

**چکیده**

در آیین‌نامه‌های طراحی، تغییر مکان‌های جانبی سازه در اثر زلزله‌های بزرگ با اعمال ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) در تغییر مکان‌های حالت خطی برآورد شده‌اند؛ اما ضرایب  $C_d$  موجود در آیین‌نامه‌ها مطابق با رفتار واقعی سازه نیستند بلکه تجربی و بر اساس مشاهدات زلزله‌های گذشته بوده و باید با توجه به اثر ارتفاع و تعداد طبقات اصلاح گردند. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه با ارتفاع مختلف از نظر اثر  $C_d$  بررسی شده است؛ بدین منظور، ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با مقادیر  $C_d$  برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ به صورت منظم و نامنظم جرمی طراحی، سپس توسط نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و تحلیل گردیدند. عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از روش FEMA-P695 و منحنی‌های شکنندگی بررسی شد. نتایج نشان داد که احتمال فروریزش ( $P_f$ ) ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه در  $C_d$  برابر با ۵/۵، از مقدار مجاز ۱۰ درصد بیشتر بوده بنابراین در نظر گرفتن  $C_d$  برابر با ۵/۵ در طراحی این ساختمان‌ها، مقادیر واقعی تغییر مکان‌ها را ارائه نمی‌دهد و منجر به طراحی دست‌پایین برای این ساختمان‌ها می‌گردد. در ساختمان‌های نامنظم نیز هرچند که مقادیر  $P_f$  نسبت به ساختمان‌های منظم افزایش یافته اما به‌طور کلی روند مشابهی مشاهده گردید. در پایان رابطه‌هایی برای اصلاح  $C_d$  قاب‌های منظم و نامنظم جرمی ارائه شده است. همچنین، مقایسه سازه‌های طراحی شده با ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE/SEI-7-10 و ASCE/SEI-7-16 نشان داد که طراحی سازه‌ها با ضوابط ASCE/SEI-7-10 و مقادیر  $C_d$  اصلاح شده در این مطالعه علاوه بر رفتار لرزه‌ای مطلوب، اقتصادی نیز خواهند بود.

**واژگان کلیدی:** ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان، نامنظمی جرمی، تحلیل دینامیکی افزایشی، روش FEMA-P695، احتمال فروریزش.

**اصلاح ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان در قاب‌های خمشی فولادی منظم و نامنظم با روش FEMA-P695**

سیده مریم حسینی فرد (نویسنده مسئول)

دکتری مهندسی سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین،

ایران، [m.hosseinfard@edu.ikiu.ac.ir](mailto:m.hosseinfard@edu.ikiu.ac.ir)

فرزانه حامدی

استادیار، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

**۱- مقدمه**

یکی از عوامل مهم بروز آسیب سازه‌ای و غیرسازه‌ای در زمان زلزله، وقوع جابه‌جایی‌های جانبی است که وارد مرحله غیرالاستیک شده‌اند؛ بنابراین، تخمین دقیق تغییر مکان‌های جانبی غیرالاستیک ( $\delta_x$ ) از گام‌های حائز اهمیت در طراحی سازه‌ها است. رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی برای برآورد  $\delta_x$ ، ضرب ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) در تغییر مکان‌های جانبی الاستیک ( $\delta_{xe}$ ) است؛ رابطه (۱) برای محاسبه  $\delta_x$  مطابق با ضوابط آیین‌نامه ASCE/SEI-7-10 ارائه شده است [۱]:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (1)$$

$\delta_x$  تغییر مکان جانبی غیرالاستیک طبقه  $x$  یا تراز بام است؛  $\delta_{xe}$  تغییر مکان جانبی الاستیک طبقه  $x$  یا تراز بام است که از تحلیل الاستیک به‌دست آمده و  $I_e$  ضریب اهمیت ساختمان است؛ اما استفاده از ضریبی ثابت برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی ساختمان‌های با ارتفاع مختلف رویکردی دقیق که منجر به عملکرد لرزه‌ای مطلوب گردد، به نظر نمی‌رسد. اخیراً نیز برخی محققین با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی و محاسبه تغییر مکان غیرالاستیک حداکثر سازه به ارائه روابطی برای  $C_d$  پرداخته‌اند [۲-۳]؛ اما اکثر مطالعات روی سیستم‌های یک درجه

کم و غیر محافظه کارانه است. تغییرات  $C_d$  برای قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF)<sup>۳</sup> توسط کازیلماز و توپکایا انجام شد و نتایج تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی نشان داد که  $C_d$  در قاب نه طبقه از طبقه بالا به پایین بین ۴/۷۱ تا ۹/۴۴ تغییر می‌کند، بنابراین واضح است که مقدار توصیه شده توسط آیین‌نامه ASCE7-05 برای محاسبه تغییر مکان‌های جانبی طبقات پایین غیر محافظه کارانه است. به علاوه، در نظر گرفتن  $C_d$  بزرگ‌تر از مقدار R عملی نیست؛ با در نظر گرفتن  $C_d = 1/0$  در طراحی قاب‌ها وزن سازه به‌طور متوسط ۷۰ درصد افزایش یافته که این خروجی پر هزینه منجر به در نظر گرفتن رابطه‌ای برای تغییرات  $C_d$  در ارتفاع سازه شده است [۱۶]. آنها در مطالعه دیگری به بررسی ضرایب رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF) با رویکرد FEMA-P695 پرداختند و رابطه اصلاح شده‌ای بر اساس شماره طبقه برای  $C_d$  ارائه کردند [۱۷]. از کیلیچ و همکاران [۳] نیز نشان دادند که در نظر گرفتن مقدار ثابت  $C_d$  برای قاب‌های فولادی کم‌انحراف ناپذیر (BRB)<sup>۴</sup> منجر به طراحی دست پایین این نوع قاب‌ها می‌گردد. همچنین، محمودی و جلیلی صدرآباد [۱۸] نیز در مورد قاب‌های BRB به نتایج مشابهی رسیدند که نشان داد مقدار به‌شدت به ارتفاع سازه بستگی دارد.

علیرغم بررسی‌های انجام شده درباره تغییر مکان‌های جانبی غیر الاستیک، به مطالعات بیشتری برای برآورد دقیق این تغییر مکان‌ها نیاز است. رسیدن به این هدف مستلزم طراحی ساختمان‌ها مطابق با ضوابط آیین‌نامه و ساخت مدل‌هایی غیرخطی است که بتوانند رفتار سازه را هر چه دقیق‌تر شبیه‌سازی کنند. نویسندگان در ادامه مطالعه قبلی که در دست چاپ قرار دارد و به بررسی مقدار  $C_d$  در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه (SMRF)<sup>۵</sup> منظم پرداخته است، در این مقاله به بررسی سازه‌های دارای نامنظمی و مقایسه آنها با سازه‌های منظم خواهند پرداخت. بدین منظور، ساختمان‌های فولادی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با سیستم سازه‌ای SMRF و مقادیر مختلف  $C_d$  (۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸) در دو گروه منظم و نامنظم طراحی شدند.

آزادی (SDOF)<sup>۲</sup> صورت گرفته [۴-۶] و برخی تحقیقات انجام شده روی قاب‌های ساختمانی نیز در محدوده ساختمان‌های کوتاه و نهایتاً میان‌مرتبه قرار دارند [۲-۳، ۷]؛ بنابراین، هنوز هم برآورد ضرایب عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از جمله  $C_d$  در آیین‌نامه‌ها تجربی و بر اساس مشاهدات زلزله‌های گذشته بوده و در برخی موارد غیر محافظه کارانه مشاهده شده است؛ به علاوه، برای ساختمان‌های با ارتفاع کم، متوسط و زیاد مقادیر یکسانی از این ضرایب در نظر گرفته شده که با توجه به اثر ارتفاع در پاسخ غیرخطی سازه‌ها، اصلاح این ضرایب ضروری به نظر می‌رسد.

همان‌طور که اشاره شد، مروری بر مطالعات انجام شده در سال‌های اخیر نشان می‌دهد که تخمین تغییر مکان جانبی غیر الاستیک با استفاده از معادل‌سازی سازه با سیستم SDOF هدف بررسی بسیاری از محققین بوده است [۴-۶]. برخی محققین نیز،  $\delta_x$  را برای سیستم SDOF بررسی نموده و روابطی برای نسبت تغییر شکل غیر الاستیک بر حسب دوره تناوب ( $T_n$ ) در سیستم‌های با شکل‌پذیری ( $\mu_T$ ) و ضریب کاهش مقاومت تسلیم ( $R_y$ ) معلوم ارائه کردند [۸-۹]. در مطالعات دیگری نیز به مقایسه دقت این روابط پرداخته شده است [۱۰-۱۱]. مرجع [۱۲] رابطه تئوری برای برآورد نسبت تغییر مکان غیر الاستیک که وابسته به دوره تناوب، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی قبل از تسلیم، مقاومت تسلیم و حداکثر شتاب زمین است برای سازه‌های SDOF، ارائه کرده و در ادامه نیز با در نظر گرفتن اثر موده‌های ارتعاشی بالاتر رابطه‌ای برای تخمین نسبت تغییر مکان غیر الاستیک پیشنهاد شده است [۱۳].

روابطی برای ضریب اصلاح پاسخ ( $R$ ) و  $C_d$  توسط یوانگ [۱۴] و یوانگ و معروف [۱۵] با استفاده از منحنی پاسخ ایده‌آل‌سازی شده به صورت الاستیک-پلاستیک کامل ارائه شده است. نتایج آنها نشان می‌دهد که مقادیر ثابت  $R$  و  $C_d$  حاشیه ایمنی یکسانی برای همه سازه‌ها برآورده نمی‌کند و برای سیستم‌های سازه‌ای متفاوت نیازمند ارزیابی مجدد به شیوه‌ای منطقی است. همچنین، بررسی تغییرات  $C_d / R$  برای تخمین جابه‌جایی نسبی حداکثر بام، برای ساختمان‌های بتنی و فلزی نشان داد مقدار  $C_d$

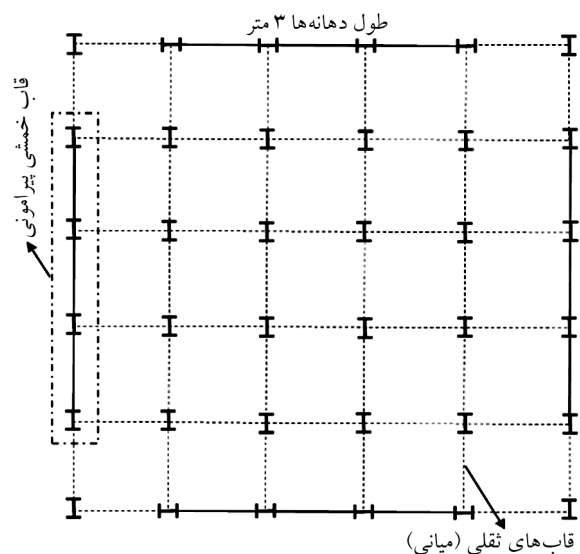
به مقدار ۵۰ درصد بیشتر از جرم طبقه مجاور است. برای بررسی اثر ارتفاع، ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در نظر گرفته شدند؛ هدف از این مطالعه بررسی پاسخ کلی سازه است بنابراین از جزئیات معماری صرف نظر شده است. شدت بار مرده طبقات و بام به ترتیب ۵/۹۱ و ۴/۹۳ کیلونیوتن بر مترمربع است. مطابق با ضوابط ASCE/SEI-7-10 و با فرض کاربری اداری ساختمان‌ها، شدت بار زنده طبقات، بام و پارکینگ به ترتیب ۲/۴۵، ۱/۴۷ و ۰/۹۸ کیلونیوتن بر مترمربع است. مقاطع تیر و ستون‌ها از نوع بال پهن استاندارد در نظر گرفته شده و فولاد مصرفی از نوع A992Gr50 با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۴۸ مگاپاسکال است. محل قرارگیری ساختمان‌ها در سن خوزه کالیفرنیا<sup>۸</sup> با طول و عرض جغرافیایی ۱۲۱/۸۹ و ۳۷/۳۴ درجه روی خاک سخت<sup>۹</sup> (خاک نوع D) و منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد<sup>۱۰</sup> در نظر گرفته شد. ساختمان‌ها با نرم‌افزار ETABS 2016 و روش تحلیل دینامیکی طیفی طراحی شدند. تعداد مودها در تحلیل دینامیکی طیفی باید به اندازه‌ای باشد که مجموع جرم مشارکتی در آنها به ۹۰ درصد جرم کل سازه برسد. برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی در سازه‌های منظم و نامنظم به ترتیب با ۸۵ و ۹۰ درصد نسبت برش پایه به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی هم‌پایه شدند [۱]. ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی نیز در طراحی اعضا در نظر گرفته شد [۱۹].

