲۰۷	۰٫۲۳۲
سن فرناندو	۰٫۲۳۸	۰٫۲۱۳	۰٫۲۳	۰٫۱۶۵	۰٫۱۸	۰٫۲	۰٫۱۴۲	۰٫۱۹۵	۰٫۳۰۳
طیس	۰٫۱۵۷	۰٫۲۰۸	۰٫۱۹۶	۰٫۱۷۹	۰٫۱۹۴	۰٫۲۳۹	۰٫۱۴۶	۰٫۲۰۸	۰٫۳۴۷
متوسط	۰٫۱۷۸۴	۰٫۱۹۴۳	۰٫۲۰۵۶	۰٫۱۶۱۱۳	۰٫۱۷۹۵	۰٫۳۰۹۸	۰٫۱۵۳۴	۰٫۱۸۵۸	۰٫۲۸۸۱
۲b - ۵s			۲b - ۷s			۲b - ۹s			
زلزله	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا
فریولی	۰٫۰۹۱	۰٫۱۲۶	۰٫۱۷۲	۰٫۱۱۵	۰٫۱۴	۰٫۲۲۱	۰٫۰۹۴	۰٫۱۴۹	۰٫۲۲
کوکاییلی	۰٫۱۰۷	۰٫۱۱۸	۰٫۱۴۸	۰٫۱۴۶	۰٫۱۷۴	۰٫۲۱۵	۰٫۱۴۶	۰٫۱۵۴	۰٫۲۰۹
لندرز	۰٫۱۲۶	۰٫۱۶	۰٫۲۵	۰٫۱۷۳	۰٫۱۶۳	۰٫۲۱	۰٫۱۶۴	۰٫۱۵۵	۰٫۵۲۴
لوماپریتا	۰٫۱۲۹	۰٫۱۴۷	۰٫۱۷	۰٫۱۴۸	۰٫۱۷۶	۰٫۲۵۴	۰٫۱۳	۰٫۱۶۴	۰٫۲۳
نرتریج	۰٫۱۵۳	۰٫۱۶۴	۰٫۱۸	۰٫۱۹۴	۰٫۲۱۸	۰٫۲۳۵	۰٫۱۶۲	۰٫۱۹	۰٫۲۳۹
پارک فیلد	۰٫۱۰۷	۰٫۱۵۱	۰٫۲	۰٫۱۵۷	۰٫۱۹۹	۰٫۲۲۷	۰٫۱۴۸	۰٫۱۶۸	۰٫۲۱۸
سن فرناندو	۰٫۱۲۶	۰٫۱۴۹	۰٫۱۷۲	۰٫۱۳۹	۰٫۱۹۳	۰٫۳۴۷	۰٫۱۳۶	۰٫۱۷	۰٫۲۷۳
طیس	۰٫۱۲۷	۰٫۱۴۶	۰٫۱۹۵	۰٫۱۵۱	۰٫۲۰۸	۰٫۳۳۴	۰٫۱۴۱	۰٫۲۱۸	۰٫۳۱
متوسط	۰٫۱۲۰۸	۰٫۱۴۵۱	۰٫۱۸۵۹	۰٫۱۵۲۹	۰٫۱۸۳۹	۰٫۲۵۵۴	۰٫۱۴۰۱	۰٫۱۷۱	۰٫۲۹۰۴
۲b - ۵s			۲b - ۷s			۲b - ۹s			
زلزله	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا	دوخطی	کلاف	تا کدا
فریولی	۰٫۰۷۴	۰٫۱۰۶	۰٫۱۰۶	۰٫۱	۰٫۱۴۴	۰٫۶۵۴	۰٫۱۰۲	۰٫۱۲۱	۰٫۱۷۵
کوکاییلی	۰٫۱۴۱	۰٫۱۵۳	۰٫۱۵۶	۰٫۱۴۴	۰٫۱۷۴	۰٫۲۱۶	۰٫۱۵۳	۰٫۱۹۷	۰٫۲۵۹
لندرز	۰٫۱۴۸	۰٫۱۶	۰٫۲۴۷	۰٫۱۷۲	۰٫۱۶۲	۰٫۴۸۱	۰٫۱۸	۰٫۱۷۲	۰٫۷۱۶
لوماپریتا	۰٫۱۵۳	۰٫۱۸	۰٫۱۶۹	۰٫۱۴۸	۰٫۱۷۷	۰٫۲۵۲	۰٫۱۵۴	۰٫۱۶	۰٫۴۳
نرتریج	۰٫۱۵۸	۰٫۱۹۶	۰٫۱۸۱	۰٫۱۹۴	۰٫۲۱۴	۰٫۲۳۳	۰٫۱۷۸	۰٫۲۱۴	۰٫۶۵۳
پارک فیلد	۰٫۱۰۵	۰٫۱۶۱	۰٫۱۳	۰٫۱۵۳	۰٫۲	۰٫۲۲۷	۰٫۱۳۸	۰٫۱۶۳	۰٫۱۹
سن فرناندو	۰٫۱۳۶	۰٫۱۶۵	۰٫۱۴۸	۰٫۱۳۷	۰٫۴۶۴	۰٫۳۱۹	۰٫۱۳۴	۰٫۱۸۳	۰٫۲۰۷
طیس	۰٫۱۴۶	۰٫۱۶۶	۰٫۱۷۸	۰٫۱۴۶	۰٫۲۰۷	۰٫۴۶۳	۰٫۱۴۳	۰٫۲۵۲	۰٫۳۷۳
متوسط	۰٫۱۳۲	۰٫۱۶۰۹	۰٫۱۶۴۴	۰٫۱۴۹۳	۰٫۲۱۷۸	۰٫۳۵۵۶	۰٫۱۴۷۸	۰٫۱۸۲۸	۰٫۳۷۵۴

