

مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی متوسط بر اساس نسخه ۳ و ۴ آیین‌نامه زلزله ایران

مجید محمدی^{۱*}، فرناز علیزاد^۲

- ۱- دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
- ۲- کارشناس ارشد گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد غرب، تهران، ایران

m.mohammadigh@iiees.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۲۵

تاریخ دریافت ۱۳۹۹/۰۷/۲۹

چکیده

با پیشرفت علم و حصول یافته‌های جدید، به روز رسانی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای اجتناب‌ناپذیر است و بروز خسارات در ساختمان‌های طراحی شده با نسخه‌های قدیمی در زمین‌لرزه دور از انتظار نیست. بنابراین راهنمایی برای ارزیابی سریع ساختمان‌های موجود توسط سازمان مدیریت پیشنهاد شده است؛ هدف از نشریه ۳۶۴، بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در زمانی کوتاه و بدون صرف هزینه‌های ارزیابی تفصیلی است که سال طراحی و ساخت ساختمان و اینکه براساس کدام ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ساخته شده باشد، در این ارزیابی ولی با توجه به اینکه مؤثر استاین درحالی است که استاندارد ۲ زمان تدوین این آیین‌نامه، نسخه ۳ بود و در نشریه مزبور با عبارت «رعایت ویرایش دوم یا بالاتر ۲۸۰۰» بررسی می‌شود. با به روز شدن آیین‌نامه ۲۸۰۰ تحت عنوان ویرایش چهارم بوده، باید امتیاز ارزیابی ساختمان‌های طراحی شده با هر یک از ویرایش‌های سوم و چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به تفکیک تعیین شود. برای این منظور لازم است منحنی‌ها شکنندگی سازه‌های طراحی شده با هر یک از این دو ویرایش با یکدیگر مقایسه شوند. بنابراین در این تحقیق ابتدا سازه فولادی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای قاب خمشی متوسط، که از فراوانی زیادی در کشور برخوردارند، براساس نسخه‌های ۳ و ۴ استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و مدلسازی و منحنی شکنندگی آنها محاسبه و مقایسه شد. نتایج نشان داد در عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه اختلاف بین دو ویرایش سوم و چهارم بسیار ناچیز است اما در سطح عملکرد ایمنی جانی سازه‌های طراحی شده با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، البته به جز سازه‌ی ۳ طبقه در زلزله‌های حوزه دور، عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های طراحی شده با ویرایش سوم دارند. همچنین مشاهده شد که اختلاف بین دو ویرایش سوم و چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ در زلزله‌ی طرح بیشتر از زلزله‌ی نادر و در سطح عملکرد فروریزش بیشتر از سطح عملکرد ایمنی جانی است.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده، استاندارد ۲۸۰۰، ارزیابی سریع، سطح عملکرد

۱. مقدمه

تجربه و دانش بشر از علم زلزله به مراتب کمتر از عمر این پدیده است. در کنار شناخت ماهیت زلزله و چگونگی وارد کردن آن به ساختمان‌ها همواره خود ساختمان و سیستمی که مقاومت لازم در برابر قدرت ارتعاشات را داشته باشد نیز مورد توجه مهندسين سازه بوده است.

امروزه اهداف طراحی لرزه‌ای ساختمان در مسیر تکامل به طراحی براساس عملکرد لرزه‌ای سازه قرار گرفته است. یکی از ابزارهای مورد استفاده در ارزیابی خطرپذیری لرزه‌ای که رواج یافته، منحنی شکنندگی است. رسم و تولید منحنی‌های شکنندگی از سازه‌های تأسیسات هسته‌ای آغاز و در سال ۱۹۸۰ برای نیروگاه‌های هسته‌ای رسم شد [1]. سپس در سال ۱۹۹۳ این منحنی‌ها توسط کرچر و همکارانش برای سایر سازه‌ها توسعه داده شد [2]. بعد از زلزله نورث‌ریج (۱۹۹۴) توجه بیشتری به تخمین میزان خسارت سازه‌ها معطوف شد و مهندسين توجه بیشتری به پیش‌بینی میزان خسارت مالی سازه‌ها در زلزله‌های شدید نشان دادند. آناگنوس و همکاران در سال ۱۹۹۵ مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه دادند. در این تحقیق تمامی محاسبات لرزه‌ای بر مبنای ATC-13 انجام شد و این بار، محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی‌تری برای تحلیل شکنندگی محسوب می‌شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود و ایده‌های مناسبی برای استفاده از رکورد زلزله در این منحنی برای کارهای آینده ارائه داده شد [3]. در سال ۱۹۹۷ سینگهال و کایرمیدی جان، یک روش سیستماتیک برای بدست آوردن منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های قاب خمشی بتنی را پیشنهاد دادند [4]. در سال ۱۹۹۸ شینوزوکا روشی ارائه نمود که در آن تولید منحنی شکنندگی نسبت به کارهای قبلی از دقت بالایی برخوردار بود. در واقع این دقت بالا مستلزم انجام روشی آماری به عنوان ورودی نرم‌افزار و استفاده از تکنیک تحلیل دینامیکی غیرخطی بود [5]. در سال ۲۰۰۰ دومووا و جوانسکا تحلیل دینامیکی غیرخطی را برای سازه شماتیک ۶ طبقه قاب بتنی و ۱۶ طبقه

قاب بتنی با دیواربرشی انجام دادند. هر دو سازه را با ۲۴۰ شتاب نگاشت مصنوعی تحلیل لرزه‌ای نمودند. نتایج هم به صورت شاخص خسارت در مقابل شدت برای سطوح خسارت متفاوت و هم به صورت ماتریس احتمال خسارت نمایش داده شد [6]. در سال ۲۰۰۹، مطالعه‌ای توسط جوزف کارلو مارانو و همکاران روی منحنی شکنندگی‌های دو نوع سازه بتنی صورت گرفت. در این پژوهش، منحنی شکنندگی تحلیلی با استفاده از یک روش تحلیلی تصادفی و با استفاده از اطلاعات و داده‌های دستورالعمل HAZUS بدست آمد. نتایج حاصل نشان داد سازه‌های دارای طبقات بیشتر در مقابل تغییرات نوع خاک حساس‌تر هستند [7]. در سال ۲۰۱۰ بهروز عسگریان و همکاران، منحنی‌های شکنندگی سه ساختمان ۵ طبقه و دو ساختمان ۱۰ طبقه با سیستم‌های قاب خمشی فولادی معمولی، متوسط و ویژه را که براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران طراحی شدند، بدست آوردند. نتایج نشان داد، هیچ یک از قاب‌ها در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه از مقادیر مجاز تجاوز نکرده است. همچنین با توجه به سطح خطر لرزه‌ای منطقه و ناتوانی اتصالات قاب خمشی معمولی (از نقطه نظر طراحی)، این نوع قاب‌ها در برابر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی و دورانی از پایداری لازم در سطح عملکرد آستانه فروریزش برخوردار نیستند [8]. در سال ۲۰۱۸ ملک احمدی و بیرژندی به ارزیابی احتمالاتی ضوابط قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، که به روش حالت حدی آیین‌نامه ایران (مبحث دهم) طراحی شدند را با قاب‌های طراحی شده به روش تنش مجاز، مقایسه نمودند. نتایج نشان داد که سازه‌های طراحی شده به روش حدی رفتار سخت و تردتری نسبت به روش تنش مجاز دارد. همچنین روش حدی سازه‌های مفروض در هیچ یک از سطوح عملکردی، وضعیت بهتری ندارد و روش تنش مجاز برای سازه‌های مختلف در سطوح عملکرد مختلف منجر به بهبود میانه تابع شکنندگی تا ۱۱٪ شده است [9]. در سال ۲۰۱۷ لیندا آستریانا و همکاران، منحنی‌های شکنندگی را برای دو ساختمان با سیستم سازه‌ای قاب خمشی مقاوم و سیستم دوگانه بدست آوردند. معیار خسارت براساس HAZUS-MH MR5 [10] و ATC-40 [11] قرارداد شده. با مقایسه دو معیار خسارت، نشان