مطابق ASCE/SEI-7-10، مقادیر  $R$  و  $C_d$  برای قاب خمشی فولادی ویژه به ترتیب برابر با ۸ و ۵/۵ است. به منظور بررسی اثر  $C_d$ ، ساختمان‌ها با در نظر گرفتن مقادیر  $C_d$  برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ در مرحله کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات طراحی شدند. برای ارزیابی  $C_d$  در ارتفاع، ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در دو گروه منظم و نامنظم در نظر گرفته شد؛ بنابراین، تعداد ۳۰ ساختمان منظم و ۳۰ ساختمان نامنظم با سعی و خطای بسیار به گونه‌ای طراحی شدند که تغییر مکان جانبی نسبی اکثر طبقات کاملاً متناظر با تغییر مکان جانبی نسبی مجاز (۲ درصد) با توجه به  $C_d$  مربوطه باشد. نام‌گذاری ساختمان‌ها بر اساس تعداد طبقات و مقدار  $C_d$  است؛ به عنوان مثال ساختمان ۵ طبقه

نامنظمی در نظر گرفته شده به صورت نامنظمی جرمی<sup>۶</sup> در طبقه اول است، به طوری که جرم طبقه اول ۵۰ درصد با جرم طبقه مجاور اختلاف دارد. مدل‌سازی ساختمان‌ها و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی (IDA)<sup>۷</sup> انجام شد. سپس، با استفاده از منحنی‌های پوش اور، IDA و شکنندگی و روش FEMA-P695 عملکرد سازه‌ها بررسی گردید. در پایان نیز عملکرد ساختمان‌های طراحی شده با ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE/SEI-7-10 و ASCE/SEI-7-16 از دیدگاه ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان که در این مقاله مورد بررسی است، ارزیابی شده است.

## ۲- مدل‌سازی عددی ساختمان‌های مورد مطالعه

از آنجایی که قاب‌های خمشی فولادی ویژه، سیستم‌های سازه‌ای مناسبی برای ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و زیاد هستند در این مطالعه ساختمان‌ها به صورت قاب خمشی ویژه منظم و نامنظم مطابق با آیین‌نامه‌های ASCE/SEI-7-10 و AISC-341-05 طراحی شدند [۱، ۱۹]. پلان کلی طبقات در شکل (۱) نشان داده شده است. قاب‌های محیطی شامل سه دهانه مقاوم خمشی به طول ۶ متر و قاب‌های میانی به صورت قاب ثقلی طراحی شده‌اند و ارتفاع هر طبقه ۳/۸ متر است. نامنظمی سازه به صورت نامنظمی جرمی در طبقه اول در نظر گرفته شده، به طوری که جرم طبقه اول



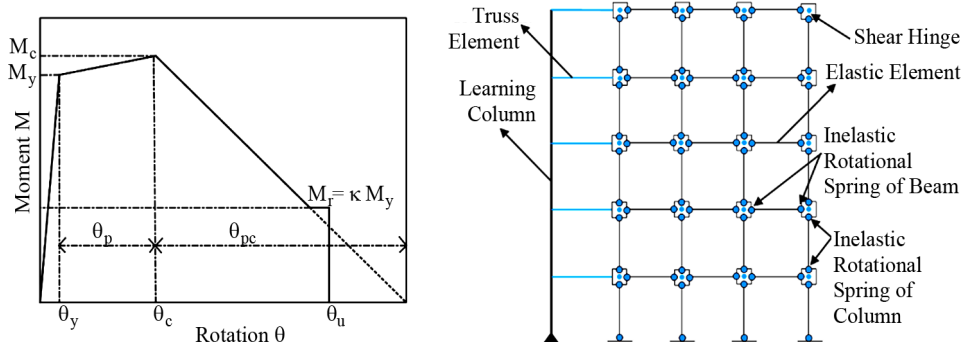
شکل (۱): پلان طبقات ساختمان‌های طراحی شده.

سازه تغییر شکل‌های غیر الاستیک بزرگی را در عملکردی نزدیک به فروریزش تجربه می‌کند، دارد و دارای منحنی رفتاری سه خطی است. پارامترهای مؤثر در این منحنی همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده عبارت است از: سختی الاستیک مؤثر،  $(K_e = 6E_s I / L)$ ؛ لنگر تسلیم مؤثر بر اساس مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد،  $(M_y = 1.17 * F_y * Z)$  که البته این مقدار برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی با استفاده از روابط ارائه شده در AISC 360-16 اصلاح گردید؛ لنگر رأس،  $(M_c = 1.11 * M_y)$ ؛ لنگر پسماند،  $(M_r)$ ؛ ظرفیت دوران پلاستیک  $(\theta_p)$ ؛ ظرفیت دوران بعد از رأس  $(\theta_{pc})$  و نسبت مقاومت پسماند  $(\kappa = M_r / M_y = 0.4)$ . سایر پارامترها برای ارزیابی زوال سختی و مقاومت در بارگذاری‌های چرخه‌ای نسبت سخت‌شوندگی کرنشی  $(\alpha_s = (M_c - M_y) / \theta_p / K_e)$  و نسبت سختی بعد از رأس  $(\alpha_c = M_c / \theta_{pc} / K_e)$  هستند [۲۳]. همچنین، در مدل قاب خمشی فولادی، محل اتصال تیر به ستون با استفاده از المان joint2D مدل‌سازی شده است. این المان از چهار گره در گوشه‌ها که چشمه اتصال را به المان‌های اطراف متصل می‌کند و یک گره در مرکز تشکیل می‌شود. این گره مرکزی دارای یک درجه آزادی اضافی برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های برشی است.

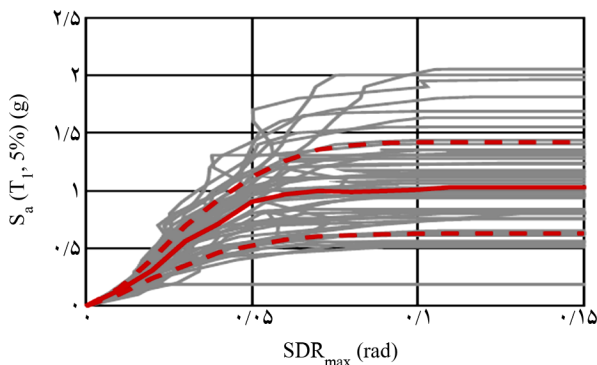
جرم لرزه‌ای ساختمان‌ها در تراز هر طبقه به صورت  $1.05D + 0.25L$  محاسبه شده است [۲۴، ۱]. از آنجا که دو قاب خمشی در هر جهت وجود دارد، سهم هر قاب نیمی از جرم لرزه‌ای ساختمان خواهد بود که بین گره‌های قاب بر اساس سطح

منظم که با  $C_d$ ، ۴ طراحی شده به صورت 5S/Cd4 و در حالت نامنظم به صورت 5S/Cd4-MI مشخص شده است.

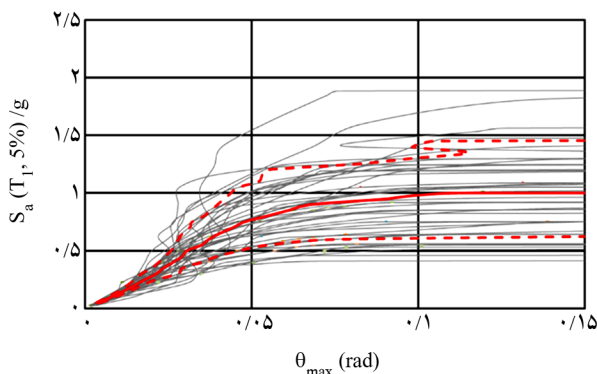
برای انجام تحلیل‌های غیرخطی به مدل اجزای محدودی نیاز است که رفتار سازه را به‌دقت شبیه‌سازی کند. با توجه به مقارن بودن ساختمان‌ها در پلان، تنها نیمی از ساختمان در هر جهت با نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی گردید. نحوه مدل‌سازی قاب‌ها به صورت شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است. روش پلاستیسته متمرکز که بر اساس روابط تجربی به‌دست آمده از نتایج آزمایشگاهی است برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیر و ستون‌ها استفاده شده است؛ همچنین، ستون تکیه‌گاهی توسط المان‌های خرابایی صلب در تراز هر طبقه به قاب متصل شده و در پای ستون به زمین مفصل شده است. جرم لرزه‌ای قاب‌های ثقیلی به ستون تکیه‌گاهی اثر داده شده است. اثر P-delta توسط ستون تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده است. المان ModElasticBeam2d بر اساس مطالعات زارعیان و همکاران [۲۰] ارائه شده که یک المان تیر-ستون الاستیک با سختی اصلاح شده است و برای مدل‌سازی تیر و ستون‌ها استفاده گردید. رفتار غیر الاستیک تیرها و ستون‌ها در مفاصل پلاستیک متمرکز شده و توسط فنرهای دورانی در دو انتهای المان با مدل خرابایی اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر مدل‌سازی شده است. این مدل که توسط ایبارا و کراوینکلر توسعه داده شده، در سال‌های اخیر اصلاح و با بیش از ۳۵۰ داده آزمایشگاهی توسط لیگنوس و کراوینکلر کالیبره شد و مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر اصلاح شده [۲۱] نام گرفت. این مدل قابلیت در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت را زمانی که



شکل (۲): نحوه مدل‌سازی غیرخطی ساختمان‌ها و منحنی مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [۲۲].



(الف) مدل B در مطالعه [۲۵]



(ب) مطالعه حاضر

شکل (۴): منحنی‌های IDA قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه.

#### ۴- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها

تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی روی ساختمان‌های طراحی شده انجام شد و از نتایج آنها که به صورت منحنی‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی است، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده گردید. عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از روش پیشنهادی FEMA-P695 نیز مورد ارزیابی قرار گرفت.

تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان یک تحلیل اولیه برای ارزیابی رفتار کلی سازه‌ها صورت گرفت؛ بار جانبی در تراز هر طبقه،  $F_x$ ، متناسب با شکل مود اصلی ارتعاش سازه مطابق با رابطه (۲) اعمال شده است [۲۴]:

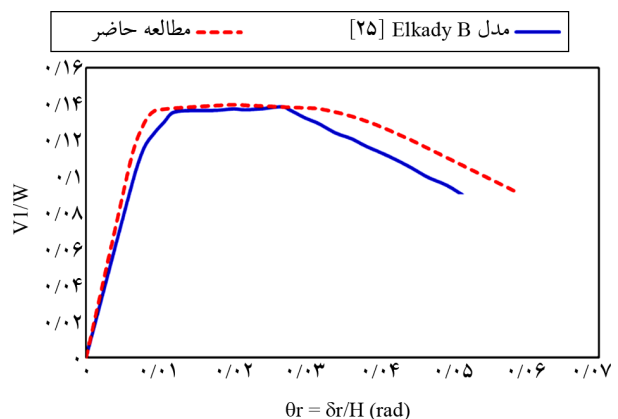
$$F_x \propto m_{x1,x} \quad (۲)$$

که  $m_x$  جرم در تراز طبقه  $x$  و  $\phi_{1,x}$  عرض مود اصلی در تراز طبقه  $x$  است. منحنی‌های پوش اور ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم و نامنظم به عنوان نمونه در شکل (۵) نشان داده شده است.