جدول ۹. اثرات کاهندگی در اندیس خسارت.

۲b - ۹s	۲b - ۷s	۲b - ۵s	۳b - ۹s	۳b - ۷s	۳b - ۵s	۲b - ۷s	۲b - ۵s	۲b - ۳s	
۱٫۷۴۷	۱٫۴۸۹	۱٫۵۱۴	۱٫۶۴	۱٫۶۰۵	۱٫۵۲۳	۱٫۶۱۲	۱٫۴۶۷	۱٫۲۱۷	$\frac{DI_{Takeda}}{DI_{bilinear}}$ , ۰٫۲g
۲٫۰۵۴۱	۲٫۳۸۳	۱٫۲۳۹	۲٫۰۷۲	۱٫۶۷	۱٫۵۳۹	۱٫۸۷۹	۱٫۹۲۲	۱٫۱۵۲	$\frac{DI_{Takeda}}{DI_{bilinear}}$ , ۰٫۲۵g
۱٫۲۳	۱٫۲۹	۱٫۲۶۲	۱٫۲۵۱	۱٫۱۳۶	۱٫۲۴۲	۱٫۱۳۵	۱٫۱۸	۱٫۲۹۳	$\frac{DI_{Clough}}{DI_{bilinear}}$ , ۰٫۲g
۱٫۲۳۷	۱٫۴۵۹	۱٫۲۱۳	۱٫۲۲	۱٫۲۰۳	۱٫۲۰۲	۱٫۲۱۱	۱٫۱۱۴	۱٫۰۸۹	$\frac{DI_{Clough}}{DI_{bilinear}}$ , ۰٫۲۵g

فهرست علائم

۲b - ۷s: قاب ۲ دهانه (bay) و ۷ طبقه (story)

α: درجه کاهش سختی

β: درجه کاهش مقاومت

δt: تغییر مکان هدف

برای مدل تا کدا به میزان ۱/۰۴۹۲ افزایش می‌یابد. همچنین نسبت مربوط به اندیس خسارت به دست آمده برای مدل تا کدا به مدل دو خطی به میزان ۱/۱۸۷ افزایش می‌یابد. درحالی که برای مدل کلاف تغییرات چندانی به چشم نمی‌خورد.

۴. بیشترین تأثیر کاهندگی در نمونه‌های به کار رفته در این مطالعه مربوط به قاب سه طبقه است که دارای کم‌ترین زمان تناوب نسبت به سایر نمونه‌ها است.