PGA بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف PGA یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی می‌شود.

برای نشان دادن احتمال شرطی، تجاوز پاسخ لرزه‌ای سازه (R) از حالات حدی عملکردی خاصی (ترک خوردگی، تسلیم، جابه‌جایی، شکاف، کمانش و فروریزش) که به Performance Limit State معروفند و وابسته به پارامتر معرف زمین لرزه، I است، از معادله (۱) استفاده می‌شود که توسط کورورا و بارون ارائه شده است [13].

$$\text{Fragility} = P\{R \geq r_{lim} | I\} \quad (1)$$

R: (پارامتر پاسخ تغییر شکل، نیرو، سرعت و ...)
 r_{lim} : حد آستانه پاسخ یا عملکرد سازه که به نوعی نشانگر خسارت آن است
 I: پارامتر معرف شدت زمین لرزه

۴. معرفی سازه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش از ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه در شهر تهران و روی خاک نوع ۳ استفاده شده است. در شکل (۱) ساختمان ۳ طبقه با ارتفاع ۳/۳ متر دارای ۳ دهانه ۵ متری در جهت X با سیستم ساختمانی قاب خمشی فولادی متوسط و ۴ دهانه ۵ متری در جهت Y با سیستم قاب ساختمانی ساده همراه با مهاربند همگرای معمولی نشان داده شده است. ارتفاع طبقات، طول دهانه‌ها و نوع سیستم سازه‌ای برای نمونه‌های ۵ و ۷ طبقه نیز به همین شکل است. قاب ساختمانی ساده با مهاربند در جهت Y، به منظور تعیین یک نماینده مناسب از قاب‌های خمشی ایجاد شده است تا ادامه کار یعنی تحلیل دینامیکی افزایشی در نرم‌افزار اپنسیس انجام شود. بنابراین از ۴ مهاربند ضربدری در دو دهانه‌ی کنار هم در قاب‌های پیرامونی جهت Y استفاده شد. هرکدام از ساختمان‌های فولادی یک بار با نسخه ۳ [14] و یک بار با نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ [15] و طراحی شدند. ۳، ۵ و ۷ (۱، ۲ و ۳) سپس تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) با نرم‌افزار opensees روی قاب‌های منتخب انجام شد. این سازه‌ها در ارتفاع و در پلان منظم و در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد هستند. طراحی ساختمان‌های مورد نظر (بر اساس ویرایش سوم و

دادند که HAZUS نسبت به ATC-40 پیش‌بینی حساس تری را با چهار سطح خسارت ارائه می‌نماید [12].

۲. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

یکی از جدیدترین انواع روش‌های تحلیل سازه، روش تحلیل دینامیکی افزایشی است که در آن از مفهوم دیرینه مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین و توسعه آن به روشی که بتوان به دقت کل محدوده رفتاری سازه از الاستیک تا ویرانی را پوشش داد، استفاده می‌شود. در این روش، مدل سازه تحت یک یا چند رکورد حرکت زمین که با سطوح شدت مختلف مقیاس شده‌اند قرار می‌گیرد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، یک یا چند منحنی از پاسخ سازه در مقابل سطوح شدت مختلف رکورد حاصل خواهد شد. در این منحنی‌ها کل محدوده رفتاری مدل تحت پوشش قرار می‌گیرد و در نهایت با تعریف حالات حدی و ترکیب نتایج با منحنی‌های تحلیل احتمالی به ارزیابی سازه‌ها پرداخته می‌شود. در پژوهش حاضر از بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان معیار اندازه‌گیری خسارت (DM) و از بیشینه شتاب زمین برای اندازه‌گیری شدت زلزله (IM) استفاده شده است. مراحل انجام تحلیل (IDA) به صورت زیر است:

- ۱) انتخاب یک روش مناسب برای به مقیاس در آوردن رکوردهای انتخابی.
- ۲) مدل‌سازی سازه مورد نظر با در نظرگیری رفتار غیرخطی آن.
- ۳) تعریف محدودیت‌های مربوط به سطوح عملکرد.
- ۴) استفاده از پاسخ‌ها برای بررسی رفتار سیستم.
- ۵)

۳. منحنی‌های شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای برحسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع سازه یا اجزای غیر سازه‌ای حساس به جابه‌جایی نسبی و اجزای غیر سازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله مانند بیشینه شتاب، بیشینه جابه‌جایی، بیشینه سرعت (PGV, PGD)

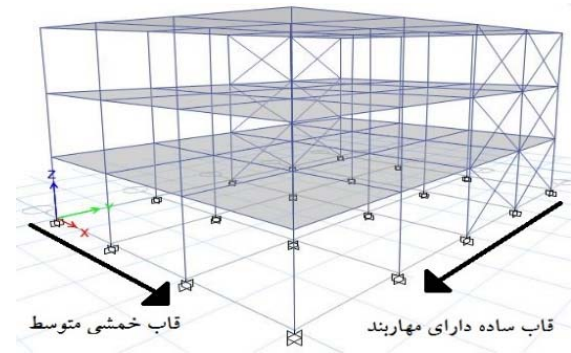
۵. مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees

مدل‌سازی قاب‌های منتخب و مفصل پلاستیک متمرکز آنها در نرم افزار opensees انجام گرفت. در این روش، محل از پیش تعیین شده‌ای برای بروز رفتار غیرخطی عضو در نظر گرفته می‌شود. در قاب‌های خمشی، این محل‌ها در انتهای تیرها و ستون‌ها هستند. برای تعریف مفصل، ابتدا در انتهای تیرها و ستون‌ها آزادسازی صورت گرفت که این کار با تعریف یک گره اضافی انجام شد. در مرحله بعد گره‌های آزاد شده به تعداد درجات آزادی که در اینجا سه درجه آزادی بدلیل دو بعدی بودن قاب‌ها است، با فنرهای کافی بسته شد. فنی که در درجه آزادی دورانی تعریف می‌شود در واقع هدف اصلی این روش مدل‌سازی است و بیانگر رفتار لنگر-دوران عضو می‌باشد. برای جلوگیری از تغییر شکل‌های نسبی گره‌های آزاد شده در درجات آزادی محوری و برشی فنرهایی با سختی بالا در این درجات آزادی تعریف شدند. سایر قسمت‌های تیر و ستون نیز به صورت الاستیک تعریف شد. برای تعیین مدل رفتاری غیرخطی مفاصل از مدل ایبارا-کراونیکلر که توسط لیگنوس با ایجاد تغییراتی برای تیرهای I شکل و ستون‌های باکس ارائه نمود، استفاده شده است [18]. برای تعریف رفتار ممان-انحنای مصالح تک محوری از نوع Bilin متناظر با مدل ایبارا-کراونیکلر استفاده شد [19]. همچنین برای مدل‌سازی المان‌های الاستیک از المان Elastic Beam Column Element with Stiffness Modifiers استفاده شده است [20]. برای درستی‌آزمایی که آن مشاهده می‌شود. ضمناً برای رفتار غیرخطی نیز درستی‌آزمایی شود

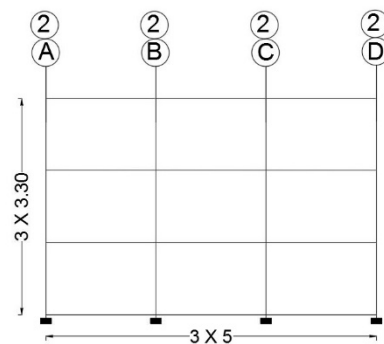
۶. رکوردهای انتخابی

از آنجا که منحنی IDA و به طور کلی پاسخ دینامیکی سیستم وابستگی زیادی به رکورد زلزله دارد بنابراین باید تعدادی رکورد زلزله مناسب انتخاب گردد تا محدوده پاسخ سازه را پوشش دهد. بدین منظور از زلزله‌های معرفی شده در FEMA-P695 استفاده می‌شود [21]. در جدول (۱) مجموعه‌ای از ۲۲ جفت زلزله دور از گسل که بزرگی آنها بین $6/5$ تا $7/6$ در مقیاس ریشتر و فاصله آنها بیش از ۱۰ کیلومتری گسل است، با ذکر نرانه به علاوه ۱۴ جفت زلزله نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ جفت زلزله نزدیک گسل با

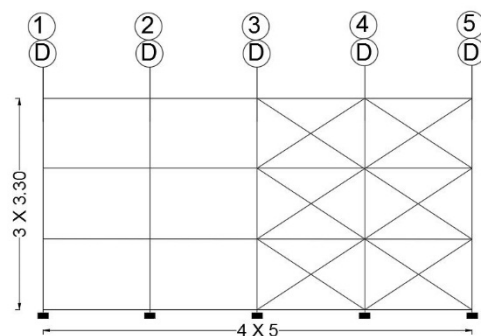
چهارم استاندارد (۲۸۰۰) به ترتیب بر اساس آیین‌نامه طراحی AISC-ASD89 (مطابق مبحث دهم سال ۱۳۸۷) [16] و AISC 360-05/LRFD (مطابق مبحث دهم سال ۱۳۹۲) [17] انجام شد. شکل ۱. ساختمان ۳ طبقه، الف) نمای سه بعدی، ب) قاب خمشی متوسط، ج) قاب ساده دارای مهاربند



(الف)



(ب)



(ج)

Fig. 1. 3 Story Structure, a) 3D View, b) Intermediate Moment Frame, C) Braced Frame

41	Loma Prieta	6.9	0.51	0.32
42	Erzincan. Turkey	6.7	0.49	0.38
43	Cape Mendocino	7	0.59	0.66
44	Landers	7.3	0.72	0.78
45	Northridge-01	6.7	0.87	0.47
46	Northridge-01	6.7	0.6	0.84
47	Kocaeli. Turkey	7.5	0.23	0.16
48	Chi-Chi. Taiwan	7.6	0.79	0.57
49	Chi-Chi. Taiwan	7.6	0.3	0.17
50	Duzce. Turkey	7.1	0.4	0.51

Table 1. Accelerated Specification

۷. ترسیم منحنی‌های شکنندگی

پس از استخراج نمودار IDA برای رکوردهای مفروض، منحنی شکنندگی هر ساختمان بدست آمد. در این تحقیق برای برآورد شدت از PGA (حداکثر شتاب رکورد) استفاده شد. منحنی‌های شکنندگی به صورت تابع توزیع احتمالاتی دو متغیره فرض شده و براساس احتمال تجمعی رخداد، پارامتر تقاضای مهندسی

$$P(ds|pga) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{pga}{ds} \right)}{\beta_{ds}} \right] \quad (2)$$

در معادله (۲) ds معرف بیشترین تغییر مکان نسبی طبقات است که به ازای مقادیر مختلف شدت زلزله بدست می‌آید. pga بیشترین شتاب رکورد، مقدار میانگین بیشترین شتاب‌های متناظر با سطح عملکرد مورد نظر، β_{ds} انحراف بیشترین شتاب‌های متناظر با سطح عملکرد مورد نظر و Φ تابع توزیع نرمال است. در این تحقیق سطوح عملکردی تعریف شده در آیین‌نامه ASCE 41-06، به‌عنوان حالات حدی در نظر گرفته شده است [22].