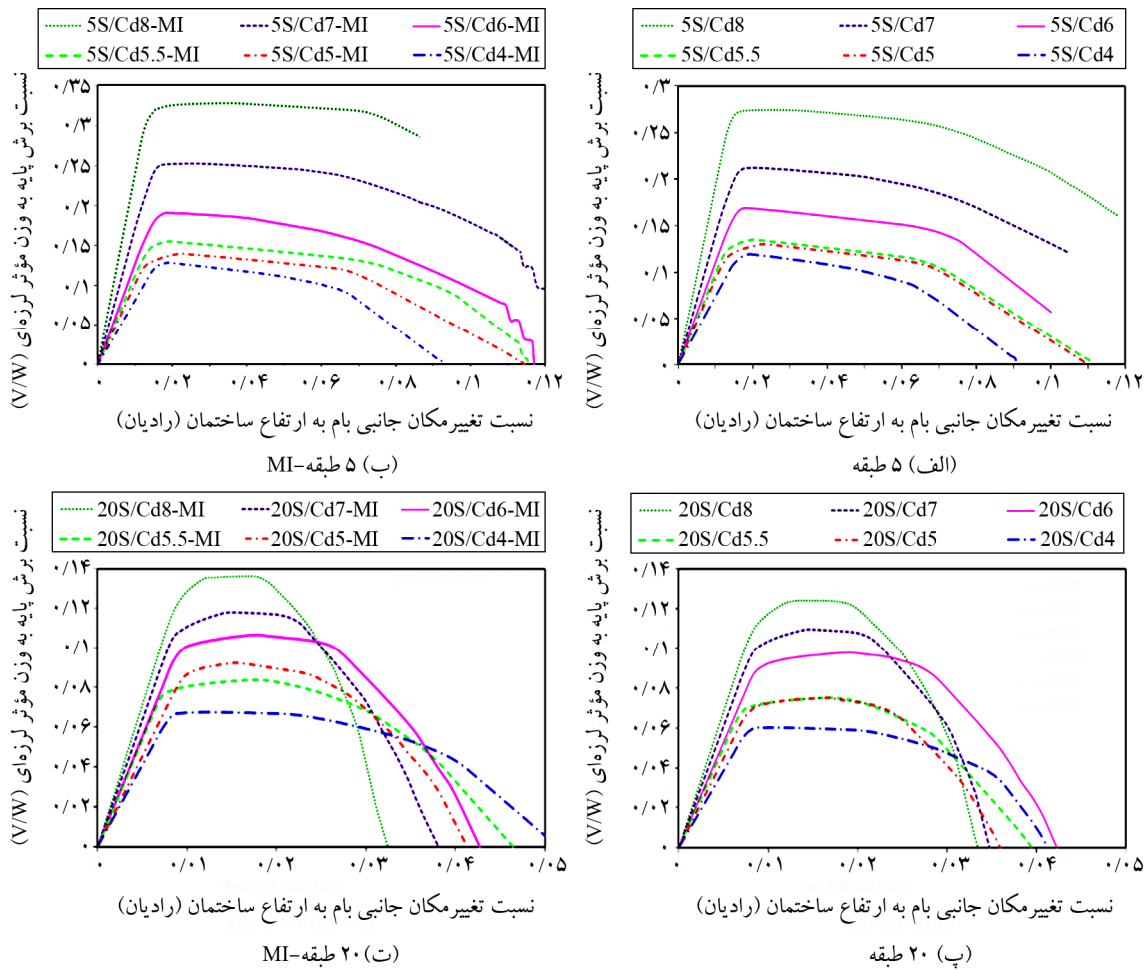
بارگیر آنها تقسیم شده است. در این مطالعه، ماتریس میرایی بر اساس روش رایلی اعمال شده و نسبت میرایی ۲/۵ درصد با دوره تناوب مود اول و یک مود بالاتر که دارای دوره تناوبی به مقدار ۰/۲ دوره تناوب اصلی است، در نظر گرفته شد [۲۰].

#### ۳- صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی

صحت‌سنجی یکی از مهم‌ترین گام‌های مطالعات دارای مدل‌سازی عددی است. از آنجایی که بخش اعظم نتایج استخراج شده در این مطالعه به منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مرتبط است، برای صحت‌سنجی روش مدل‌سازی از نتایج تحلیل IDA انجام شده توسط ال‌کدی [۲۵] روی ساختمان با قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه استفاده شده است. با انجام آنالیز مودال دوره تناوب مود اول این قاب در OpenSees ۱/۵۲ ثانیه به دست آمده که به مقدار ارائه شده در مرجع [۲۵] که ۱/۵۱ ثانیه است، بسیار نزدیک است. در مرحله بعد این قاب تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن الگوی بار جانبی مطابق با مود اول ارتعاش سازه قرار گرفت و نتایج در شکل (۳) مقایسه شده که انطباق قابل قبولی را نشان می‌دهد. در ادامه این قاب تحت تحلیل IDA قرار گرفت. منحنی‌های IDA به دست آمده از نرم‌افزار OpenSees و منحنی‌های ارائه شده در مرجع [۲۵] در شکل (۴) نشان داده شده است؛ مقایسه این منحنی‌ها نیز حاکی از دقت روش مدل‌سازی و قابل اطمینان بودن نتایج عددی به دست آمده از نرم‌افزار OpenSees می‌باشد.



شکل (۳): مقایسه منحنی پوش اور قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه در مطالعه حاضر با مدل B در مطالعه [۲۵].



شکل (۵): منحنی‌های پوش اور ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم و نامنظم با مقادیر مختلف  $C_d$ .

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (۶)$$

$\delta_u$  و  $\delta_{y,eff}$  به ترتیب جابه‌جایی نهایی و جابه‌جایی مؤثر بام است؛  $C_0$  ضریب اصلاح تبدیل جابه‌جایی سیستم یک درجه آزادی معادل به جابه‌جایی بام سیستم چند درجه آزادی،  $V_{max} / W$  نسبت برش پایه حداکثر به وزن ساختمان،  $g$  ثابت گرانش،  $T$  دوره تناوب تجربی سازه بر اساس آیین‌نامه،  $T_1$  دوره تناوب اصلی سازه بر اساس تحلیل مودال،  $m_i$  جرم طبقه  $i$ ام،  $\phi_{1,r}$  و  $\phi_{1,i}$  مختصات مود اصلی در تراز طبقه  $i$ ام (بام) و  $n$  تعداد طبقات است.

پارامترهای عملکرد لرزه‌ای که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده برای ساختمان‌های منظم و نامنظم، در جدول (۱) ارائه شده است. میانگین مقادیر  $\Omega_0$  برای هر گروه از ساختمان‌ها با  $C_d$  یکسان محاسبه گردید.

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، ساختمان‌هایی که با  $C_d$  بزرگ‌تری طراحی شده‌اند، دارای برش پایه حداکثر و سختی بیشتر و زمان تناوب کمتری نسبت به آنهایی که با  $C_d$  کمتر طراحی شده‌اند، هستند. همچنین، منحنی‌های پوش اور برای محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای از جمله ضریب اضافه مقاومت سازه ( $\Omega_0$ ) و شکل‌پذیری ( $\mu_T$ ) نیز مورد استفاده قرار گرفت. این پارامترها با استفاده از روابط (۳) تا (۶) به دست آمده است [۲۴]:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (۳)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (۴)$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \frac{g}{4^2} (\max(T, T_1))^2 \quad (۵)$$

جدول (۱): پارامترهای استخراج شده از منحنی‌های پوش‌آور ساختمان‌های منظم و نامنظم.

$\Omega_0$	$\mu_T$	$\delta_u$	$\delta_{y,eff}$	$T_1$ (ثانیه)	$\Omega_0$	$\mu_T$	$\delta_u$	$\delta_{y,eff}$	$T_1$ (ثانیه)	ساختمان
$C_d = 5/0$					$C_d = 4/0$					
۱/۸۶۱	۴/۷۹	۰/۰۶۹	۰/۰۱۴۴	۲/۱۳	۱/۷۰۲	۳/۲۵	۰/۰۵۶	۰/۰۱۷۲	۲/۳۸	طبقه ۵
۲/۲۲	۲/۹۴	۰/۰۳۲	۰/۰۱۰۸۷	۲/۸۲	۱/۵۳۹	۳/۵	۰/۰۳۳۵	۰/۰۰۹۵۷	۳/۱۴	طبقه ۱۰
۲/۰۳	۳/۰۸	۰/۰۳۰۸	۰/۰۰۹۹۹	۳/۴۸	۱/۵۵۳	۲/۹۹	۰/۰۲۹	۰/۰۰۹۶۹	۳/۸۶	طبقه ۱۵
۱/۷۰۶	۳/۲۴	۰/۰۲۸	۰/۰۰۸۶۵	۴/۱۱	۱/۳۶۹	۳/۶	۰/۰۲۹۵	۰/۰۰۸۱۹	۴/۳۹	طبقه ۲۰
۱/۷۶۹	۳/۵۵	۰/۰۳۳	۰/۰۰۹۲۹	۴/۷۷	۱/۴۰۲	۳/۵۴	۰/۰۳۱	۰/۰۰۸۷۷	۵/۱۵	طبقه ۲۵
۱/۹۲۷۱	۳/۵۲	--	--	--	۱/۵۱۳	۳/۳۷۶	--	--	--	میانگین
$C_d = 6/0$					$C_d = 5/5$					
۲/۴۱	۴/۶۴	۰/۰۷۵	۰/۰۱۶۲	۱/۹۶۶	۱/۹۲۱	۵/۰۳۷	۰/۰۶۸	۰/۰۱۳۵۲	۰/۰۷۹	طبقه ۵
۲/۴۹	۳/۳۲	۰/۰۳۴۳	۰/۰۱۰۳۲	۲/۵۹	۲/۳۱	۳/۶۲	۰/۰۳۷	۰/۰۱۰۲۲	۲/۶۷۵	طبقه ۱۰
۲/۴۷	۲/۸۷	۰/۰۲۹۶	۰/۰۱۰۳۱	۳/۲	۲/۲۱	۳/۵۹	۰/۰۳۵	۰/۰۰۹۷۶	۳/۳۱۸	طبقه ۱۵
۲/۲۲	۳/۱۹	۰/۰۳۰۵	۰/۰۰۹۵۶	۳/۷۸	۱/۷۰۵	۳/۴۳۹	۰/۰۲۷	۰/۰۰۷۸۷	۳/۸۶۹	طبقه ۲۰
۲/۲۴	۳/۰۵	۰/۰۳	۰/۰۰۹۸۲	۴/۴۵	۱/۸۵۲	۳/۴۵	۰/۰۳	۰/۰۰۸۷	۴/۴۸۹	طبقه ۲۵
۲/۳۶۶	۳/۴۱۴	--	--	--	۱/۹۹۹۶	۳/۸۲۷۲	--	--	--	میانگین
$C_d = 8/0$					$C_d = 7/0$					
۳/۹۱	۵/۸۳	۰/۰۸۶	۰/۰۱۴۷۶	۱/۵	۳/۰۳	۵/۰۷	۰/۰۸۰۵	۰/۰۱۵۸۹	۱/۷۵۲	طبقه ۵
۳/۵۴	۴/۱۹	۰/۰۴۵	۰/۰۱۰۷۴	۲/۲۶	۲/۹۴	۳/۳۵	۰/۰۳۴۵	۰/۰۱۰۳	۲/۴۲	طبقه ۱۰
۲/۸۵	۲/۹۲	۰/۰۲۶۱	۰/۰۰۸۹۲	۲/۸	۲/۵۷	۲/۸۶	۰/۰۲۷۸	۰/۰۰۹۷۱	۲/۹۸	طبقه ۱۵
۲/۸۲	۲/۶۶	۰/۰۲۴۸	۰/۰۰۹۳۴	۳/۳۳	۲/۴۹	۳/۷۹	۰/۰۳۵۲	۰/۰۰۹۲۸	۳/۵۲	طبقه ۲۰
۲/۷۹	۲/۵۶	۰/۰۲۴۸	۰/۰۰۹۶۸	۳/۹۸	۲/۵۳	۲/۸۷	۰/۰۲۸	۰/۰۰۹۷۷	۴/۱۳	طبقه ۲۵
۳/۱۸۲	۳/۶۳۲	--	--	--	۲/۷۱۲	۳/۵۸۸	--	--	--	میانگین
$C_d = 5/0$					$C_d = 4/0$					
۱/۹۸۸	۴/۹۸۹	۰/۰۷۱۰	۰/۰۱۴۲	۲/۰۵۱	۱/۸۲۷	۳/۳۶۲	۰/۰۵۹۰	۰/۰۱۷۶	۲/۲۶۸	MI- طبقه ۵
۲/۳۵۸	۳/۳۲۶	۰/۰۳۶۰	۰/۰۱۰۸	۲/۷۲۷	۱/۷۰۰	۳/۳۸۴	۰/۰۳۳۵	۰/۰۰۹۹	۳/۰۲۹	MI- طبقه ۱۰
۲/۲۰۳	۲/۰۵۹	۰/۰۳۱۰	۰/۰۱۰۱	۳/۳۶۳	۱/۷۵۰	۳/۲۲۲	۰/۰۳۲۰	۰/۰۰۹۹	۳/۶۷۵	MI- طبقه ۱۵
۲/۱۰۲	۲/۸۷۸	۰/۰۲۹۰	۰/۰۱۰۱	۴/۰۶۷	۱/۵۳۵	۳/۹۷۶	۰/۰۳۴۰	۰/۰۰۸۶	۴/۲۳۰	MI- طبقه ۲۰
۱/۸۴۳	۳/۲۱۱	۰/۰۲۹۵	۰/۰۰۹۲	۴/۶۷۵	۱/۵۲۵	۳/۷۸۸	۰/۰۳۳۵	۰/۰۰۸۸	۴/۹۸۵	MI- طبقه ۲۵
۲/۰۹۹	۳/۴۹۳	--	--	--	۱/۶۶۷	۳/۵۴۶	--	--	--	میانگین
$C_d = 6/0$					$C_d = 5/5$					
۲/۷۲۱	۴/۵۶۰	۰/۰۷۳۰	۰/۰۱۶۰	۱/۸۴۷	۲/۲۰۸	۵/۱۶۲	۰/۰۷۷۰	۰/۰۱۴۹	۱/۹۵۲	MI- طبقه ۵
۲/۶۹۹	۳/۳۹۹	۰/۰۳۵۳	۰/۰۱۰۴	۲/۴۹۷	۲/۳۹۱	۳/۲۳۲	۰/۰۳۲۷	۰/۰۱۰۱	۲/۶۰۷	MI- طبقه ۱۰
۲/۶۴۵	۲/۸۰۷	۰/۰۲۹۰	۰/۰۱۰۳	۳/۰۹۶	۲/۲۲۰	۳/۵۰۶	۰/۰۳۳۳	۰/۰۰۹۲	۳/۱۹۷	MI- طبقه ۱۵
۲/۴۲۷	۳/۰۷۶	۰/۰۳۰۰	۰/۰۰۹۸	۳/۶۷۱	۱/۹۰۹	۳/۸۲۵	۰/۰۳۱۰	۰/۰۰۸۱	۳/۷۴۳	MI- طبقه ۲۰
۲/۴۷۰	۳/۱۱۹	۰/۰۳۱۷	۰/۰۱۰۲	۴/۳۳۶	۲/۰۵۷	۳/۴۸۸	۰/۰۳۱۸	۰/۰۰۹۱	۴/۴۲۰	MI- طبقه ۲۵
۲/۵۹۲	۳/۳۹۲	--	--	--	۲/۱۵۷	۳/۸۴۳	--	--	--	میانگین
$C_d = 8/0$					$C_d = 7/0$					
۴/۶۷۱	۵/۸۴۶	۰/۰۸۶۰	۰/۰۱۴۷	۱/۳۵۱	۳/۵۹۱	۵/۷۲۹	۰/۰۸۸۰	۰/۰۱۵۴	۱/۵۹۹	MI- طبقه ۵
۳/۶۷۳	۳/۷۹۰	۰/۰۳۹۵	۰/۰۱۰۴	۲/۱۸۰	۳/۱۴۸	۳/۵۴۱	۰/۰۳۶۰	۰/۰۱۰۲	۲/۳۰۶	MI- طبقه ۱۰
۳/۳۳۷	۳/۱۵۷	۰/۰۳۱۰	۰/۰۰۹۸	۲/۷۲۹	۲/۹۲۶	۲/۷۴۴	۰/۰۲۷۰	۰/۰۰۹۸	۲/۸۶۵	MI- طبقه ۱۵
۳/۰۹۶	۲/۵۱۰	۰/۰۲۴۰	۰/۰۰۹۶	۳/۲۵۱	۲/۶۸۵	۲/۷۴۸	۰/۰۲۶۰	۰/۰۰۹۵	۳/۴۳۶	MI- طبقه ۲۰
۲/۹۰۶	۲/۷۳۲	۰/۰۲۵۸	۰/۰۰۹۴	۳/۹۱۸	۲/۶۷۸	۲/۶۶۱	۰/۰۲۶۰	۰/۰۰۹۸	۴/۰۵۳	MI- طبقه ۲۵
۳/۵۳۷	۳/۶۰۷	--	--	--	۳/۰۰۵	۳/۴۸۵	--	--	--	میانگین

ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه داشته است. همچنین، سختی همه مدل‌ها با افزایش مقدار  $C_d$  به صورت کاملاً محسوس افزایش یافت که با توجه به بزرگ‌تر شدن ابعاد مقاطع به منظور کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات منطقی بود. در ادامه برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش ساختمان‌ها، تحلیل IDA انجام گرفت. با توجه به استفاده از روش FEMA-P695، شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل که در این دستورالعمل معرفی شده، انتخاب شدند. این مجموعه شامل ۲۲ جفت رکورد مؤلفه افقی زمین‌لرزه (در مجموع ۴۴ رکورد) است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول (۲) آورده شده و سایر جزئیات را می‌توان در FEMA-P695 یافت [۲۴].

با افزایش مقدار  $C_d$ ، میانگین ضرایب اضافه مقاومت افزایش یافت. به علاوه، ضریب اضافه مقاومت به منظور استفاده در طراحی لرزه‌ای نباید کمتر از بیشترین میانگین  $\Omega_0$ ها باشد [۲۶]. بیشترین میانگین  $\Omega_0$ ها در ساختمان‌های منظم و نامنظم به ترتیب، ۳/۱۸ و ۳/۵۴ است که در  $C_d$  برابر با ۸ به دست آمده است و از آنجایی که حداکثر مقدار ممکن برای این ضریب ۳ است، بنابراین ضریب اضافه مقاومت در این مطالعه، ۳ به دست آمد که برابر با مقدار پیشنهاد شده توسط ASCE/SEI-7-10 برای طراحی قاب خمشی فولادی ویژه است. با توجه به سطح زیر نمودارهای پوش اور، میزان جذب انرژی سازه‌های طراحی شده با  $C_d$  بیشتر در ساختمان‌های کوتاه مرتبه افزایش بیشتری نسبت به

جدول (۲): شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در IDA [۲۴].

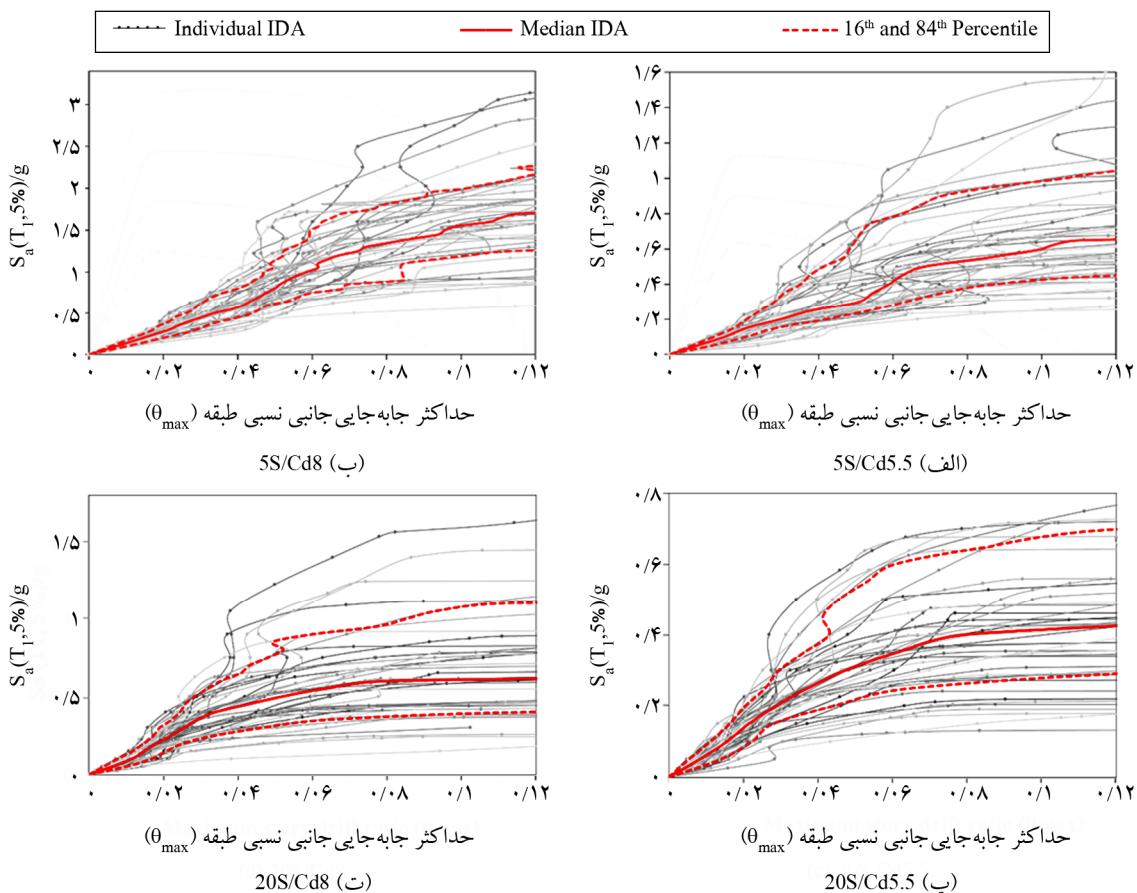
نام زلزله	سال	موقعیت	نوع گسل	M	$R_{jb}$ (کیلومتر)	PGA (g)
نورث ریج	۱۹۹۴	Beverly Hills-14145 Mulhol	Blind Thrust	۶/۷	۹/۴	۰/۵۲
نورث ریج	۱۹۹۴	Canyon Country-W Lost Cany	Blind Thrust	۶/۷	۱۱/۴	۰/۴۸
دوزجه، ترکیه	۱۹۹۹	Bolu	Strike-Slip	۷/۱	۱۲	۰/۸۲
هکتور ماین	۱۹۹۹	Hector	Strike-Slip	۷/۱	۱۰/۴	۰/۳۴
ایمپریال ولی	۱۹۷۹	Delta	Strike-Slip	۶/۵	۲۲	۰/۳۵
ایمپریال ولی	۱۹۷۹	El Centro Array #11	Strike-Slip	۶/۵	۱۲/۵	۰/۳۸
کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	Strike-Slip	۶/۹	۷/۱	۰/۵۱
کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	Shin-Osaka	Strike-Slip	۶/۹	۱۹/۱	۰/۲۴
کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	Duzce	Strike-Slip	۷/۵	۱۳/۶	۰/۳۶
کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	Arcelik	Strike-Slip	۷/۵	۱۰/۶	۰/۲۲
لاندرز	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	Strike-Slip	۷/۳	۲۳/۶	۰/۲۴
لاندرز	۱۹۹۳	Coolwater	Strike-Slip	۷/۳	۱۹/۷	۰/۴۲
لوما پریتا	۱۹۸۹	Capitola	Strike-Slip	۶/۹	۸/۷	۰/۵۳
لوما پریتا	۱۹۸۹	Gilory Array #3	Strike-Slip	۶/۹	۱۲/۲	۰/۵۶
منجیل، ایران	۱۹۹۰	Abbar	Strike-Slip	۷/۴	۱۲/۶	۰/۵۱
سوپر سیشن هیلز	۱۹۸۷	El Centro Imp. Co. Cent	Strike-Slip	۶/۵	۱۸/۲	۰/۳۶
سوپر سیشن هیلز	۱۹۸۷	Poe Road (temp)	Strike-Slip	۶/۵	۱۱/۲	۰/۴۵
کاپ مندوسینو	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass -FF	Thrust	۷	۷/۹	۰/۵۵
چی چی، تایوان	۱۹۹۹	CHY101	Thrust	۷/۶	۱۰	۰/۴۴
چی چی، تایوان	۱۹۹۹	TCU045	Thrust	۷/۶	۲۶	۰/۵۱
سان فرناندو	۱۹۷۱	LA - Hollywood Stor FF	Thrust	۶/۶	۲۲/۸	۰/۲۱
فریولی، ایتالیا	۱۹۷۶	Tolmezzo	Thrust	۶/۵	۱۵	۰/۳۵