$M_S$ : بزرگای سطحی	$\gamma$ : درجه‌ی باریک‌شدگی
$M_y$ : لنگر تسلیم	$\lambda_i$ : ضریب وزن انرژی
PGA: بیشینه‌ی شتاب زلزله	$\theta_m$ : بیشینه‌ی چرخش حین تحلیل تاریخچه‌ی زمانی
PGD: بیشینه‌ی تغییر مکان زلزله	$\theta_r$ : چرخش بازافتی پس از باربرداری
PGV: بیشینه‌ی سرعت زلزله	$\theta_u$ : بیشینه‌ی ظرفیت چرخش مقطع
Push1: توزیع جانبی یکنواخت	$C_0$ : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی
Push2: توزیع جانبی متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی	$C_1$ : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم
R: ضریب رفتار سازه	$C_2$ : ضریب اصلاح برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ی بر پاسخ تغییر مکان‌های بیشینه
$S_1$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی ۵٪	$C_2$ : ضریب اصلاح برای اعمال اثرات $\Delta - P$ با رفتار غیرارتجاعی مصالح
$S_a$ : شتاب طیفی	DI: اندیس خسارت
$S_e$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی ۵٪	$E_h$ : انرژی تلف‌شده در مقطع
$T_0$ : زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت	g: شتاب ثقل زمین
$T_e$ : زمان تناوب مؤثر اصلی ساختمان	$K_e$ : سختی جانبی مؤثر
$T_i$ : زمان تناوب اصلی با فرض رفتار خطی	$K_i$ : سختی جانبی ارتجاعی

## منابع

- Riddell, R. and Newmark, N.M. "Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes", Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Structural Research Series (468), Report UILU 79-2016, (1980).
- Shimazaki, K. and Sozen, M.A. "Seismic drift of reinforced concrete structures", Special Research paper (Draft), Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, (1985).
- Qi, X. and Moehle, J.P. "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquake", Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report (UCB/EER91/02), (1991).
- Whittaker, A.; Constantinou, M. and Tsopelas, P. "Displacement estimates for performance-based seismic design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **124**(8), pp. 905-912, (1998).
- Gupta, A. and Krawinkler, H. "Effect of stiffness degradation on deformation demands for SDOF and MDOF structures", *Proceedings of the sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA, (1998).
- Gupta, B. and Kunnath, S.K. "Effect of hysteretic model parameters on inelastic seismic demands", *Proceedings of the sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA, (1998).
- Song, J.K. and Pincheria, j. "Spectral displacement demands of stiffness - and strength - degrading systems", *Earthquake Spectra*, **16**(4), (November 2000).
- Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 273), Washington, D.C., (1997).
- Moghadam, A.S. and Tso, W.K. "Damage assessment of eccentric multistorey buildings using 3-D pushover analysis", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (1996).
- Computer and Structures Inc. "*Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems Users Guide*, ETABS Ver. 9", Berkeley, California, (2005).
- Kunnath, S.K.; Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. "*IDARC: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Report No. NCEER-92-0022, (1992).
- Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA356, Washington, D.C., (2000).
- Management and Planning Organization, *Seismic Rehabilitation Code for Existing Building in Iran*, Publication (360), (2007).
- Building and Housing Research Center. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building - Standard (2800) 3rd revision*, Iran, (2005).
- Hanselman, D. and Littlefield, B. *Mastering MATLAB 6: A Comprehensive Tutorial and Reference*, Prentice Hall, (2000).
- Park, Y.; Ang, A. and Wen, Y. "*Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of R. C. Buildings*",

Civil Engineering Studies, University of Illinois, Structural Research (516), (1984).

17. Applied Technology Council; *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, **1**, ATC-40 Report, Redwood City, California, (1996).
18. Hosseinzadeh, N.A. and Nageghi-Alahi, F. " Seismic Vulnerability analysis of R/C buildings with shear walls", Islamic Revolution Foundation of Residential Buildings,(2000).
19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-02 and ACI 318R-02, (2004).
20. Ministry of Housing and Urban Development. Iranian National Building Code for Structural Loading-Standard (519-part6), Iran (2000).
21. <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.