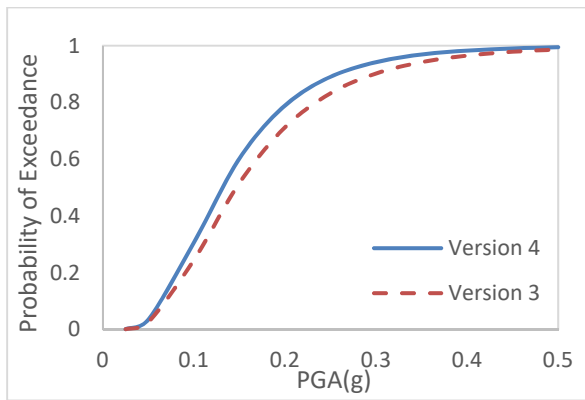
برای ترسیم منحنی شکنندگی، ابتدا سطح عملکرد مورد نظر انتخاب می‌شود. به طور مثال مطابق شکل (۲) سطح عملکرد ایمنی جانی که دریفت نسبی آن براساس آیین‌نامه ASCE 41-06 برابر ۲/۵٪ می‌باشد، انتخاب شده است. سپس خطی به معادله $Drift=0.025$ از روی منحنی‌های IDA قطع داده می‌شود تا حداکثر شتاب متناظر با این دریفت نسبی برای هر رکورد استخراج گردد. بیشترین تحلیل شوند بیشتری نشوند

پالس نیز آورده شده است. در این مطالعه هر سازه ۱۰۰ بار تحت تحلیل دینامیکی افزایشده قرار می‌گیرد (۵۰ رکورد هر یک دارای دو مولفه). برای هر یک از مؤلفه‌های افقی ۵۰ زوج شتابنگاشت مذکور تحلیل دینامیکی افزایشده انجام شده است) با افزایش PGA معمولاً شاهد افزایش پاسخ یا همان بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات هستیم. لازم به ذکر است، بیشترین حاصل از تحلیل ملاک عمل قرار می‌گیرد. تحلیل حداکثر تغییر مکان نسبی در تمام طبقات برای رسم منحنی IDA رکورد می‌شود.

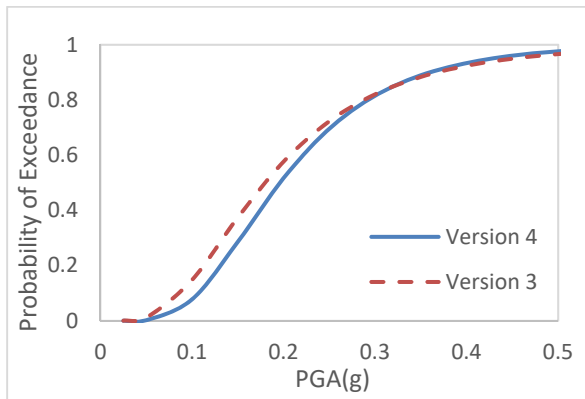
جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

Item	Incident	Magnitude (M)	PGA	
			T1	T2
Far-Field				
1	Northridge	6.7	0.41	0.51
2	Northridge	6.7	0.41	0.48
3	Duzce. Turkey	7.1	0.72	0.82
4	Hector Mine	7.1	0.26	0.33
5	Imperial Valley	6.5	0.23	0.35
6	Imperial Valley	6.5	0.36	0.37
7	Kobe. Japan	6.9	0.51	0.5
8	Kobe. Japan	6.9	0.24	0.21
9	Kocaeli. Turkey	7.9	0.31	0.35
10	Kocaeli. Turkey	7.5	0.21	0.14
11	Landers	7.3	0.24	0.15
12	Landers	7.3	0.28	0.41
13	Loma Prieta	6.9	0.52	0.44
14	Loma Prieta	6.9	0.55	0.36
15	Manjil. Iran	7.4	0.49	0.51
16	Superstation Hills	6.5	0.35	0.25
17	Superstation Hills	6.5	0.44	0.3
18	Cape Mendocino	7	0.38	0.54
19	Chi-Chi. Taiwan	7.6	0.44	0.35
20	Chi-Chi. Taiwan	7.6	0.51	0.47
21	San Fernando	6.6	0.21	0.17
22	Friuli. Italy	6.5	0.35	0.31
Near-Field with pulse				
23	Gazli. USSR	6.8	0.7	0.86
24	Imperial Valley-06	6.5	0.59	0.77
25	Imperial Valley-06	6.5	0.27	0.25
26	Nahanni. Canada	6.8	1.1	1.2
27	Nahanni. Canada	6.8	0.51	0.35
28	Loma Prieta	6.9	0.45	0.5
29	Loma Prieta	6.9	0.64	0.48
30	Cape Mendocino	7	1.49	1.03
31	Northridge-01	6.7	0.75	0.93
32	Northridge-01	6.7	0.34	0.46
33	Kocaeli. Turkey	7.5	0.22	0.32
34	Chi-Chi. Taiwan	7.6	0.49	0.32
35	Chi-Chi. Taiwan	7.6	1	0.43
36	Denali. Alaska	7.9	0.33	0.29
Near-Field without pulse				
37	Imperial Valley-06	6.5	0.44	0.44
38	Imperial Valley-06	6.5	0.34	0.47
39	Irpinia. Italy-01	6.9	0.22	0.32
40	Superstation Hills-02	6.5	0.43	0.38

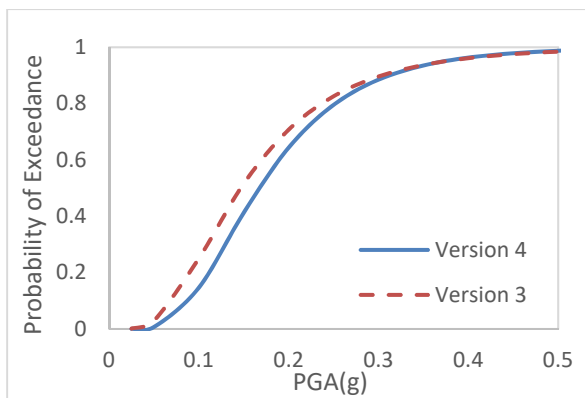
شکل ۴. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان ها در سطح عملکرد IO برای رکوردهای حوزه نزدیک، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



(ب)



(ج)

Fig. 4. Comparing fragility curve for structures at the level of the IO performance under Near-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

شکل ۲. منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی

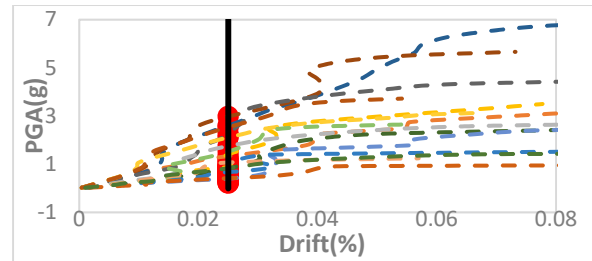
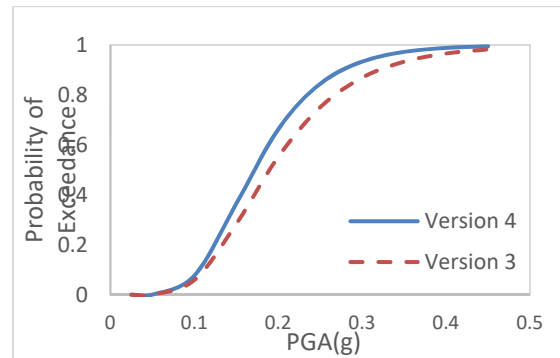
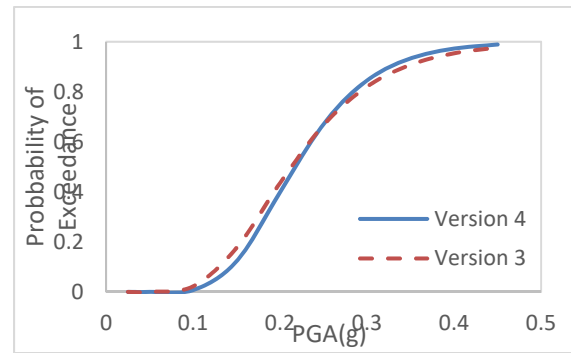