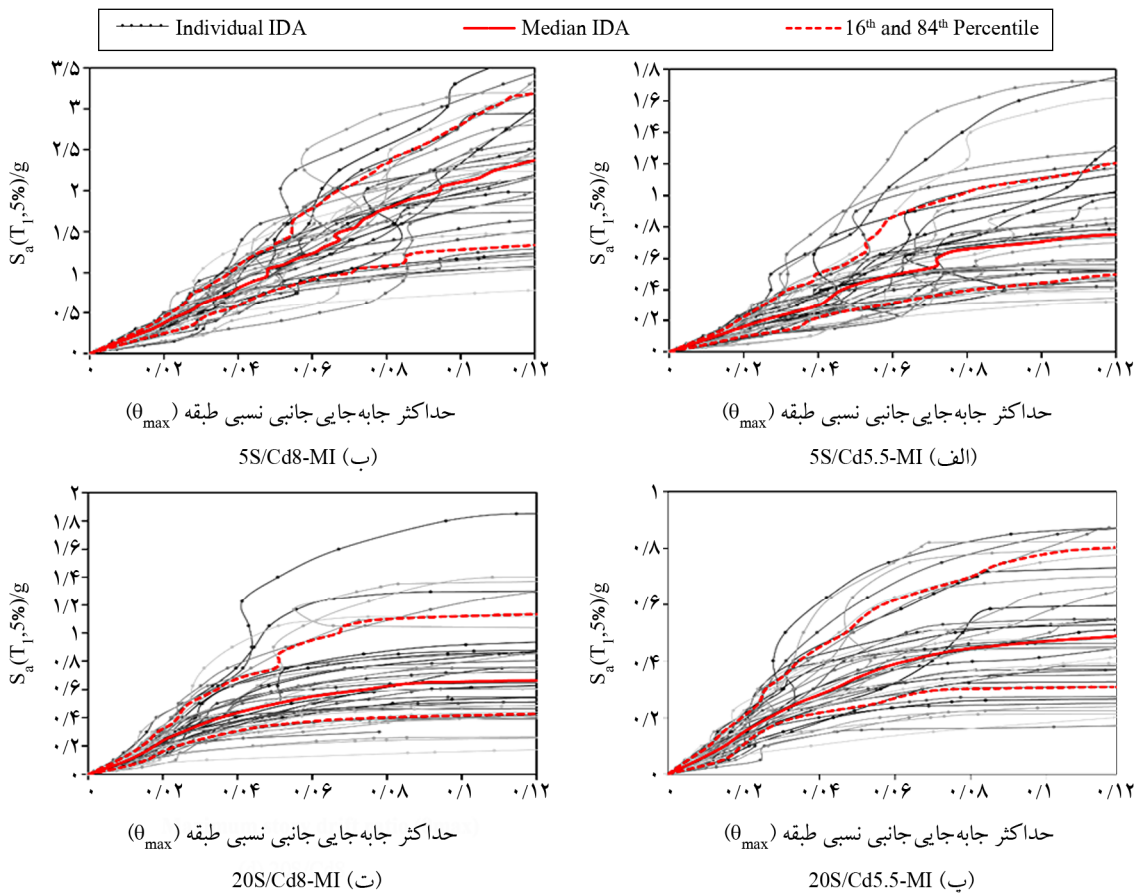
فروریزش است که موجب ناپایداری دینامیکی شده و همچنین دومین معیار برای فروریزش سازه است. به‌منظور کاهش مدت زمان تحلیل‌ها از الگوریتم هانت-فیل در انجام IDAها استفاده شد [۲۸]. به‌عنوان نمونه، در شکل‌های (۶) و (۷) منحنی‌های IDA برای ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه که با مقادیر  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۸ طراحی شده‌اند به همراه منحنی‌های خلاصه شده ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان داده شده است.

در ادامه به بررسی منحنی‌های شکنندگی که احتمال خرابی سازه‌ای ناشی از زلزله را در هر سطح عملکردی به صورت تابعی از شدت زمین‌لرزه بیان می‌کنند، خواهیم پرداخت. در این مطالعه، از تابع توزیع تجمعی لگ-نرمال برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی در سطح فروریزش استفاده شد. بر اساس این تابع، احتمال فراگذشت از یک مقدار معیار خرابی مشخص (dm) وقتی که زمین‌لرزه مورد نظر دارای شدتی برابر با  $im$  است مطابق

تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ توسط هر یک از رکوردها که در چندین سطح از شدت به صورت افزایشی مقیاس شده و به سازه اعمال می‌گردد، صورت گرفت. نتیجه انجام این تحلیل‌ها به دست آوردن یک یا چند منحنی است که برای رسم آنها انتخاب پارامتر پاسخ مناسب (معیار خسارت  $DM^{13}$ )، بسیار مهم بود. در این مطالعه که از روش FEMA-P695 استفاده شده، شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵ درصد ( $S_a(T_1, 5\%)$ ) به‌عنوان معیار شدت ( $IM^{13}$ ) و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات ( $\theta_{max}$ ) به‌عنوان معیار خسارت ( $DM$ ) در نظر گرفته شد. در یک منحنی IDA، افقی شدن منحنی نشان‌دهنده تجربه تغییر شکل‌های بزرگ و معیاری برای فروریزش سازه است؛ این معیار در طول تحلیل به صورت رسیدن به شیبی برابر با ۲۰ درصد شیب اولیه است [۲۷]. به‌علاوه، رسیدن به یک مقدار بسیار بزرگ از تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نیز متناظر با لحظه رسیدن به شدت



شکل (۶): منحنی‌های IDA ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم با  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۸



شکل (۷): منحنی‌های IDA ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه نامنظم با  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۸.

فروریزش ترسیم گردید که در شکل (۸) به‌عنوان نمونه برای ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم و نامنظم که با مقادیر  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۸ طراحی شده‌اند، نشان داده شده است. مشاهده شد که مقدار  $C_d$  در منحنی شکنندگی ساختمان‌ها مؤثر است به طوری که صرف‌نظر از تعداد طبقات، ساختمانی که با  $C_d$  بیشتر (به عبارت دیگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز کمتر) طراحی شده احتمال فراگذشت از معیارهای فروریزش در آن، به ازای یک مقدار شدت طیفی معین، کمتر از ساختمانی است که با  $C_d$  کمتری طراحی شده است. همچنین، ساختمان‌های منظم و نامنظمی که با  $C_d$  بیشتری طراحی شده‌اند در شدت‌های طیفی لرزه‌ای بالاتری تغییر مکان جانبی نسبی سطح فروریزش را تجربه کردند.

احتمال فروریزش سازه‌ها ( $P_f$ ) تحت زلزله سطح خطر (MCE)<sup>۱۴</sup> که با استفاده از رابطه (۱۰) می‌توان محاسبه کرد، در شکل‌های (۹) و (۱۰) به ترتیب برای ساختمان‌های منظم

رابطه (۷) تعریف می‌شود:

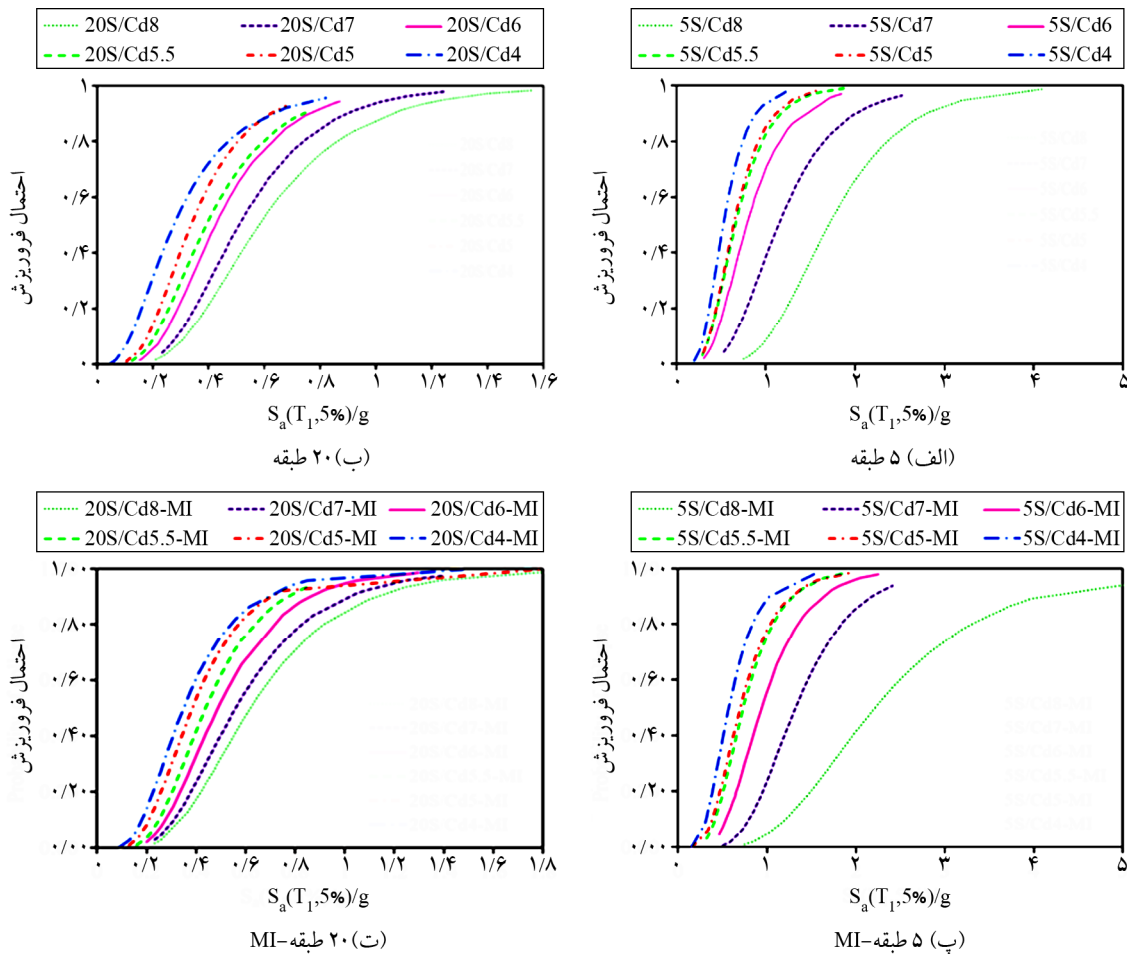
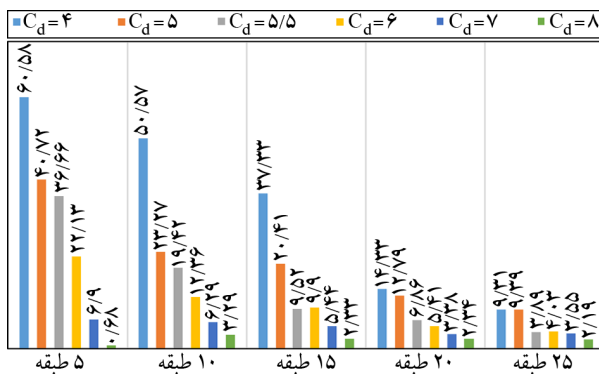
$$P(DM > dm \mid IM = im) = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (7)$$

که در این رابطه،  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد،  $\theta$  و  $\beta$  به ترتیب میان و انحراف معیار استاندارد IMها هستند که با استفاده از روابط (۸) و (۹) تخمین زده می‌شوند [۲۹]:

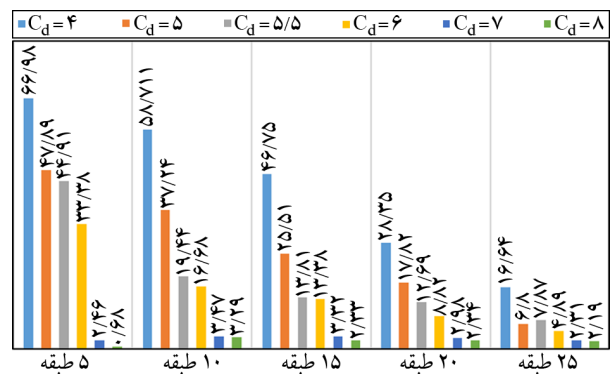
$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (8)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \left( \frac{IM_i}{\hat{\theta}} \right) \right)^2} \quad (9)$$

در این روابط،  $n$  تعداد زمین‌لرزه‌های در نظر گرفته شده و  $IM_i$  مقدار IM مربوط به آغاز فروریزش در زمین‌لرزه  $i$ ام است. منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه منظم و نامنظم به ازای مقادیر مختلف  $C_d$  در سطح عملکردی


 شکل (۸): مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم و نامنظم به ازای  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۸ در سطح فروریزش.


شکل (۹): احتمال فروریزش ساختمان‌های نامنظم در شدت زلزله MCE.