Fig. 2. IDA Curves

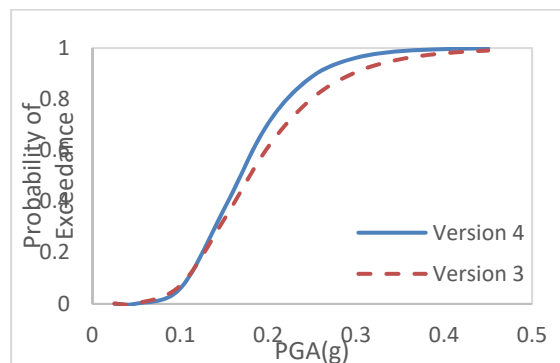
شکل ۳. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان ها در سطح عملکرد IO برای رکوردهای حوزه دور، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



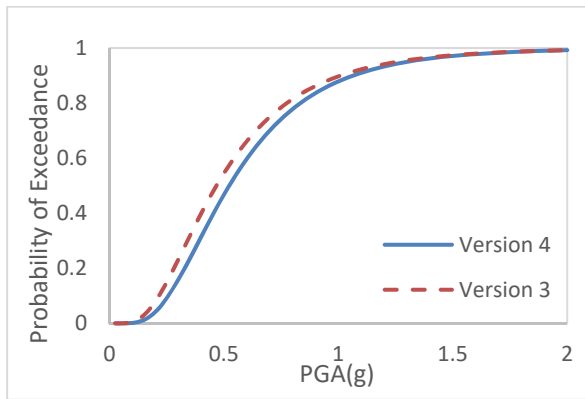
(ب)



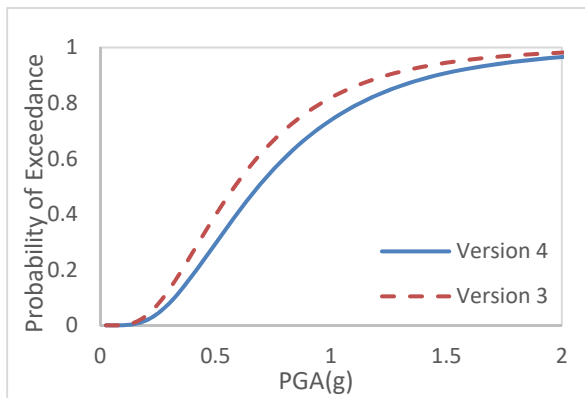
(ج)

Fig. 3. Comparing fragility curve for structures at the level of the IO performance under Far-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

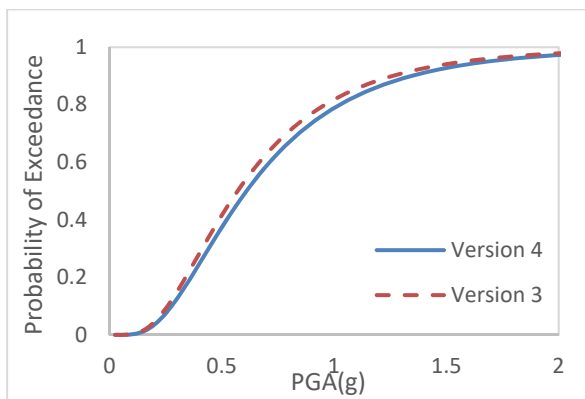
شکل ۶. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان‌ها در سطح عملکرد LS برای رکوردهای حوزه نزدیک، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



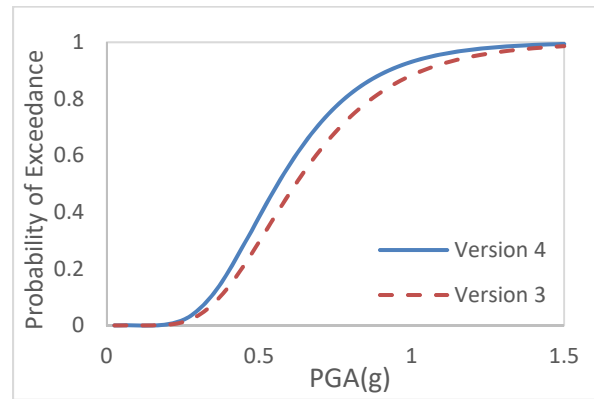
(ب)



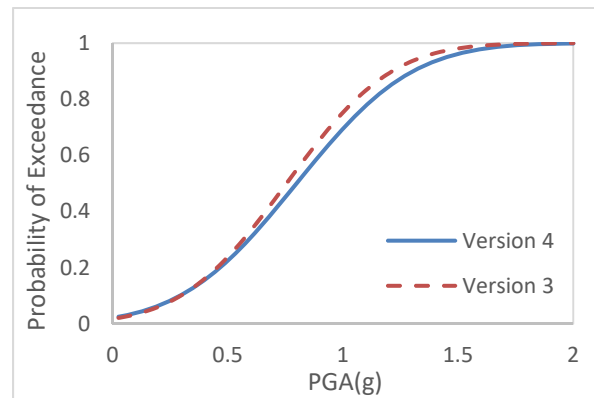
(ج)

Fig. 6. Comparing fragility curve for structures at the level of the LS performance under Near-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

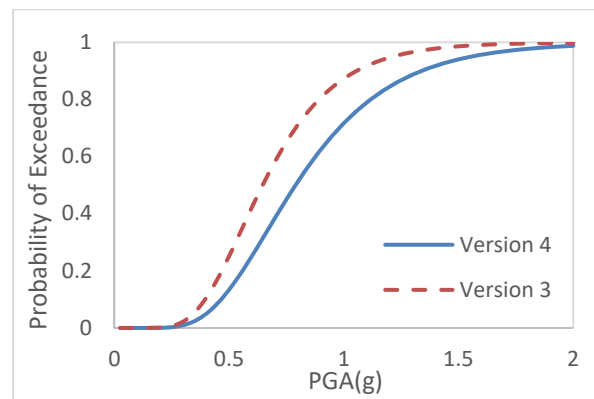
شکل ۵. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان‌ها در سطح عملکرد LS برای رکوردهای حوزه دور، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



(ب)

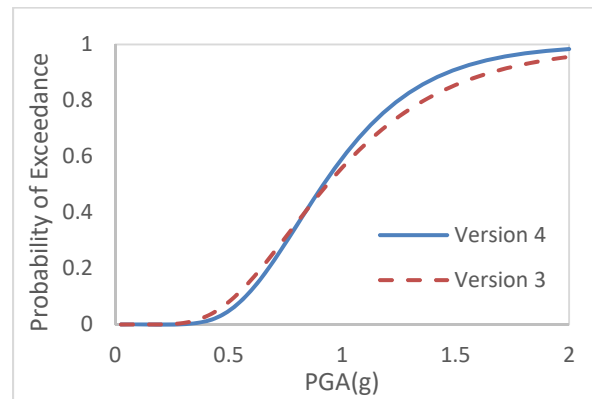


(ج)

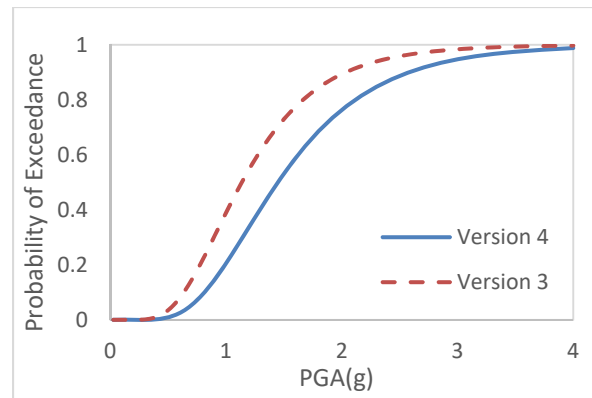
Fig. 5. Comparing fragility curve for structures at the level of the LS performance under Far-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

شکل ۷. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان‌ها در سطح عملکرد CP برای

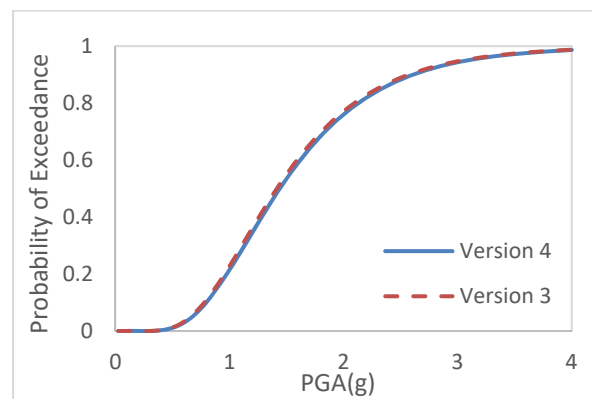
رکوردهای حوزه دور، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



(ب)

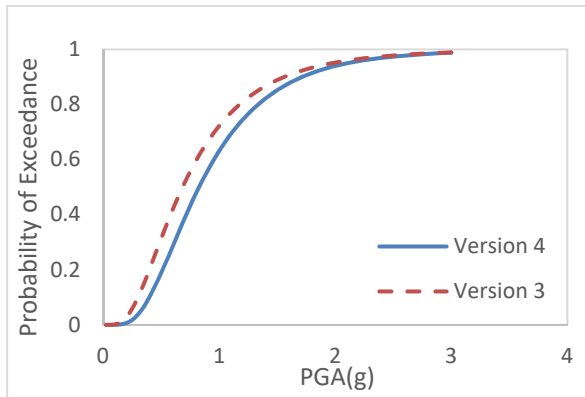


(ج)

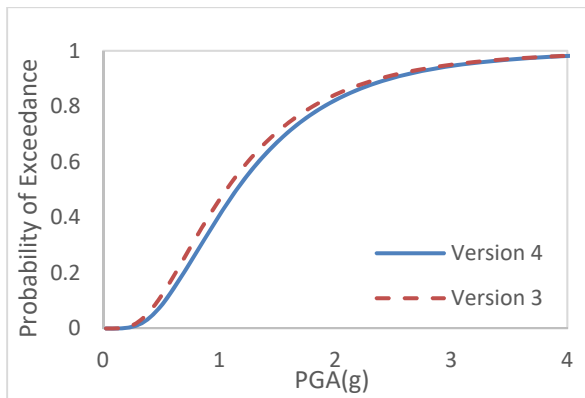
Fig. 7. Comparing fragility curve for structures at the level of the CP performance under Far-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

شکل ۸. مقایسه منحنی شکنندگی ساختمان‌ها در سطح عملکرد CP برای

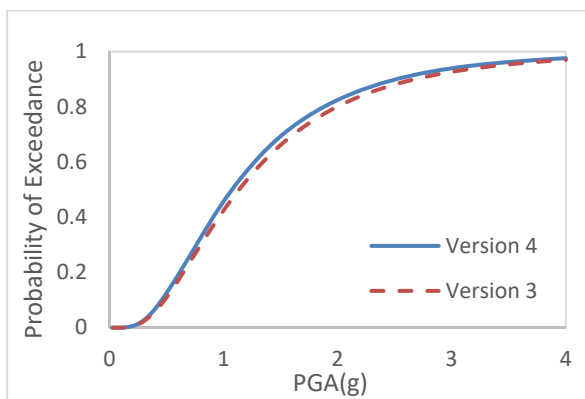
رکوردهای حوزه نزدیک، الف) ۳ طبقه، ب) ۵ طبقه ج) ۷ طبقه



(الف)



(ب)



(ج)

Fig. 8. Comparing fragility curve for structures at the level of the CP performance under Near-Field records, a) 3 Story, b) 5 Story, c) 7 Story

طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳، تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب ۱/۲۹، ۰/۹۴ و ۰/۵۳ است. این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک ۰/۸۵، ۰/۷۴ و ۰/۸۹ بدست آمده است و در مجموع با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها برابر ۱/۰۷، ۰/۸۴ و ۰/۷۱ حاصل شده است. با است

طبق شکل (۷) در سطح عملکرد CP برای شتاب حداکثر ۰/۳۵g، احتمال فراگذشت ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳، تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب ۰/۰۳، ۰/۱۷ و ۰/۸۲ می‌باشد.

این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک مطابق شکل (۸) ۰/۴۴، ۰/۵۸ و ۱/۱۵ بدست آمده است و در مجموع با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها برابر ۰/۳۷، ۰/۳۷ و ۰/۹۸ حاصل شده است. در این سطح عملکرد برای شتاب حداکثر ۰/۵g، احتمال فراگذشت ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳، تحت زلزله‌های حوزه دور و به ترتیب ۰/۶، ۰/۲۵ و ۰/۸۶ است. این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک ۰/۶، ۰/۶۹ و ۱/۱۲ بدست آمده است و در مجموع با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها برابر ۰/۶، ۰/۴۷ و ۱ حاصل شده است. کلیه نتایج حاصل که در بالا بر اساس شکل‌های (۳ تا ۸) گفته شد، برای عملکردهای IO، LS و CP به ترتیب در جدول‌های ۲، ۳، ۴ خلاصه شده است.