شکل (۱۰): احتمال فروریزش ساختمان‌های منظم در شدت زلزله MCE.

$$\beta_{total} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (12)$$

که  $\hat{S}_{CT}$  میان‌ه شدت‌های طیفی فروریزش است که نشان‌دهنده‌ی شدت طیفی‌ای است که در آن نیمی از رکوردهای زلزله موجب فروریزش سازه می‌شوند.  $S_{MT}$  شدت طیفی مربوط به طیف زلزله MCE در دوره تناوب اصلی

و نامنظم آورده شده است [۲۴].

$$P_f = P(\text{collapse} | S_{MT}) = \left( \frac{\ln(S_{MT}) - \ln(\hat{S}_{CT} \times SSF)}{\beta_{total}} \right) \quad (10)$$

$$SSF = \exp \left[ \beta_1 (\bar{\varepsilon}_0(T) - \bar{\varepsilon}(T)_{records}) \right] \quad (11)$$

## ۵- ارزیابی سازه‌ها به روش FEMA-P695

عملکرد سازه‌ها در لحظه فروریزش با روش FEMA-P695 مورد ارزیابی قرار گرفت. هدف این مطالعه بررسی این موضوع است که آیا ساختمان‌های منظم و نامنظم طراحی شده با  $C_d$  های مختلف معیار پذیرش FEMA-P695 را برآورده می‌سازند؟ با استفاده از منحنی‌های IDA شدت طیفی فروریزش ( $S_{CT}$ ) سازه‌ها تحت ۴۴ رکورد زمین‌لرزه حوزه دور به دست آمد؛ سپس، میانه شدت‌های طیفی فروریزش ( $\hat{S}_{CT}$ ) که نشان‌دهنده‌ی شدتی است که در آن نیمی از رکوردهای زلزله موجب فروریزش سازه می‌شود، محاسبه گردید. همان‌طور که در رابطه (۱۳) ملاحظه می‌شود، حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده (ACMR) به صورت نسبت  $\hat{S}_{CT}$  به شدت طیفی مربوط به زلزله MCE در دوره تناوب اصلی سازه ( $S_{MT}$ ) تعریف می‌شود که به منظور در نظر گرفتن محتوای فرکانسی مجموعه رکوردهای زلزله در ضریب شکل طیفی (SSF) ضرب شده است. این ضریب بر حسب زمان تناوب و نسبت شکل‌پذیری ( $\mu_T$ ) سازه تعیین می‌شود [۲۴]:

$$ACMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \times SSF \quad (13)$$

سپس ACMR محاسبه شده با ACMR مجاز مقایسه شد که در جدول (۳) نشان داده شده است. برای برآورده شدن معیارهای پذیرش، میانگین ACMR برای هر گروه از ساختمان‌ها باید از ۲۰ درصد احتمال فروریزش تحت زلزله MCE بیشتر باشد. همچنین، برای هر یک از ساختمان‌ها باید از ۱۰ درصد احتمال فروریزش تحت زلزله MCE بیشتر باشد. در این مطالعه، مقدار ACMR مجاز ۲۰ درصد و ۱۰ درصد با استفاده از جداول ۲ تا ۷ دستورالعمل FEMA-P695 به ترتیب برابر با ۱/۵۶ و ۱/۹۶ به دست آمد.

در جداول (۳) و (۴)، پارامترهای به دست آمده از روش FEMA-P695 برای ساختمان‌های منظم و نامنظم طراحی شده با  $C_d$  های مختلف ارائه شده است. با توجه به جدول (۳) مشاهده می‌شود که ساختمان‌های طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۴ و ۵ که

سازه (T)<sup>۱۵</sup> است. SSF ضریب شکل طیفی، برای در نظر گرفتن شکل طیفی رکوردهای زمین‌لرزه و  $\beta_{total}$  عدم قطعیت کلی در ارزیابی فروریزش سازه‌ها است. مقدار SSF با استفاده از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود که در آن  $\bar{\epsilon}_0(T)$  مقدار اپسیلون مورد انتظار است که برای منطقه با خطر لرزه‌ای خیلی زیاد برابر با ۱/۵ و  $\bar{\epsilon}(T)_{records}$  مقدار اپسیلون متوسط برای مجموعه رکوردهای زمین‌لرزه و  $\beta_1$  که به ظرفیت تغییر مکان غیر الاستیک سازه بستگی دارد به ترتیب مطابق با روابط B-1 و B-3 در FEMA-P695 محاسبه می‌گردند [۲۴]. در رابطه (۱۲) مؤلفه‌های  $\beta_{total}$  شامل  $\beta_{MDL}$ ،  $\beta_{TD}$ ،  $\beta_{DR}$ ،  $\beta_{RTR}$  هستند که عدم قطعیت رکورد به رکورد، عدم قطعیت الزامات طراحی، عدم قطعیت داده‌های آزمایشگاهی و عدم قطعیت مدل‌سازی می‌باشند که در این مطالعه به ترتیب ۰/۲، ۰/۲، ۰/۲ و ۰/۴ در نظر گرفته شده‌اند.

مطابق با ضوابط ASCE/SEI-7-10، احتمال فروریزش سازه‌های با سطح خطر I و II تحت زلزله MCE نباید از مقدار ۱۰ درصد فراتر رود [۱]. در شکل (۹) مشاهده می‌شود که در ساختمان‌های منظم طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۵/۵ احتمال فروریزش همه ساختمان‌ها به جز ساختمان ۲۵ طبقه بیشتر از ۱۰ درصد است؛ بنابراین مقدار  $C_d$  ارائه شده توسط آیین‌نامه برای قاب خمشی فولادی ویژه ( $C_d = 5/5$ ) عملکرد لرزه‌ای مناسبی نداشت. همچنین مشاهده شد که احتمال فروریزش ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه که به ترتیب با  $C_d$  برابر با ۸، ۷، ۷، ۶ و ۵ طراحی شده‌اند، کمتر از ۱۰ درصد و قابل قبول هستند. در شکل (۱۰) احتمال فروریزش ساختمان‌های نامنظم آورده شده است که این مقادیر نسبت به ساختمان‌های منظم کمتر هستند زیرا طراحی و کنترل دررفت ساختمان‌های نامنظم با ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه دینامیکی انجام می‌شود. احتمال فروریزش ساختمان‌های نامنظم ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه که به ترتیب با  $C_d$  برابر با ۷، ۷، ۵/۵، ۵/۵ و ۴ طراحی شده‌اند، کمتر از ۱۰ درصد و قابل قبول هستند.

نشان‌دهنده‌ی عملکرد لرزه‌ای رضایت‌بخشی در ساختمان‌های کوتاه مرتبه طراحی شده با  $C_d = 5/5$  نبود. در ساختمان‌های طراحی شده با  $C_d = 6$  علاوه بر ساختمان ۲۵ طبقه، ساختمان ۲۰ طبقه نیز معیار  $ACMR, 20\%$  را برآورده می‌نماید. همچنین، در ساختمان‌های طراحی شده با  $C_d = 7$  تنها در ساختمان ۵ طبقه مقدار  $ACMR$  کمتر از مقدار مجاز  $ACMR, 20\%$  است که نشان‌دهنده‌ی نیاز جدی به اصلاح مقادیر  $C_d$  در ساختمان‌های کوتاه مرتبه است. مقدار  $ACMR$  در تمامی ساختمان‌های طراحی شده با  $C_d = 8$  از مقدار مجاز  $ACMR, 20\%$  بیشتر بود.

جدول (۴) نشان می‌دهد که در ساختمان‌های نامنظم طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۴ و ۵، تنها ساختمان ۲۵ طبقه نیز معیار  $ACMR, 20\%$  را برآورده می‌نماید. همچنین، در  $C_d$  برابر با ۵/۵ و ۶، ساختمان‌های ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه و در  $C_d$  برابر با ۷ و ۸ در همه ساختمان‌ها مقدار  $ACMR$  از مقدار  $ACMR, 20\%$  بیشتر بود.

کمتر از  $C_d$  ارائه شده توسط آیین‌نامه ASCE/SEI-7-10 هستند، بدترین عملکرد را داشتند. این ساختمان‌ها کمترین مقدار  $ACMR$  را دارند و در همه مدل‌ها به جز سازه  $25S/Cd5$  مقدار  $ACMR$  از مقدار مجاز  $ACMR, 20\%$  کمتر بود. البته لازم به ذکر است که در ساختمان  $25S/Cd5$  اندکی طراحی دست بالا رخ داده به این دلیل که در ساختمان ۲۵ طبقه طراحی بر اساس مقاومت، به‌ویژه در طبقات پایین‌تر حاکم بوده و مقدار تغییر مکان جانبی نسبی در این طبقات کمتر از تغییر مکان جانبی نسبی مجاز (که بر اساس  $C_d = 5/0$  محاسبه شده) گردید؛ بنابراین استفاده از  $C_d$  های کمتر از  $5/5$  برای ساختمان‌های با ارتفاع مختلف عملکرد قابل قبولی را در روش ارزیابی FEMA-P695 نشان نداد. در بین ساختمان‌هایی که با  $C_d = 5/5$  طراحی شده‌اند، تنها ساختمان ۲۵ طبقه معیار  $ACMR, 20\%$  را برآورده می‌نماید و در سایر ساختمان‌ها مقدار  $ACMR$  کمتر از مقدار مجاز  $ACMR, 20\%$  است که

جدول (۳): ارزیابی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی ویژه منظم با استفاده از روش FEMA-P695

Pass/ Fail	ACMR	SSF	CMR	S <sub>CT</sub>	S <sub>MT</sub>	T <sub>1</sub> (ثانیه)	Pass/ Fail	ACMR	SSF	CMR	S <sub>CT</sub>	S <sub>MT</sub>	T <sub>1</sub> (ثانیه)	ساختمان
C <sub>d</sub> = 5/0							C <sub>d</sub> = 4/0							
Fail	1/03	1/355	0/759	0/639	0/842	1/07	Fail	0/79	1/28	0/621	0/523	0/842	1/07	طبقه ۵
Fail	1/19	1/319	0/9	0/435	0/484	1/86	Fail	0/89	1/36	0/654	0/316	0/484	1/86	طبقه ۱۰
Fail	1/42	1/331	1/065	0/372	0/35	2/57	Fail	1/04	1/32	0/789	0/276	0/35	2/57	طبقه ۱۵
Fail	1/63	1/342	1/213	0/337	0/278	3/24	Fail	1/35	1/37	0/989	0/275	0/278	3/24	طبقه ۲۰
Pass	2/2	1/365	1/612	0/375	0/232	3/87	Fail	1/67	1/36	1/224	0/284	0/232	3/87	طبقه ۲۵
Fail	1/49	---	---	---	---	---	Fail	1/15	---	---	---	---	---	میانگین
C <sub>d</sub> = 6/0							C <sub>d</sub> = 5/5							
Fail	1/26	1/348	0/931	0/784	0/842	1/07	Fail	1/07	1/37	0/783	0/66	0/842	1/07	طبقه ۵
Fail	1/67	1/349	1/236	0/598	0/484	1/86	Fail	1/58	1/37	1/152	0/557	0/484	1/86	طبقه ۱۰
Fail	1/8	1/314	0/368	0/478	0/35	2/57	Fail	1/78	1/37	1/301	0/455	0/35	2/57	طبقه ۱۵
Pass	2/05	1/339	1/527	0/424	0/278	3/24	Fail	1/83	1/36	1/348	0/375	0/278	3/24	طبقه ۲۰
Pass	2/4	1/329	1/808	0/42	0/232	3/87	Pass	2/11	1/37	1/545	0/359	0/232	3/87	طبقه ۲۵
Pass	1/83	---	---	---	---	---	Pass	1/67	---	---	---	---	---	میانگین
C <sub>d</sub> = 8/0							C <sub>d</sub> = 7/0							
Pass	2/83	1/4	2/023	1/703	0/842	1/07	Fail	1/85	1/37	1/353	1/14	0/842	1/07	طبقه ۵
Pass	2/61	1/407	1/857	0/898	0/484	1/86	Pass	1/98	1/35	1/463	0/707	0/484	1/86	طبقه ۱۰
Pass	2/64	1/318	2/004	0/701	0/35	2/57	Pass	2/08	1/31	1/581	0/553	0/35	2/57	طبقه ۱۵
Pass	2/71	1/296	2/09	0/581	0/278	3/24	Pass	2/53	1/38	1/831	0/509	0/278	3/24	طبقه ۲۰
Pass	2/87	1/288	2/228	0/518	0/232	3/87	Pass	2/68	1/31	2/042	0/475	0/232	3/87	طبقه ۲۵
Pass	2/73	---	---	---	---	---	Pass	2/22	---	---	---	---	---	میانگین

**جدول (۴): ارزیابی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی ویژه نامنظم با استفاده از روش FEMA-P695.**

Pass/ Fail	ACMR	SSF	CMR	S <sub>CT</sub>	S <sub>MT</sub>	T <sub>1</sub> (ثانیه)	Pass/ Fail	ACMR	SSF	CMR	S <sub>CT</sub>	S <sub>MT</sub>	T <sub>1</sub> (ثانیه)	ساختمان
$C_d = 5/0$							$C_d = 4/0$							
Fail	۱/۱۳	۱/۳۶۴	۰/۸۳	۰/۶۹۹	۰/۸۴۲	۱/۰۷	Fail	۰/۸۷	۱/۲۸۳	۰/۶۷۶	۰/۵۶۹	۰/۸۴۲	۱/۰۷	MI- طبقه ۵
Fail	۱/۴۷	۱/۳۴۹	۱/۰۹۱	۰/۵۲۸	۰/۴۸۴	۱/۸۶	Fail	۰/۹۹	۱/۵۳۵	۰/۷۳۳	۰/۳۵۵	۰/۴۸۴	۱/۸۶	MI- طبقه ۱۰
Fail	۱/۵۵	۱/۳۲۹	۱/۱۶۶	۰/۴۰۸	۰/۳۵	۲/۵۷	Fail	۱/۱۹	۱/۳۴۱	۰/۸۸۵	۰/۳۰۹	۰/۳۵	۲/۵۷	MI- طبقه ۱۵
Fail	۱/۸۲	۱/۳۱۵	۱/۳۸۸	۰/۳۸۶	۰/۲۷۸	۳/۲۴	Fail	۱/۷۶	۱/۳۹۴	۱/۲۶۱	۰/۳۵	۰/۲۷۸	۳/۲۴	MI- طبقه ۲۰
Pass	۲/۰۱	۱/۳۴۱	۱/۴۹۸	۰/۳۴۸	۰/۲۳۲	۳/۸۷	Pass	۲/۰۱	۱/۳۸۱	۱/۴۵۷	۰/۳۳۹	۰/۲۳۲	۳/۸۷	MI- طبقه ۲۵
Pass	۱/۶	---	---	---	---	---	Fail	۱/۳۶	---	---	---	---	---	میانگین
$C_d = 6/0$							$C_d = 5/5$							
Fail	۱/۵	۱/۳۴۵	۱/۱۱۶	۰/۹۴	۰/۸۴۲	۱/۰۷	Fail	۱/۲	۱/۳۷۲	۰/۸۷۳	۰/۷۳۵	۰/۸۴۲	۱/۰۷	MI- طبقه ۵
Fail	۱/۸۴	۱/۳۵۴	۱/۳۶۲	۰/۶۵۹	۰/۴۸۴	۱/۸۶	Fail	۱/۵۸	۱/۳۴۲	۱/۱۷۶	۰/۵۶۹	۰/۴۸۴	۱/۸۶	MI- طبقه ۱۰
Fail	۱/۹۱	۱/۳۰۹	۱/۴۶	۰/۵۱	۰/۳۵	۲/۵۷	Pass	۲	۱/۳۶۲	۱/۴۶۸	۰/۵۱۳	۰/۳۵	۲/۵۷	MI- طبقه ۱۵
Pass	۲/۳۴	۱/۳۳	۱/۷۵۸	۰/۴۸۹	۰/۲۷۸	۳/۲۴	Pass	۲/۲	۱/۳۸۴	۱/۵۸۷	۰/۴۴۱	۰/۲۷۸	۳/۲۴	MI- طبقه ۲۰
Pass	۲/۵۲	۱/۳۳۴	۱/۸۹	۰/۴۳۹	۰/۲۳۲	۳/۸۷	Pass	۲/۵۴	۱/۳۶۱	۱/۸۶۹	۰/۴۳۴	۰/۲۳۲	۳/۸۷	MI- طبقه ۲۵
Pass	۲/۰۲	---	---	---	---	---	Pass	۱/۹	---	---	---	---	---	میانگین
$C_d = 8/0$							$C_d = 7/0$							
Pass	۳/۶۹	۱/۴۰۱	۲/۶۳۶	۲/۲۲	۰/۸۴۲	۱/۰۷	Pass	۲/۱۹	۱/۳۹۶	۱/۵۷	۱/۳۲۲	۰/۸۴۲	۱/۰۷	MI- طبقه ۵
Pass	۲/۶۵	۱/۳۸۱	۱/۹۱۷	۰/۹۲۷	۰/۴۸۴	۱/۸۶	Pass	۲/۲۵	۱/۳۶۴	۱/۶۴۸	۰/۷۹۷	۰/۴۸۴	۱/۸۶	MI- طبقه ۱۰
Pass	۲/۸۷	۱/۳۳۶	۲/۱۴۵	۰/۷۵	۰/۳۵	۲/۵۷	Pass	۲/۳۴	۱/۳۰۴	۱/۷۹۲	۰/۶۲۷	۰/۳۵	۲/۵۷	MI- طبقه ۱۵
Pass	۲/۸۶	۱/۲۸۴	۲/۲۳	۰/۶۱۹	۰/۲۷۸	۳/۲۴	Pass	۲/۶۳	۱/۳۰۴	۲/۰۱۷	۰/۵۶	۰/۲۷۸	۳/۲۴	MI- طبقه ۲۰
Pass	۲/۹۱	۱/۳۰۳	۲/۲۳	۰/۵۱۸	۰/۲۳۲	۳/۸۷	Pass	۲/۶	۱/۲۹۷	۲/۰۰۴	۰/۴۶۶	۰/۲۳۲	۳/۸۷	MI- طبقه ۲۵
Pass	۲/۹۹	---	---	---	---	---	Pass	۲/۴	---	---	---	---	---	میانگین

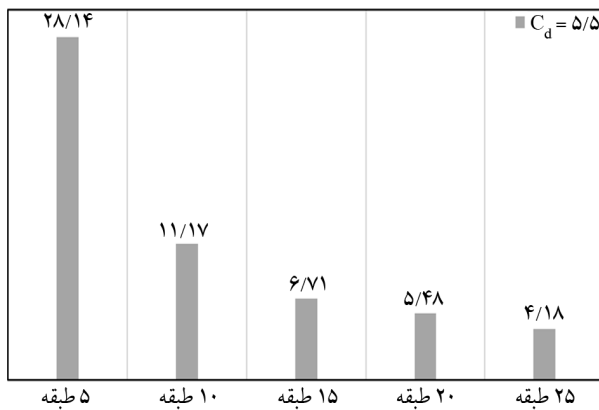
بر اساس نتایج به دست آمده روابط (۱۴) و (۱۵) به ترتیب برای اصلاح ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان قاب خمشی فولادی ویژه منظم و نامنظم جرمی در نظر گرفته شده در این مطالعه، ارائه گردید که از ضرب این ضریب اصلاح در  $C_d = 5/5$ ، مقدار  $C_d$  اصلاح شده محاسبه می‌گردد. لازم به ذکر است که مقدار  $C_d$  حداکثر برابر با ضریب اصلاح پاسخ سازه ( $R = 8$ ) و مقدار  $C_d$  حداقل برابر با ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان آیین‌نامه ( $C_d = 5/5$ ) در نظر گرفته شده است.

$$\phi = 1.75 - 0.031x \quad (14)$$

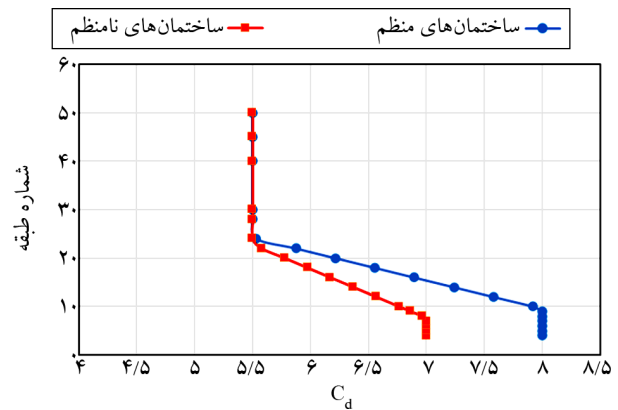
$$\phi = 1.41 - 0.018x \quad (15)$$

که  $\phi$  ضریب اصلاح  $C_d$  و  $x$  تعداد طبقات ساختمان است. در شکل (۱۱) ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان اصلاح شده با استفاده از ضریب  $\phi$  بر حسب تعداد طبقات ساختمان نشان داده شده است.

مقایسه مقادیر ACMR در روش FEMA-P695 در ساختمان‌های منظم و نامنظم نشان می‌دهد که ساختمان‌های کوتاه مرتبه بدترین عملکرد را داشتند و در نظر گرفتن  $C_d = 5/5$  برای طراحی ساختمان‌های کوتاه مرتبه منجر به عملکرد لرزه‌ای قابل قبولی نمی‌گردد. همچنین، مقایسه نتایج به دست آمده از روش FEMA-P695 با احتمال فروریزش سازه‌ها مطابقت داشته و به این ترتیب می‌توان برای طراحی هر یک از ساختمان‌ها کمترین مقدار  $C_d$  را که در آن احتمال فروریزش سازه کمتر از ۱۰ درصد است و معیار 20% ACMR نیز برآورده می‌گردد، ارائه کرد و بر اساس  $C_d$  به دست آمده مقدار  $C_d$  ارائه شده در آیین‌نامه ( $C_d = 5/5$ ) را به منظور بهبود عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه منظم و نامنظم اصلاح کرد. به عنوان مثال در ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه منظم این مقدار به ترتیب ۸ و ۶ و در ساختمان‌های ۵ و ۲۰ طبقه نامنظم این مقدار به ترتیب ۷ و ۵/۵ هستند.



شکل (۱۲): احتمال فروریزش ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE/SEI-7-16 در شدت زلزله MCE.



شکل (۱۱): ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان اصلاح شده در ساختمان‌های منظم و نامنظم جرمی.

جدول (۵): ارزیابی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE/SEI-7-16 با استفاده از روش FEMA-P695.

Pass/ Fail	Accept. ACMR	ACMR	SSF	CMR	$\hat{S}_{CT}$	SMT	زمان (ثانیه)	ساختمان
$C_d = 5/5$								
Fail	۱/۹۶	۱/۳۳	۱/۳۳۸	۰/۹۹۴	۰/۸۳۷	۰/۸۴۲	۱/۰۶۹	5S/Cd5.5-ASCE16
Fail	۱/۹۶	۱/۹۰	۱/۳۷۰	۱/۳۹۰	۰/۶۷۲	۰/۴۸۴	۱/۸۶۱	10S/Cd5.5-ASCE16
Pass	۱/۹۶	۲/۲۳	۱/۳۵۷	۱/۶۴۵	۰/۵۷۵	۰/۳۵۰	۲/۵۷۴	15S/Cd5.5-ASCE16
Pass	۱/۹۶	۲/۳۳	۱/۳۸۱	۱/۶۸۹	۰/۴۶۹	۰/۲۷۸	۳/۲۴۰	20S/Cd5.5-ASCE16
Pass	۱/۹۶	۲/۵۰	۱/۳۱۳	۱/۹۰۲	۰/۴۴۲	۰/۲۳۲	۳/۸۷۳	25S/Cd5.5-ASCE16
Pass	۱/۵۶	۲/۰۶	---	---	---	---		میانگین

سوی دیگر، وزن قاب‌های ۲۰ و ۲۵ طبقه طراحی شده در این بخش با وزن قاب‌های ۲۰ و ۲۵ طبقه طراحی شده مطابق با ASCE/SEI-7-10 و  $C_d$  های اصلاح شده با رابطه (۱۴)، به‌طور میانگین ۱۳ درصد افزایش یافته که حاکی از این مطلب است که افزایش نسبت برش پایه‌ها راه‌حل مناسبی برای بهبود عملکرد سازه‌ها در لحظه فروریزش نیست.

## ۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی منظم و نامنظم جرمی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مورد مطالعه قرار گرفت. شش گروه ساختمان با مقادیر  $C_d$  برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ با ارتفاع‌های مختلف (۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه) طراحی شدند. عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و روش

## ۶- مقایسه عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE/SEI-7-16

آیین‌نامه ASCE/SEI-7-16 برای بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش احتمال فروریزش در سازه‌های طراحی شده با استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی، هم‌پایه‌سازی برش پایه دینامیکی را با ۱۰۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه دینامیکی در مرحله طراحی و نیز کنترل دررفت لازم می‌داند. در ادامه به‌منظور مقایسه روش طراحی ASCE/SEI-7-16 با ASCE/SEI-7-10، ساختمان‌های مورد بررسی بار دیگر با ضوابط ASCE/SEI-7-16 و با  $C_d = 5/5$  طراحی گردیدند. احتمال فروریزش و نتایج تحلیل‌های IDA در شکل (۱۲) و جدول (۵) آورده شده است. مقادیر  $P_f$  در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه همچنان بیشتر از ۱۰ درصد است، بنابراین افزایش نسبت برش پایه‌ها تأثیر مثبتی بر عملکرد ساختمان‌های کوتاه و میان‌رتبه نشان نمی‌دهد. از

به عبارت دیگر،  $C_d$  های کمتر از ۵/۵ برای هیچ کدام از ساختمان‌ها و  $C_d$  برابر با ۵/۵ برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه کافی نیستند؛ بنابراین، به منظور ارتقا عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها ضریب اصلاح  $C_d$  ( $\phi$ ) برای ساختمان‌های منظم و نامنظم ارائه گردید.