جدول ۲. نسبت احتمال فراگذشت سطح عملکرد IO ویرایش چهارم سازه‌ها به ویرایش سوم آنها

All Records	Near-Field		Far-Field		Story	
	0.5g	0.35g	0.5g	0.35g		
1	1.03	1	1.03	1	1.04	3
1	1.01	1	1	1	1.03	5
1	1.01	1	1	1	1.03	7
1	1.02	1	1.01	1	1.03	Average

Table 2. Ratio of exceedance at the level of the IO performance at the Fourth Edition than Third the Edition

از آنجا که نسبت بیشترین شتاب زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله نسبت به زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در بسیاری از محل‌ها برابر ۱/۵ است [24]. در این تحقیق علاوه بر اینکه زلزله با بیشترین شتاب ۰/۳۵g بررسی شده، زلزله قویتر (متناظر با زلزله ۲۴۷۵ ساله) با بیشترین شتاب ۰/۵g نیز مورد مطالعه قرار گرفته است که تحقیق زلزله نادر نامگذاری شده است. نتیجه مقایسه منحنی شکنندگی سازه‌های تحت بررسی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم و چهارم به صورت زیر است: طبق شکل (۳) احتمال فراگذشت ساختمان‌های طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ از سطح عملکرد IO در زلزله‌های با حداکثر شتاب ۰/۳۵g، با ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳ یکسان و نسبت آن برای ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به ترتیب برابر ۱/۰۴، ۱/۰۳ و ۱/۰۳ است.

این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک مطابق شکل (۴) ۱/۰۳، ۱ و ۱ بدست آمده است و در مجموع با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها برابر ۱/۰۳، ۱/۰۱ و ۱/۰۱ حاصل شده است. در این سطح عملکرد برای شتاب حداکثر ۰/۵g، احتمال فراگذشت ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳، تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب ۱، ۱ و ۱ است. این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک مشابه با حوزه دور بوده، در نتیجه با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها نیز به همان صورت حاصل می‌شود. بیشترین است طبق شکل (۵) در سطح عملکرد LS برای شتاب حداکثر ۰/۳۵g، احتمال فراگذشت ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه طراحی شده براساس نسخه ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ساختمان‌های مشابه طراحی شده براساس نسخه ۳، تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب ۱/۴۶، ۱ و ۰/۴۴ می‌باشد.

این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک مطابق شکل (۶) ۰/۷۴، ۰/۶۵ و ۰/۸۵ بدست آمده است و در مجموع با احتساب همه زلزله‌ها در قالب یک مجموعه این نسبت‌ها برابر ۱/۱، ۰/۸۲ و ۰/۶۴ حاصل شده است. در این سطح عملکرد برای شتاب حداکثر ۰/۵g، احتمال فراگذشت ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه

جدول ۳. نسبت احتمال فراگذشت سطح عملکرد LS ویرایش چهارم سازه‌ها به ویرایش سوم آنها Edition

All Records	Near-Field		Far-Field		Story	
	0.5g	0.35g	0.5g	0.35g		
1.07	1.1	0.85	0.74	1.29	1.46	3
0.84	0.82	0.74	0.65	0.94	1	5
0.71	0.64	0.89	0.85	0.53	0.44	7
0.87	0.85	0.83	0.75	0.92	0.96	Average

Table 3. Ratio of exceedance at the level of the LS performance at the Fourth Edition than the Third

جدول ۴. نسبت احتمال فراگذشت سطح عملکرد CP ویرایش چهارم سازه‌ها به ویرایش سوم آنها

All Records	Near-Field		Far-Field		Story	
	0.5g	0.35g	0.5g	0.35g		
0.6	0.37	0.6	0.44	0.6	0.3	3
0.47	0.37	0.69	0.58	0.25	0.17	5
1	0.98	1.12	1.15	0.86	0.82	7
0.69	0.57	0.81	0.72	0.57	0.43	Average

Table 4. Ratio of exceedance at the level of the CP performance at the Fourth Edition than the Third Edition

باتوجه به جدول (۲) تفاوت عملکرد نسخه سوم و چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ساختمان‌ها، در سطح قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ناچیز برآورد می‌شود. در حالی که براساس جدول (۳ و ۴)، نسخه چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایمنی بیشتری را برای ساختمان‌ها تأمین می‌کند به گونه‌ای که برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال، میانگین نسبت احتمال فراگذشت از سطح عملکرد LS به ترتیب ۱۵٪ و ۱۳٪ و از سطح عملکرد CP به ترتیب ۴۳٪ و ۳۱٪ احتمال فراگذشت کمتری را خواهد داشت.

۸. خلاصه و نتیجه‌گیری

به منظور مقایسه دو ویرایش سوم و چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این تحقیق از ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط استفاده شد. در این مطالعه هر سازه ۱۰۰ بار تحت تحلیل دینامیکی افزایشی در نرم افزار Opensees قرار گرفت. به عبارتی تحت ۲۲ جفت زلزله دور از گسل با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷/۶ در مقیاس ریشتر و با فاصله‌ی بیش از ۱۰ کیلومتری گسل، به علاوه ۱۴ جفت زلزله نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ جفت زلزله نزدیک گسل با پالس تحلیل شد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد:

- در سطح عملکرد IO برای هر سه سازه ۳، ۵، ۷ طبقه در شتاب‌های حداکثر ۰/۳۵g و ۰/۵g، اختلاف بین دو نسخه سوم و چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ بسیار ناچیز است و ساختمان‌ها عملکرد مشابهی دارند.
- در سطح عملکرد LS تمام سازه‌های طراحی شده با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به جز سازه ۳ طبقه در زلزله‌های حوزه دور، عملکرد بهتری نسبت به ویرایش سوم از خود نشان می‌دهند. در این سطح عملکرد، میانگین نسبت احتمال فراگذشت از سطح عملکرد مورد نظر برای سازه‌های ویرایش چهارم به ویرایش سوم، در شتاب حداکثر ۰/۳۵g حوزه‌های دور و نزدیک به ترتیب برابر ۹۶٪ و ۷۵٪ و در شتاب حداکثر ۰/۵g حوزه‌های دور و نزدیک به ترتیب برابر ۹۲٪ و ۸۳٪ است. هر چند که نسخه ۴ برای ساختمان‌های بلند مفیدتر بوده و ایمنی آن را بیشتر تأمین می‌کند، می‌توان ضریب اصلاحی مربوط به سازه‌های قاب خمشی فولادی طراحی شده توسط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای انجام ارزیابی سریع را برای شتاب حداکثر ۰/۳۵g عدد ۰/۸۵ و برای شتاب حداکثر ۰/۵g عدد ۰/۸۷ در نظر گرفت.
- در سطح عملکرد CP تمام سازه‌های طراحی شده با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به جز سازه‌ی ۷ طبقه در زلزله‌های حوزه نزدیک، عملکرد بهتری نسبت به ویرایش سوم از خود نشان می‌دهند.
- اختلاف بین دو ویرایش سوم و چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در سطح عملکرد CP بیشتر از اختلاف آن‌ها در سطح عملکرد LS است (میانگین نسبت احتمال فراگذشت ویرایش چهارم سازه‌ها به ویرایش سوم آن‌ها در شتاب حداکثر ۰/۳۵g به عدد ۰/۵۷ و در شتاب حداکثر ۰/۵g به عدد ۰/۶۹ می‌رسد). این اختلاف نشان دهنده عملکرد بهتر ساختمان‌های طراحی شده براساس ویرایش چهارم در سطح عملکرد CP نسبت به سطح عملکرد LS می‌باشد.
- اختلاف بین دو ویرایش سوم و چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ در شتاب حداکثر ۰/۳۵g بیشتر از شتاب حداکثر ۰/۵g است.

۹. مراجع

- Frame-shear Wall System Using Seismic Fragility Curve. *Procedia Engineering*, 171(Supplement C), 1069–1076
- [13] Barron-Covera, Raul 1999, "Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures", *Ph.D.dissertation, Faculty of the Graduate School of the State University of New York at Buffalo*.
- [14] Building And Housing Research Center, "Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design Of Buildings", *Standard No.2800(3rd Edition), 2004 (In Persian)*
- [15] Building And Housing Research Center, "Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design Of Buildings", *Standard No.2800(4rd Edition), 2014 (In Persian)*
- [16] Office for the codification and promotion of National Building Regulations, "*Designing and implementing steel buildings, Tehran, Iran, 2008 (In Persian)*
- [17] Office for the codification and promotion of National Building Regulations, "*Designing and implementing steel buildings, Tehran, Iran, 2013 (In Persian)*
- [18] Lignos, D. G., & Krawinkler, H. 2010. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.
- [19] Ibarra, L. F., and Krawinkler, H. 2005. "Global collapse of frame structures under seismic excitations," *Technical Report 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA*.
- [20] OpenSees 2010. "Open System for Earthquake Engineering Simulation". *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, (<http://opensees.berkeley.edu>).
- [21] FEMA P 695. 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors. *Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA*.
- [22] ASCE 41-06, 2006, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, *American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.*, MSc Thesis, Azad University, West Branch
Department of technical affairs, Management and planning organization, "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings", Code 360, Office of deputy for supervision, 2015 (In Persian).
- [1] Kennedy, R.P.; Cornell, A.C.; Campbell, R.D.; Kaplan, S. and Perla, H.F. 1980. "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant", *Nuclear Eng. & Design*, 59(2).
- [2] Kircher, C.A. and Martin W. 1993. Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shopon Continuing Action to Reduce losses from Earthquake, *Washington, Dc: U.S.Geological Survey*.
- [3] Anagnos, T., Rojahn, C., & Kiremidjian, A. 1995. NCEER-ATC joint study on fragility of buildings. ATC-13.(1985-86). "Earthquake damage evaluation data California", *Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA*.
- [4] Singhal Ajay, & Kiremidjian Anne S. 1998. Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, 124(8), 922–929.
- [5] Shinozuka, M. 1998. "Statistical Analysis of Bridge Fragility Curve", *proceeding of the Workshop on effective Systems for Bridge, New York, NY*
- [6] E. Dumova-Jovanoska.. 2000. Fragility curves for reinforced concrete structures in Scopje region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19(6), 455-466.
- [7] Marano, G. C., Greco, R., & Morrone, E. 2011. Analytical evaluation of essential facilities fragility curves by using a stochastic approach. *Engineering Structures*, 33(1), 191-201.
- [8] Asgarian, B., Sadrinezhad, A., & Alanjari, P. 2010. Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 178–190.
- [9] Malekahmadi F., Birzhandi M. S. 2018. Probabilistic Assessment of ASD and LRFD code criteria for steel moment frames under the near-fault events using incremental dynamic analysis (IDA). *Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), Vol.18, No.2, (In Persian)*.
- [10] Federal Emergency Management Agency (FEMA). HAZUS-MH MR5, technical and user's manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2010).
- [11] ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood City, California (1996).
- [12] Astriana, L., Sangadji, S., Purwanto, E., & Kristiawan, S. A. 2017. Assessing Seismic Performance of Moment Resisting Frame and

Comparing Versions 3 and 4 of Standard 2800, Regarding Fragility Curves of Intermediate Moment Frame Buildings

M.Mohammadi ¹, F.Alizadeh ²

1. Associate professor, International institute of Earthquake Engineering and seismology, Tehran, Iran.
2. MSc., Department of civil engineering, West Tehran branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

Abstract

Nowadays, performance evaluation of buildings against earthquakes is one of the common debates among researchers. Old buildings designed on the basis of previous versions of seismic codes are exposed to more damages in earthquakes. To evaluate vulnerability of existing buildings for earthquakes, Instruction on Rapid Earthquake Evaluation of the Existing Buildings (Code No. 364) has been proposed. By this code, a building can be rapidly evaluated by easily available data such as structural type, designing and construction date, appearance, etc., with very low cost. One of important parameters for such evaluation is the version of the seismic code (Standard 2800) which had been applied in the designing process of inspected building; later version has greater score. However, the rapid evaluation code (Code No. 364) has been prepared before releasing version 4 of Standard-2800 and therefore do not have the score of designing with this version. Therefore, this paper is focused on comparing version-3 and version-4 of Standard 2800 in designing buildings. For this, three buildings, having 3, 5 or 7 story, with regular plane is considered. Each is designed twice, based on the version-3 and version-4 and then their fragility curves are calculated. The obtained fragility curves are compared in two levels of earthquakes having return period of 475 years and 2475 years (PGA of these earthquakes are assumed as 0.35g and 0.5g, respectively). To achieve the fragility curves, 50 earthquake records, recommended by FEMA-P695, are considered. They include 22 far field ones, 14 near field ones having pulse and 14 near field records without pulse. To consider nonlinear behavior of the structural elements, concentrated plasticity is assumed at two ends of each element by Opensees software. Properties of the plastic hinges are introduced in the software based on Lignos model. The obtained results show that in IO performance level, there is no meaningful difference between the structures designed on the basis of version 3 and version 4 of Standard-2800. However, in Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) performance levels, version 4 leads to much better structure. Furthermore, the difference between these two versions of standard is greater for 475 year earthquakes, in comparison with 2475 year earthquakes, and also for LS rather than CP performance level.

Keywords: Fragility Curve, Incremental Dynamic Analysis, Standard 2800, Rapid Evaluation, Performance level.