۴. افزایش نسبت برش پایه‌ها در تحلیل طیفی ساختمان‌ها که رویکرد اتخاذ شده توسط ASCE/SEI-7-16 برای کاهش احتمال فروریزش سازه‌هاست به نتایج مطلوبی منجر نمی‌شود. ۵. اگرچه نتایج در حیطه سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه ارائه گردیده اما روش اتخاذ شده قابل تعمیم به سایر سیستم‌های سازه‌ای مانند قاب‌های مهاربندی، کمانش ناپذیر و نیز قاب خمشی بتنی به منظور گسترش نتایج پژوهش می‌باشد.

### مراجع

- ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers, Reston.
- Samimifar, M., Oskouei, A.V., and Rofooei, F.R. (2015) Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames. *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, **14** (2), 373-384.
- Özkılıç, Y.O., Bozkurt, M.B., and Topkaya, C. (2018) Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology. *J. Constr. Steel Res.*, **151**, 41-57.
- Formisano, A., Landolfo, R., and Mazzolani, F.M. (2015) Robustness assessment approaches for steel framed structures under catastrophic events. *Comput. Struct.*, **147**, 216-228.
- Beatrice, F., Formisano, A., Generoso, V., and Mazzolani, F.M. (2018) Numerical study on Moment Resisting Frames under monotonic and cyclic loads. *Key Eng. Mater.*, **763**, 625-632.
- Louzai, A. and Abed, A. (2015) Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. *Bull. Earthq. Eng.*, **13**(6), 1773-1793.

FEMA-P695 بررسی شد. مدل‌های اجزای محدود ساختمان‌ها توسط نرم‌افزار OpenSees ساخته شد و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و IDA قرار گرفتند. نتایج عددی و منحنی‌های به دست آمده برای استخراج پارامترهای مورد نیاز و برآورد رفتار هر گروه از سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد:

۱. با توجه به نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده شد که به طور کلی با افزایش  $C_d$ ، ظرفیت جذب انرژی در سازه نیز افزایش یافته، البته این افزایش در ساختمان‌های منظم و نامنظم کوتاه مرتبه بسیار قابل توجه است؛ در حالی که در ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه چندان محسوس نیست. از سوی دیگر، با افزایش  $C_d$  تغییر مکان نهایی ( $\delta_{II}$ ) به ویژه در ساختمان‌های بلندمرتبه کاهش یافت.

۲. با توجه به احتمال فروریزش سازه‌ها ( $P_f$ ) در شدت طیفی زلزله MCE در ساختمان‌های منظم و نامنظم جرمی،  $C_d$  برابر با ۴ و ۵ که از مقدار  $C_d$  آیین‌نامه کمتر هستند، برای طراحی ساختمان‌ها پیشنهاد نمی‌گردد. همچنین،  $P_f$  در ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه طراحی شده با  $C_d = 5/5$ ، از مقدار مجاز ۱۰ درصد بیشتر بوده و قابل قبول نیستند؛ بنابراین می‌توان گفت که مقدار  $C_d$  ارائه شده در ASCE/SEI-7-10 برای قاب خمشی فولادی ویژه ( $C_d = 5/5$ ) عملکرد لرزه‌ای مناسبی برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه در هر دو حالت منظم و نامنظم جرمی ندارد.

۳. نتایج به دست آمده از روش FEMA-P695 تا حد زیادی با مقادیر  $P_f$  سازه‌ها مطابقت داشته و آنها را تأیید کرد. پارامتر مهم این روش ACMR است که در ساختمان‌های منظم و نامنظم طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۴ و ۵ مقدار مجاز ACMR20% را برآورده نساخت. در ساختمان‌های منظم طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۵/۵، تنها مقدار ACMR ساختمان ۲۵ طبقه، بیشتر از ACMR20% است. در ساختمان‌های نامنظم طراحی شده با  $C_d$  برابر با ۵/۵، مقدار ACMR ساختمان‌های ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه بیشتر از ACMR20% است؛



18. Mahmoudi, M. and Jalili Sadr Abad, M. (2021) Assessment on the deflection amplification factor of steel buckling-restrained bracing frames. *Adv. Struct. Eng.*, **25**(2), 231-246.
19. AISC (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10*. American Institute for Steel Construction, Chicago.
20. Zareian, F., Lignos, D., and Krawinkler, H. (2010) *Evaluation of Seismic Collapse Performance of Steel Special Moment Resisting Frames Using FEMA P695 (ATC-63) Methodology*. Structural Congress.
21. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005) *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 152*. Stanford Univ., Berkeley.
22. Lignos, D. and Krawinkler, H. (2011) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *J. Struct. Eng.*, **137**(11), 1291-1302.
23. Lignos, D. (2008) *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 177. Stanford University, Berkeley.
24. FEMA (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors, Report FEMA P695*. Federal Emergency Management Agency, Washington.
25. Elkady, A. (2016) *Collapse Risk Assessment of Steel Moment Resisting Frames Designed with Deep Wide-Flange Columns in Seismic Regions*. McGill University, Doctoral Thesis, 1-481.
26. Asghari, A. and Saharkhizan, S. (2019) Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *J. Constr. Steel Res.*, **154**, 161-176.
27. Vamvatsikos, D. and Cornell, A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **31**(3), 491-514.
28. Vamvatsikos, D. and Cornell, A. (2005) *Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 151. Stanford University, Berkeley.
7. Kusyilmaz, A. and Topkaya, C. (2014) Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthq. Eng. Struct. Dynam.*, **44**(6), 167-184.
8. Miranda, E. (2000) Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. *J. Struct. Eng.*, **126**, 1150-1159.
9. Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2006) Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **35**(6), 679-694.
10. Miranda, E. and Ruiz-garca, J. (2002) Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **560** (January 2001), 539-560.
11. Chopra, A. and Chintanapakdee, C. (2004) Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-degree-of-freedom bilinear systems. *J. Struct. Eng.*, **130**(9), 1309-1319.
12. Chikh, B., Laouami, N., Mebarki, A., Leblouba, M., Mehani, Y., Kibboua, A., Hadid, M., and Benouar, D. (2017) Seismic structural demands and inelastic deformation ratios: Sensitivity analysis and simplified models. *Earthq. Struct.*, **13**(1), 59-66.
13. Mechaala, A., Benazouz, C., Zedira, H., Mehani, Y. and Guezouli, S. (2019) Higher modes contribution for estimating the inelastic deformation ratios and seismic demands of structures. *J. Mech. Sci. Technol.*, **33**(2), 591-601.
14. Uang, C. (1991) Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions. *J. Struct. Eng.*, **117**(1), 19-28.
15. Uang, C. and Maarouf, A. (1995) Deflection amplification factor for seismic design provisions. *J. Struct. Eng.*, **120**(8), 2423-2436.
16. Kusyilmaz, A. and Topkaya, C. (2014) Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthq. Eng. Struct. Dynam.*, **44**(6), 167-184.
17. Kusyilmaz, A. and Topkaya, C. (2016) Evaluation of seismic response factors for EBFs using FEMA P695 methodology. *Earthq. Spectra*, **32**(1), 303-321.

29. Baker, J.W. (2007) Measuring bias in structural response caused by ground motion scaling. *Pacific Conf. Earthq. Eng.*

### واژه‌نامه

- ۱- ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان  
Deflection Amplification Factor
- ۲- یک درجه آزادی (SDOF)  
Single Degree of Freedom
- ۳- قاب‌های مهاربندی واگرا  
Eccentrically Braced Frame (EBF)
- ۴- قاب‌های فولادی کمانش‌ناپذیر  
Buckling Restrained Brace (BRB)
- ۵- قاب‌های خمشی فولادی ویژه  
Special Moment Resisting Frame (SMRF)
- ۶- نامنظمی جرمی  
Mass Irregularity
- ۷- دینامیکی افزایشی  
Incremental Dynamic Analysis (IDA)
- ۸- سن خوزه کالیفرنیا  
San Jose, California
- ۹- خاک سخت  
Stiff Soil
- ۱۰- خطر لرزه‌خیزی زیاد  
High Seismic Vulnerability
- ۱۱- ایبارا-مدینا-کراوینکلر  
Modified Ibarra-Medina-Krawinkler  
اصلاح شده
- ۱۲- معیار خسارت  
Damage Measure (DM)
- ۱۳- معیار شدت  
Intensity Measure (IM)
- ۱۴- زلزله سطح خطر  
Maximum Credible Earthquake (MCE)
- ۱۵- دوره تناوب اصلی سازه  
Fundamental Period (T)

## Evaluation of Displacement Amplification Factor of Regular and Irregular Steel Moment Frames Using FEMA P695 Methodology

Seyedeh Maryam Hosseini<sup>1\*</sup> and Farzaneh Hamed<sup>2</sup>

1. Ph.D. Graduate of Structural Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran,

\*Corresponding Author, email: m.hosseini<sup>1</sup>@edu.ikiu.ac.ir

2. Assistant Professor, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

In recent decades, several destructive earthquakes resulted in extensive structural and non-structural damage in structures, which was produced by lateral displacements. Therefore, it reveals the necessity for the accurate estimation of the lateral displacement of structures in the design procedure.

Present seismic codes using structural overstrength and the ability of energy dissipation capacity of the structures allow a structure to be designed for reduced seismic design forces with force reduction factor. As a result of this, the response of the structure lies beyond the elastic region in the event of strong ground motions; thus, simple linear analyses procedures fail to predict the structure deformations accurately. On the other hand, due to complexity and time consuming nonlinear dynamic analysis, this type of analysis has not been acknowledged as an applicable method for structural engineers. Efforts in the direction of finding a procedure to estimate the maximum lateral inelastic displacement began years ago.

According to present seismic design provisions, displacement amplification factor ( $C_d$ ) is being applied to elastic lateral displacements in order to assess inelastic displacements due to ground motions. Although, the factor of  $C_d$  in the codes are not in accordance with the actual behavior of the structure, the empirical does, based on the structural performance observed in the past earthquakes and should be corrected according to the effect of height and number of stories. In this paper, the effect of  $C_d$  on seismic performance of steel special moment frames is evaluated. In this regard, six types of buildings are designed with different values of  $C_d$  (i.e., 4, 5, 5.5, 6, 7, and 8); and, in order to investigate low to high-rise buildings, 5 heights (i.e., 5-, 10-, 15-, 20- and 25-stories) are considered in two regular and irregular states. Irregularity is considered to be a mass irregularity in the first floor, so that the mass of the first floor is 50% higher than the mass of the adjacent floor. The numerical finite element models are developed in OpenSEES software. Incremental dynamic analysis (IDA) and nonlinear static analysis are performed to quantify structures' seismic performance; Nonlinear static analyzes are performed to determine overstrength and ductility factors of buildings. Also, the effect of earthquakes on buildings is investigated using incremental dynamic analysis that is accomplished with 22 far-field earthquake record pairs proposed in FEMA P695. Eventually, the effect of different values of  $C_d$  on seismic performance of the buildings are quantified and investigated using FEMA P695 methodology and fragility curves in terms of the adjusted collapse margin ratio (CMR) and the probability of collapse ( $P_f$ ).

The results demonstrate that the probability of collapse ( $P_f$ ) of short and medium-rise buildings with  $C_d$  equal to 5.5 is higher than 10%, which is the targeted value of  $P_f$  according to design codes; therefore, considering  $C_d$  equal to 5.5 in the design of these buildings does not provide real displacement and leads to underestimated design of buildings. In irregular buildings, although the  $P_f$  values increased compared to regular buildings, a similar trend was observed in general. In short, the amount of  $C_d$  that leads to an acceptable performance of collapse in the structures is equal to 8, 8, 7, 6 and 5.5 in regular 5, 10, 15, 20 and 25 story buildings, respectively; moreover, similarly in 5, 10, 15, 20 and 25 story buildings with mass irregularity are equal to 7, 7, 6, 5.5 and 5.5, respectively. Based on these values, relations are proposed to correct the displacement amplification factor in regular and mass irregular steel special moment frames.

Also, comparison of Pf and weight of structures designed with ASCE 7-10 and ASCE 7-16 regulations revealed that design of structures according to ASCE 7-10 criteria with modified values of Cd that is presented in this paper will be economical in addition to achieve the intended collapse performance.

**Keywords:** Deflection amplification factor, Mass irregularity, Incremental dynamic analysis, FEMA-P695 methodology, Collapse probability.